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 : Infrastructures de Base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V39.4 DU PK 39+416 AU PK 39+616 DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE DJEN-DJEN A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU D'EL EULMA SUR 110 KM.

Présenté par :

BOULABIZA Maroua

ROUABHI Amina

Encadré par :

Mr BAYASLI Rachid

Promotion 2021 /2022

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

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.*

Un grand merci s'adresse particulièrement à mes **CHERS PARENTS**, *pour leurs soutiens morals et matériels, aussi pour leurs encouragements dans chaque pas de mon parcours de ma vie.*

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

*Je Souhaite aussi exprimer, mes remerciements à mes professeurs de l'***ENSTP**, *Qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de notre Formation de qualité le long de notre cursus.*

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.

Merci

DEDICACE

Au nom de Dieu qui nous a éclairé les chemins du savoir et de la sagesse, je dédie ce modeste travail :

Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là où je suis, à toi cher Père.

A celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir, celle à qui je ne pourrai révéler mon amour avec de simples mots, à toi chère Mère.

A mon autre moitié : ma chère sœur Djahida et ses enfants : Anes , Dhayaa el din ,Belssam , Tesnime et son mari Soufiane.

A mes chers frères Mohamed , Djamel et Seif el din et toute ma famille sans exception.

A mon binôme ROUABHI Amina, et à sa familles.

A mes chers amis qui m'ont soutenu durant toute l'année : Lamiss, Thamila.

A mes amis, toutes personnes qui me connaissent de loin ou de prés.

Et en dernier, un grand merci à toutes celles et tous ceux qui nous ont aidés et soutenus.

BOULABIZA Maroua

DEDICACE

Au nom de Dieu qui nous a éclairé les chemins du savoir et de la sagesse, je dédie ce modeste travail :

Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là où je suis, à toi cher Père.

A celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir, celle à qui je ne pourrai révéler mon amour avec de simples mots, à toi chère Mère.

A mon autre moitié : ma chère sœur et mes deux chers frères et toute ma famille.

A mon binôme BOULABIZA Maroua, et à sa familles.

A mes chers amis qui m'ont soutenu durant toute l'année : Lamiss, Amira et Belkiss.

A mes amis, toutes personnes qui me connaissent de loin ou de prés.

Et en dernier, un grand merci à toutes celles et tous ceux qui nous ont aidés et soutenus.

ROUABHI Amina

ملخص

هذا العمل يندرج في إطار تصميم ودراسة الجسر رقم 39.4المتواجد بين النقطة الكيلومترية 39+416والنقطة 39+616، ضمن مشروع الطريق الرابط بين مطار جنجن و الطريق السيار شرق-غرب (العلمة) على طول 110 كم. الهيكل عبارة عن جسر طوله 207.53مترا مع 06 اجزاء مستقلة طولها 34 مترا وعرضها 13.12 مترا . ويستقر السطح على ثمانية ركائز وسطية وطرفية .يحتوي العمل المقدم على جزأين رئيسيين، الأول يصف موقع المشروع، وبياناته المختلفة، وتصميم المتغيرات التي ستنتهي باختيار الأكثر ملائمة. وفي الجزء الثاني، نبدأ البنية الفوقية، تأتي دراسة السطح، التي يتم تنفيذها باستخدام برنامج حسابي، ثم تأتي البنية التحتية التي تتكون من تغيير حجم الركائز (الوسطية والطرفية) والتحقق من ثباتها. مرورا بتقييم الحمولات و الحمولات الزائدة، حساب سابقة الإجهاد، الدراسة الزلزالية، وضع قياس التجهيزات و مختلف العناصر المكونة للجسر، و هذا مع احترام المنظومات المعمول بها في الجزائر و أوروبا، و بالإعتماد على برامج للحساب .

الكلمات المفتاحية: التصميم، الجسر، بعد التوتر، الركائز الوسطية والطرفية. سابقة إجهاد الحق، دراسة زلزالية، البنية التحتية .

Résumé

Ce travail consiste à faire la conception et de l'étude du viaduc V39.4 situé entre le PK 39+416 et PK39+616 dans le cadre de la réalisation de la liaison autoroutière reliant le PORT DE DJEN-DJEN à l'autoroute EST-OUEST au niveau D'EL EULMA sur 110 KM.

L'ouvrage est un viaduc de 207.53 m de longueur avec 6 travées indépendantes en poutres précontraintes par post-tension de 34 m de longueur, et une largeur de 13.12 m, le tablier repose sur huit appuis (cinq piles et deux culées). Ce travail comporte deux parties principales, la première décrit le site du projet, ses différentes données et la conception des variantes ; la plus avantageuse sera donc choisit, la deuxième partie consiste à étudier les éléments constituant l'ouvrage. On commence d'abord par la superstructure, l'étude du tablier, qu'on effectue à l'aide des logiciels de calculs, par la suite on étudiera l'infrastructure qui consiste à dimensionner les appuis (culées, piles) et vérifier la stabilités de ces dernières, en passant par l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux, en se référant à des règlements utilisés en Algérie et en Europe et à l'aide des logiciels de calcul.

Mots clés : Viaduc, poutre VIPP, pile, culée, béton précontraint, post-tension, étude sismique, infrastructure.

Abstract In this work,

the V39.4 Bridge is designed and studied. This project is located between KP 39+416 and KP 39+616 within the road project connecting the Port of DJEN-DJEN and D'EL EULMA.

The structure is characterizd by a length of 207.53, connected by 6 independent spans. The concrete deck rests on prefabricated prestressed beams (post-tensioned beams) with length of 34 m and width of 13.12 m supported by five piers and two reinforced concrete abutments. The first part provides the site characteristics with quick and accurate results to evaluate different design alternatives even before the study is started. The chosen alternative has to be technically and environmentally advantageous and represents the best in all conditions. The second part is to study the structure and the foundation in details of the chosen alternative. We start first by the theoretical study of the deck, subsequently by using a software by going through a lot of steps (loading, static analysis, prestressed concrete evaluation, bearings, seismic analysis...). This thesis ends with the study of piers, abutments and foundations.

Keywords: Design and study, bridge, pre-stressed beams, earthquake, piers, foundations

LISTE DES ABREVIATIONS

PK : Point Kilométrique.
RN : Route Nationale.
BAU : Bande d'arrêt d'urgence.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
BAEL : Béton armé aux États limites.
BPEL : Béton précontraint aux États limites.
DTR : Document technique Réglementaire.
HA : Haute adhérence.
VC : Voussoir à la clef.
VSP : Voussoirs sur Pile.
VSC : Voussoirs coulé sur cintre.
DA : Dinars Algérien.
ELU : États limites ultime.
ELS : États limites en service.
ELA : États limites accidentelles.
Ep : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
Es : Module d'Elasticité de l'acier.
CPA : Ciment Portland Artificiel.
$\mathbf{f_{c28}}$: Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
$\mathbf{f_e}$: Limite d'Elasticité de l'acier.
$\mathbf{f_{peg}}$: Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
$\mathbf{f_{prg}}$: Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
$\mathbf{f_{t28}}$: Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$: Contrainte de Compression admissible de Béton.
$\boldsymbol{\sigma_{bt}}$: Contrainte de Traction admissible de Béton.
$\boldsymbol{\sigma_{Inf}}$: Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\boldsymbol{\sigma_s}$: Contrainte limite de l'acier.
$\boldsymbol{\sigma_{Sup}}$: Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
HA : Haute Adhérence.
12T15 : deuze (12) torons de quinze (15) fils.
RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
CCP : Complément des charges permanentes.
AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
$\boldsymbol{\Delta T}$: Variation uniforme de la température
$\boldsymbol{\Delta\theta}$: Gradient thermique.
MGG : Mur gade grève.
MF : mur frontal.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I

I.1. INTRODUCTION 2

I.2. DESCRIPTION DU PROJET 2

I.2.1. Objectif et situation du projet 2

I.2.2. Composantes de la pénétrante 3

I.2.3. Objectif du projet 3

I.2.4. L'obstacle à franchir 3

I.3. LES DONNEES DE PROJET 3

I.3.1. Les données fonctionnelles 3

I.3.1.1. Tracé en plan 3

I.3.1.2. Profil en long 4

I.3.1.3. Profil en travers 4

I.3.2. Les données naturelles 5

I.3.2.1. Topographie 5

I.3.2.2. Sismicité du site 5

I.3.2.3. Température 6

I.3.2.4. Vent 6

I.3.2.5. L'humidité 6

I.3.2.6. Géotechnique 7

I.4. CONCLUSION 8

CHAPITRE II

II.1. INTRODUCTION 9

II.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION 9

II.3. PRESENTATION ET PRE DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 10

II.3.1. Variante 1 : « Pont Voussoirs en béton précontraint construits par encorbellement successifs coulé en place » 10

II.3.1.1. Conception de la superstructure 10

II.3.1.2. Conception de l'infrastructure 12
II.3.2. Variante 2 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP » 14
II.3.2.1. Conception de la superstructure 14
II.3.2.2. Conception de l'infrastructure 15
II.3.3. Variante 03 : « Pont Mixte Bipoutre » 16
II.3.3.1. Pré-dimensionnement de la superstructure 16
II.3.3.2. Conception de l'infrastructure: 18
II.4. ANALYSE DES VARIANTES 20
II.4.1. Synthèse des avantages et inconvénients de chaque variante 20
II.4.2. Devis estimatif et quantitatif des trois variantes 21
II.5. CONCLUSION 25

CHAPITRE III

III.1. INTRODUCTION 27
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 27
III.3. CARECTERESTIQUESDES MATERIAUX 27
III.3.1. Béton 27
III.3.2. Armatures 28
III.3.2.1. Armatures passives 28
III.3.2.2. Armatures de précontraintes 28
III.3.3. Contraintes admissibles 29
III.3.3.1. Béton 29
III.3.3.2. Armatures 29
III.4. EVALUATION DES ACTIONS 30
III.4.1 Evaluation des actions hors trafic 30
III.4.1.1. Actions permanentes 30
III.4.1.2. Action thermique 31
III.4.2. Evaluation des actions dues au trafic 32
III.4.2.1. Système de charge à considérer 32
III.4.2.2. Caractéristiques du pont 32
III.4.2.3. Système de charge A : 33

III.4.2.4. Système de charge B : 34
III.4.2.5. Charges militaires Mc 120 : 35
III.4.2.6. Convoi exceptionnel D240 : 36
III.4.2.7. Coefficient de majoration dynamique : 36
III.4.2.8. Efforts de freinage : 37
III.5. MODELISATION : 37
III.6.1. Résultats : 39
III.7. CONCLUSION : 40

CHAPITRE IV

IV.1. INTRODUCTION 40
IV.2. DONNEES DE CALCUL 40
IV.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE 41
IV.3.1. Valeur minimale de la précontrainte en service 41
IV.3.2. Détermination de nombre de câble 42
IV.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES : 42
IV.5. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE : 44
IV.5.1. Principe : 44
IV.5.2. Détermination du tracé : 44
IV.5.3. Détermination de l'angle de relevage : 46
IV.6. CALCUL DES PERTES : 48
IV.6.1. PERTES DE TENSION INSTANTANEES : 48
IV.6.1.1. Pertes par frottement : 49
IV.6.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage : 49
IV.6.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton : 50
IV.6.2. Pertes de tension différées : 51
IV.6.2.1. Pertes par retrait : 51
IV.6.2.2. Perte par fluage : 52
IV.6.2.3. Perte par relaxation : 52
IV.6.3. PERTES TOTALES 53

IV.7. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A L'ELS : 53
IV.7.1. Les sections de vérifications : 53
IV.7.2. Limitation des contraintes : 53
IV.7.4. Justification de la poutre à l'ELS : 54
IV.7.4.1. Justification des contraintes normales : 55
IV.7.4.2. Justification des contraintes tangentielles : 56
IV.7.5. Justification de la poutre à l'ELU : 58
IV.8. FERRAILLAGE PASSIVE DE LA POUTRE 59
IV.8.1. Armatures des zones tendues 59
IV.8.2. Armature de peau 59
IV.9. CONCLUSION 60

CHAPITRE V

V.1. INTRODUCTION.....62
V.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES 62
V.2.1. Flèche due au poids propre : 62
V.2.2.Contre flèche de précontrainte : 62
V.2.3. Flèche maximale à ELS 63
V.2.4. Flèche totale.....63
V.3. ETUDE DE L'HOURDIS.....64
V.3.1. Ferraillage : 66
V.3.1.1. Ferraillage nappe supérieure (Sur appui) : 66
V.3.1.2. Ferraillage nappe inferieure (Mi-travée).....67
V.4. CONCLUSION.....67

CHAPITRE VI

VI.1. INTRODUCTION.....68
VI.2. APPAREIL D'APPUI.....68
VI.2.1. Choix de type d'appareil d'appui 68
VI.2.2. Dimensionnement des appareils d'appui de type B 68
VI.3. EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K.....70

VI.4. ETUDE SISMIQUE 71
VI.4.1. La méthode monomodale 71
VI.4.1.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal 72
VI.4.1.2. Evaluation de l'effort sismique transversal 73
VI.4.1.3. Séisme vertical 74
VI.4.2. Méthode du Spectre de Réponse 74
VI.4.2.2. Spectre de réponse de la composante verticale 75
VI.4.3 Modes propres 75
VI.4.3.1. Combinaison des réponses modales 76
VI.4.3.2. Combinaison des composantes de l'action sismiques 76
VI.4.4. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008 77
VI.4.4.1. Résistance à la compression 77
VI.4.4.2. Stabilité au flambement 77
VI.4.4.3. Limitation de la distorsion 77
VI.4.4.4. Condition de non glissement : 78
VI.5. DES D'APPUIS : 79
VI.5.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile : 79
VI.5.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile : 79
VI.6. JOIN DE CHAUSSEE : 80
VI.6.1. Dimensionnement : 80
VI.6.2. Type de joint : 80
VI.7. L'assainissement d'un pont : 81
VI.8. Les corniches : 81
VI.9. CONCLUSION : 82

CHAPITRE VII

VII.1. INTRODUCTION 83
VII.2. ETUDE DE LA PILE 83
VII.2.1. Conception de la pile : 83
VII.2.1.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement 83
VII.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile 84

VII.2.2.1. Efforts statiques 85
VII.2.2.2. Combinaisons des efforts 86
VII.2.3. Ferraillage des éléments de la pile 86
VII.2.3.1. Etude de chevêtre 86
VII.2.3.2. Etude des futs : 90
VII.2.3.3. Ferraillage de la semelle 91
VII.2.3.4. Etude des pieux 92
VII.3. ETUDE DE LA CULEE 95
VII.3.1. Conception des culées 95
VII.3.1.1. Choix de type de culée 95
VII.3.1.2. Eléments constituants une culée remblayée 95
VII.3.1.3. Pré-dimensionnement de la culée 96
VII.3.2. Efforts dus à la culée 97
VII.3.3. Combinaison des efforts 99
VII.3.5. Ferraillage des éléments de la culée : 99
VII.3.5.1. Ferraillage de mur frontal : 99
VII.3.5.2. Dalle de transition 101
VII.3.5.3. Ferraillage de corbeau : 102
VII.3.5.4. Ferraillage de mur garde grève : 103
VII.3.5.5. Ferraillage de la semelle 105
VII.3.5.6. Etude des pieux 106
VII.5. CONCLUSION : 108

CHAPITRE VIII

VIII.1. INTRODUCTION : 109
VIII.2. PANORAMA DES PRINCIPAUX DESORDRES DANS LES PONTS 109
VIII.2.1. Actions sollicitant les ponts 109
VIII.2.1.1. Actions dues au trafic 110
VIII.2.1.2. Actions climatiques 110

VIII.2.1.3. Actions accidentelles 110
VIII.2.2. Dégradation des matériaux 112
VIII.2.2.1. Altérations du béton 112
VIII.2.2.2. Corrosion de l'acier 113
VIII.2.3. Erreurs de conception 114
VIII.2.3.1. Défauts de résistance vis-à-vis de la flexion et de l'effort tranchant 114
VIII.2.3.2. Fatigue 114
VIII.2.4. Erreurs d'exécution 114
VIII.2.5. Cas particulier des équipements 114
VIII.3. MÉTHODES D'AUSCULTATION DES PONTS 114
VIII.3.1. Etudes Et Analyses Sur Prélèvements : 115
VIII.3.2. Étude des matériaux en place 115
VIII.3.3. Étude du fonctionnement des structures existantes 116
VIII.3.3.1. Mesure des déformations générales et des mouvements 116
VIII.3.3.2. Pesée de réactions d'appui 116
VIII.3.3.3. Autres mesures directes sur ouvrages 116
VIII.3.3.4. Étude géométrique des fissures dans les ponts en béton : la fissurographie 117
VIII.4. ÉVALUATION DES OUVRAGES EXISTANTS 117
VIII.4.1. Préparation du recalcul 118
VIII.4.1.1. Analyse structurale 118
VIII.4.1.2. Géométrie effective de la structure 118
VIII.4.1.3. Affaiblissement des matériaux 118
VIII.4.1.4. Évaluation de l'effort de précontrainte 118
CONCLUSION GENERALE 119
BIBLIOGRAPHIE
ANNAXES :
ANNAXE A
ANNAXE B
ANNAXE C
ANNAXE D

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II

Tableau II.1: Récapitulation de découpage des voussoirs.....10
Tableau II.2: Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC. 12
Tableau II.3: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante V1 13
Tableau II.4: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des Culée de la variante V1 13
Tableau II.5: Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 2. 14
Tableau II.6: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante V2. 15
Tableau II.7: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des Culée de la variante V2. 16
Tableau II.8: Pré dimensionnement des poutres métalliques. 17
Tableau II.9: Pré-dimensionnement des entretoises. 18
Tableau II.10: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante V3. 19
Tableau II.11: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante V3. 19
Tableau II.12: Analyse multicritère des trois variantes. 20
Tableau II.13: Devis de la 1ère variante/sens. 22
Tableau II.14: Devis de la 2ème variante/sens. 23
Tableau II.15: Devis de la 3ème variante/sens. 24

CHAPITRE III

Tableau III.1: Caractéristique de béton 28
Tableau III.2: Contraintes admissibles à la compression de béton 29
Tableau III.3:Contraintes admissibles à la compression de béton 29
Tableau III.4: Caractéristique géométrique d'une poutre. 30
Tableau III.5: Les compléments de charges permanentes CCP. 30
Tableau III. 6: Poids du tablier poutres 31
Tableau III.7: Caractéristiques du pont 32
Tableau III.8: Coefficient a1. 33
Tableau III.9: Valeurs de A(l) 33
Tableau III.10: Les valeurs de bc. 34
Tableau III.11: Les valeurs de Bc. 34
Tableau III.12: Les valeurs de bt. 34
Tableau III.13: Les valeurs de bt. 35
Tableau III.14: Les valeurs de δ. 36

CHAPITRE IV

Tableau IV.1: Données de dimensionnements de la précontrainte 40
Tableau IV.2 Tableau IV.2: calcul de Pmin 41
Tableau IV.3: Détermination du nombre de câble 42
Tableau IV.4 : Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes. 43
Tableau IV.5: Résultats de vérifications des contraintes 43
Tableau IV.6: Tracé des câbles. 46
Tableau IV.7: Caractéristiques du tracé des câbles. 48
Tableau IV.8: Valeurs des pertes dues aux frottements. 49

Tableau IV.9: Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage. 50
Tableau IV.10: Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton. 51
Tableau IV.11: Valeurs des Pertes par fluage. 52
Tableau IV.12: Valeurs des Pertes par relaxation. 53
Tableau IV.13: Valeurs des Pertes par totales. 53
Tableau IV.14: Limitation des contraintes. 53
Tableau IV.15: Caractéristiques nettes des sections. 54
Tableau IV.16: Position des câbles. 54
Tableau IV.17: Caractéristiques de chaque phase de vérification. 55
Tableau IV.18:Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2 55
Tableau IV.19: Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4. 56
Tableau IV.20 : Effort de précontrainte 57
Tableau IV.21: Contrainte tangentielle « **τ** » 57
Tableau IV.22: Détermination l'angle βu. 58

CHAPITRE VI

Tableau VI.1: Dimensions de l'appareil d'appui 69
Tableau VI.2: Raideurs dynamiques longitudinales de la pile. 70
Tableau VI.3: Raideurs dynamiques longitudinales de la culée. 70
Tableau VI.4: Raideurs dynamiques transversal de la pile 71
Tableau VI.5: Raideurs dynamiques transversale 71
Tableau VI.6: Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. . 73
Tableau VI.7: Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui 74
Tableau VI.8: Modes Propres..... 76
Tableau VI.9: Modèles des joints Wd. 81

CHAPITRE VII

Tableau VII.1:Implantation et hauteurs des piles. 83
Tableau VII.2:Vérification du flambement des piles les piles hautes. 84
Tableau VII.3: Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée. 85
Tableau VII.4: Réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fût.....85
Tableau VII.5: Combinaison des efforts à la base de chaque fût 86
Tableau VII.6: Ferraillage du chevêtre.....88
Tableau VII.7: Les valeurs de Rmax et de Rmin pour les combinaisons les plus défavorables. ...93
Tableau VII.8: Valeurs de WARNER. 94
Tableau VII.9: Combinaisons plus défavorable agissant sur un pieu 94
Tableau VII.10: Les dimensions des éléments de la culée. 96
Tableau VII.11: Evaluations des efforts statiques de la culée.....98
Tableau VII.12: Evaluations des efforts dus au tablier 98
Tableau VII.13: Combinaison des efforts 99
Tableau VII.14: Les sollicitations maximales à l'ELS, l'ELU 99
Tableau VII.15: Evaluations des efforts statiques sur mur frontal.....100
Tableau VII.16: Evaluations des efforts.....101
Tableau VII.17:Les sollicitations maximales à l'ELS, l'ELU 101

Tableau VII.18: Les réactions maximales à l'ELS, l'ELU 102
Tableau VII.19 : Les valeurs de Mp/K.....104
Tableau VII. 20: Combinaisons des actions agissant sur le mur garde grève. 104
Tableau VII.21: Les valeurs de Rmax et de Rmin pour les combinaisons les plus défavorables 106
Tableau VII.22: Valeurs de WARNER. 107

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II

Tableau II.1: Récapitulation de découpage des voussoirs.....10
Tableau II.2: Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC. 12
Tableau II.3: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante V1 13
Tableau II.4: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des Culée de la variante V1 13
Tableau II.5: Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 2. 14
Tableau II.6: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante V2. 15
Tableau II.7: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des Culée de la variante V2. 16
Tableau II.8: Pré dimensionnement des poutres métalliques. 17
Tableau II.9: Pré-dimensionnement des entretoises. 18
Tableau II.10: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante V3. 19
Tableau II.11: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante V3. 19
Tableau II.12: Analyse multicritère des trois variantes. 20
Tableau II.13: Devis de la 1ère variante/sens. 22
Tableau II.14: Devis de la 2ème variante/sens. 23
Tableau II.15: Devis de la 3ème variante/sens. 24

CHAPITRE III

Tableau III.1: Caractéristique de béton 28
Tableau III.2: Contraintes admissibles à la compression de béton 29
Tableau III.3:Contraintes admissibles à la compression de béton 29
Tableau III.4: Caractéristique géométrique d'une poutre. 30
Tableau III.5: Les compléments de charges permanentes CCP. 30
Tableau III. 6: Poids du tablier poutres 31
Tableau III.7: Caractéristiques du pont 32
Tableau III.8: Coefficient a1. 33
Tableau III.9: Valeurs de A(l) 33
Tableau III.10: Les valeurs de bc. 34
Tableau III.11: Les valeurs de Bc. 34
Tableau III.12: Les valeurs de bt. 34
Tableau III.13: Les valeurs de bt. 35
Tableau III.14: Les valeurs de δ. 36

CHAPITRE IV

Tableau IV.1: Données de dimensionnements de la précontrainte 40
Tableau IV.2 Tableau IV.2: calcul de Pmin 41
Tableau IV.3: Détermination du nombre de câble 42
Tableau IV.4 : Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes. 43
Tableau IV.5: Résultats de vérifications des contraintes 43
Tableau IV.6: Tracé des câbles. 46
Tableau IV.7: Caractéristiques du tracé des câbles. 48
Tableau IV.8: Valeurs des pertes dues aux frottements. 49

Tableau IV.9: Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage. 50
Tableau IV.10: Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton. 51
Tableau IV.11: Valeurs des Pertes par fluage. 52
Tableau IV.12: Valeurs des Pertes par relaxation. 53
Tableau IV.13: Valeurs des Pertes par totales. 53
Tableau IV.14: Limitation des contraintes. 53
Tableau IV.15: Caractéristiques nettes des sections. 54
Tableau IV.16: Position des câbles. 54
Tableau IV.17: Caractéristiques de chaque phase de vérification. 55
Tableau IV.18:Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2 55
Tableau IV.19: Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4. 56
Tableau IV.20 : Effort de précontrainte 57
Tableau IV.21: Contrainte tangentielle « **τ** » 57
Tableau IV.22: Détermination l'angle βu. 58

CHAPITRE VI

Tableau VI.1: Dimensions de l'appareil d'appui 69
Tableau VI.2: Raideurs dynamiques longitudinales de la pile. 70
Tableau VI.3: Raideurs dynamiques longitudinales de la culée. 70
Tableau VI.4: Raideurs dynamiques transversal de la pile 71
Tableau VI.5: Raideurs dynamiques transversale 71
Tableau VI.6: Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. . 73
Tableau VI.7: Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui 74
Tableau VI.8: Modes Propres..... 76
Tableau VI.9: Modèles des joints Wd. 81

CHAPITRE VII

Tableau VII.1:Implantation et hauteurs des piles. 83
Tableau VII.2:Vérification du flambement des piles les piles hautes. 84
Tableau VII.3: Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée. 85
Tableau VII.4: Réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fût.....85
Tableau VII.5: Combinaison des efforts à la base de chaque fût 86
Tableau VII.6: Ferraillage du chevêtre.....88
Tableau VII.7: Les valeurs de Rmax et de Rmin pour les combinaisons les plus défavorables. ...93
Tableau VII.8: Valeurs de WARNER. 94
Tableau VII.9: Combinaisons plus défavorable agissant sur un pieu 94
Tableau VII.10: Les dimensions des éléments de la culée. 96
Tableau VII.11: Evaluations des efforts statiques de la culée.....98
Tableau VII.12: Evaluations des efforts dus au tablier 98
Tableau VII.13: Combinaison des efforts 99
Tableau VII.14: Les sollicitations maximales à l'ELS, l'ELU 99
Tableau VII.15: Evaluations des efforts statiques sur mur frontal.....100
Tableau VII.16: Evaluations des efforts.....101
Tableau VII.17:Les sollicitations maximales à l'ELS, l'ELU 101

Tableau VII.18: Les réactions maximales à l'ELS, l'ELU 102
Tableau VII.19 : Les valeurs de Mp/K.....104
Tableau VII. 20: Combinaisons des actions agissant sur le mur garde grève. 104
Tableau VII.21: Les valeurs de Rmax et de Rmin pour les combinaisons les plus défavorables 106
Tableau VII.22: Valeurs de WARNER. 107

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 : Situation du projet V39. 2
Figure I.2: Tracé en plan V39. 4
Figure I.3: Profil en long V39. 4
Figure I.4: Profil en travers V39. 5
Figure I.5: Carte de zonage sismique du territoire national. 6
Figure I.6: Coupe lithologique V39. 8

CHAPITRE II

Figure II.1: Notation Des Dimensions 11
Figure II.2: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des Culée de la variante V1 14
Figure II.3: Notations de dimensions 17

CHAPITRE III

Figure III.1: Limitation des contraintes des sections en B.P. 30
Figure III.2: Largeur chargeable 32
Figure III.3: Système de chargement Bc. 34
Figure III.4: Système de chargement Bt. 35
Figure III.5: Convoi de charge Mc120. 36
Figure III.6: Convoi exceptionnel D240. 36
Figure III.7: Modèle de calcul pont à poutre. 38
Figure III.8: Effort tranchant maximal à l'ELS 39
Figure III.9: Moment maximal à l'ELS 39
Figure III.10: Effort tranchant maximal à l'ELU 39
Figure III.11: Moment maximal à l'ELU 40

CHAPITRE IV

Figure IV.1: Classe de calcul / Selon BPEL 42
Figure IV.2: Géométrie des câbles 44
Figure IV.3: Dispositions constructives des câbles de précontrainte 45
Figure IV.4: Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage. 45
Figure IV.5: Trajectoire des câbles 46
Figure IV.6: L'angle de déviation β 46
Figure IV.7 : frottement le long du câble lors de la mise en tension. 49
Figure IV.8: La zone des armatures tendues 59

CHAPITRE V

Figure V.1: flèche max de la poutre due à poids propre. 62
Figure V.2: Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte. 63
Figure V.3: Flèche max de la poutre à ELS 63
Figure V.4: Moment Max- Dalle à ELU 65

Figure V.5: Effort tranchant Max- Dalle à ELU. 65
Figure V.6: Moment Max- Dalle à ELS. 65
Figure V.7: Effort tranchant Max- Dalle à ELS. 66
Figure V.8:Ferraillage de la dalle. 67

CHAPITRE VI

Figure VI.1: Dimensions de l'appareil d'appui 70
Figure VI.2: Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale. 75
Figure VI.3: Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale. 75
Figure VI.4: Joint du type Wd. 81
Figure VI.5: Dimensions de la corniche préfabriqué 82

CHAPITRE VII

Figure VII.1: Forme et dimensions des piles. 84
Figure VII.2: Modèle de calcul 87
Figure VII.3: Les moments Mmax ELS sur le chevêtre avec le logiciel. 87
Figure VII.4: Les moments Mmax ELU sur le chevêtre avec le logiciel.....87
Figure VII.5: Les efforts tranchants Tmax ELU sur le chevêtre avec le logiciel.....88
Figure VII.6 : Une section rectangulaire équivalente au chevêtre. 88
Figure VII.7: Ferraillage du chevêtre (COUPE TRANSVERSALE) 90
Figure VII.8 : Ferraillage du fut. 91
Figure VII.9: semelle sur deux fils de pieux. 91
Figure VII.10: Ferraillage des pieux. 95
Figure VII.11: Les dimensions des éléments de la culée. 97

INTRODUCTION GENERALE

ENSTP 2021/2022

INTRODUCTION GENERALE

Un Ouvrage d'art est une construction de grande importance permettant de franchir un obstacle sur une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale, mais également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs, tranchée couverte, digues) et en fin un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport(quais et autres ouvrage portuaires).

Ces Ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances ou l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur

Le domaine des ponts a été marqué par une évolution rapide et importante des techniques tant au plan de la conception que des matériaux et de l'exécution.

Le projet élaboré dans ce mémoire consiste en une étude d'un ouvrage d'art routier courbe d'une longueur de 207.53 m situé à JIJEL, qui a été réalisée par «SAPTA» .

le dimensionnement et la modélisation du tablier en utilisant les documents réglementaires (SETRA et Fascicule n° 62, section I et section II pour les surcharges roulantes ,…) nécessaires dans les calculs et le logiciel ROBOT STRUCTURAL 2019 comme moyen de calcul des efforts internes.

Notre mémoire est divisé en plusieurs parties principales :

La premiere est consacré à la présentation de l'ouvrage et à proposer des variantes de conception.

La deuxième partie, on passe à l'évaluation des charges et des surcharges de la variante choisie.

La troisième partie est consacré à l'étude détaillée de la superstructure.

La quatrième partie est destiné à l'étude sismique.

La cinquième partie est destiné à l'étude de l'infrastructure.

Enfin, Notre mémoire est clôturé par une conclusion générale.

INTRODUCTION GENERALE 1

PRESENTATION DE PROJET

ENSTP 2021/2022

I.1. INTRODUCTION

Le pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) …Ets.

Pour bien atteindre ses objectifs de franchissement et de service, la conception des ponts doit répondre à certaine exigence puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. Les exigences fonctionnelles (données de tracé routier) et les exigences naturelles (données de son environnement) et les concilier avec celles du maitre de l'ouvrage.

I.2. DESCRIPTION DU PROJET

I.2.1. Objectif et situation du projet

Ce projet de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont projeté dans le cadre de la réalisation de la liaison autoroutière reliant le PORT DE DJEN-DJEN à l'autoroute EST-OUEST au niveau D'EL EULMA sur 110 KM. Situé entre le PK 39+416 et PK 39+616, en proximité de la localité RAS EL BOUR. D'une longueur de 200 m.

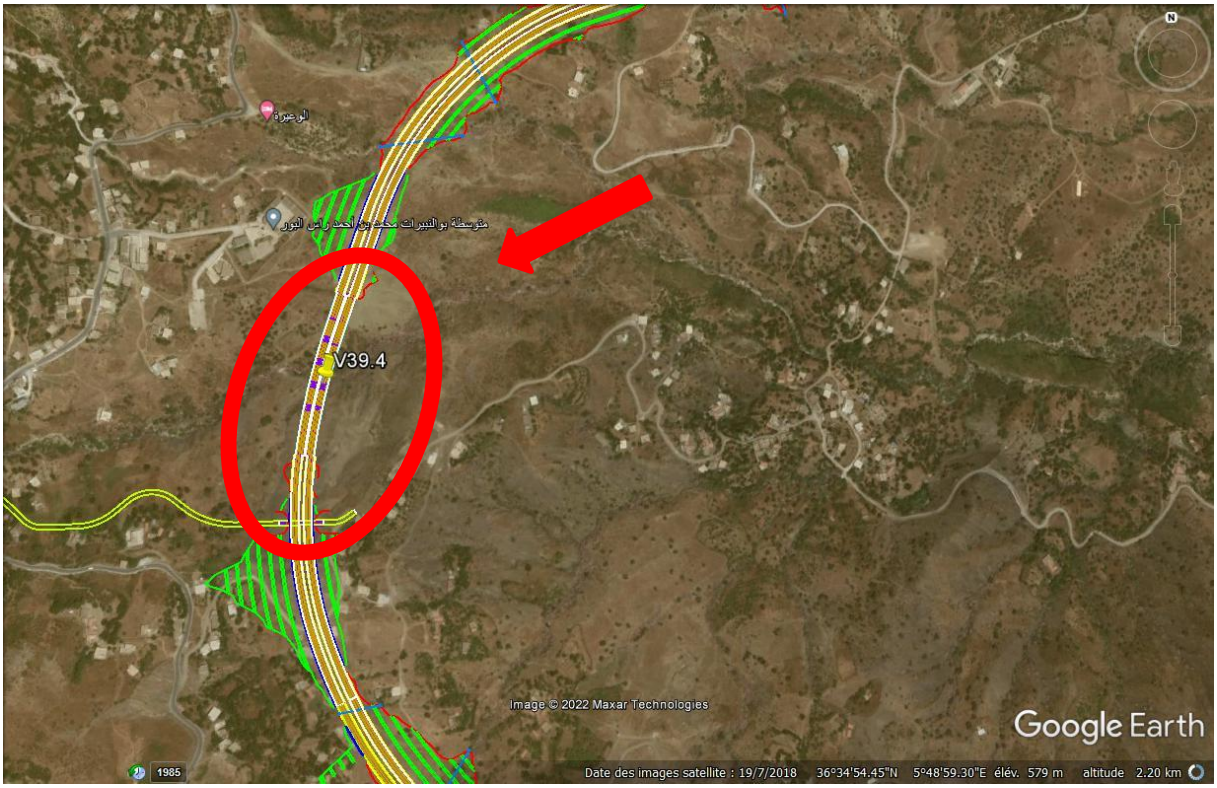


Figure I.1 : Situation du projet V39.

I.2.2. Composantes de la pénétrante

Vu l'environnement de site, la pénétrante a été dotée de :

- 56 viaducs.
- 41 ouvrages d'art.
- 10 échangeurs.
- 10 tunnels d'une longueur totale de.
- 383 ouvrages hydraulique.

I.2.3. Objectif du projet

Le projet de la pénétrante qui va relier le Port de Djen-Djen à l'autoroute Est Ouest a été programmé pour les objectifs suivants :

- Desservir le port de Djen-Djen : une meilleure liaison du port avec le reste du pays par son raccordement à l'autoroute Est-Ouest et vers le port.
- Conforter les échanges entre les wilayas de Jijel, Mila, Sétif et les autres régions du pays
- Assurer l'acheminement facile et rapide des marchandises de et vers le port.
- Contribuer au développement économique des trois (03) wilayas.
- Désenclavement de toute la région.
- Désengorger le réseau routier existant notamment la RN 77 ; sinueuse et difficile à emprunter.
- Promouvoir le tourisme dans cette région.
- Assurer un aménagement équilibre et rationnel de territoire.
- Modernisation et élargissement de la chaussée et assurer une bonne fluidité du trafic.

I.2.4. L'obstacle à franchir

L'obstacle franchi par l'ouvrage, représente une vallée moyennement profonde.

I.3. LES DONNEES DE PROJET

I.3.1. Les données fonctionnelles

I.3.1.1. Tracé en plan

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont les suivantes :

- Début de l'ouvrage au PK 39+416.
- Du PK 39+416 au PK 39+417.08 : Clothoïde de paramètre A
- Du PK 39+417.08 au PK 39+616 : Arc de rayon R =700 m de longueur L = 1116.45 m.
- Fin de l'ouvrage au PK 39+616

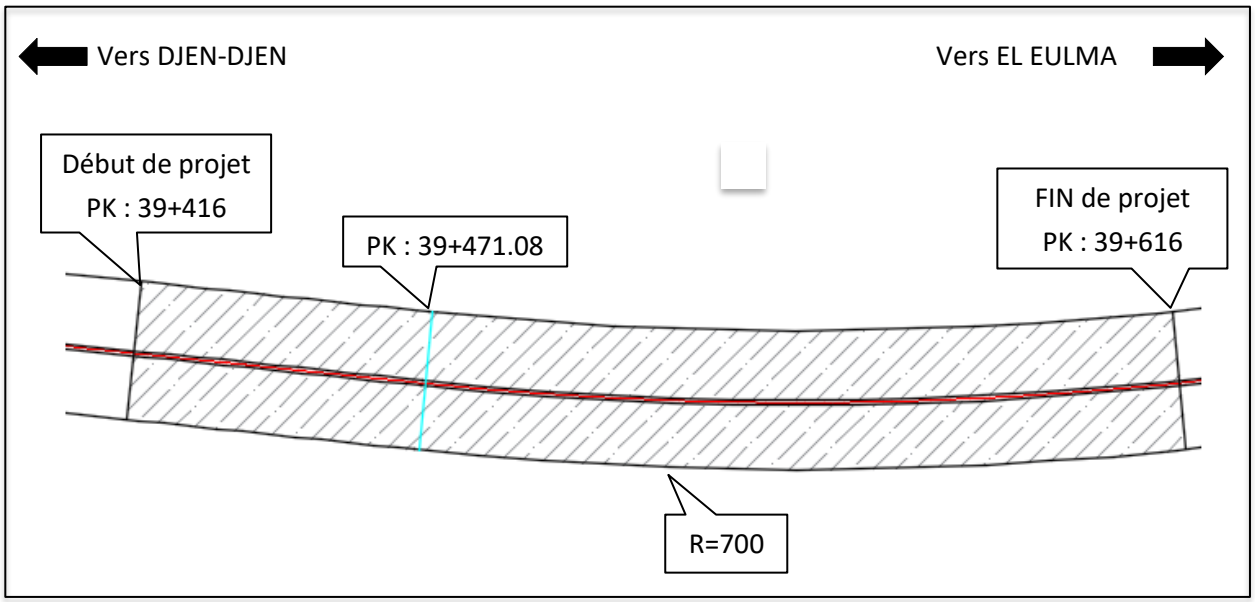


Figure I.2: Tracé en plan V39.

I.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la voie routier présente les caractéristiques suivantes :

- Début de l'ouvrage au PK 39+416.
- Fin de projet au PK 39+616.
- Ligne droite de pente P = 4.62% (sens PK).

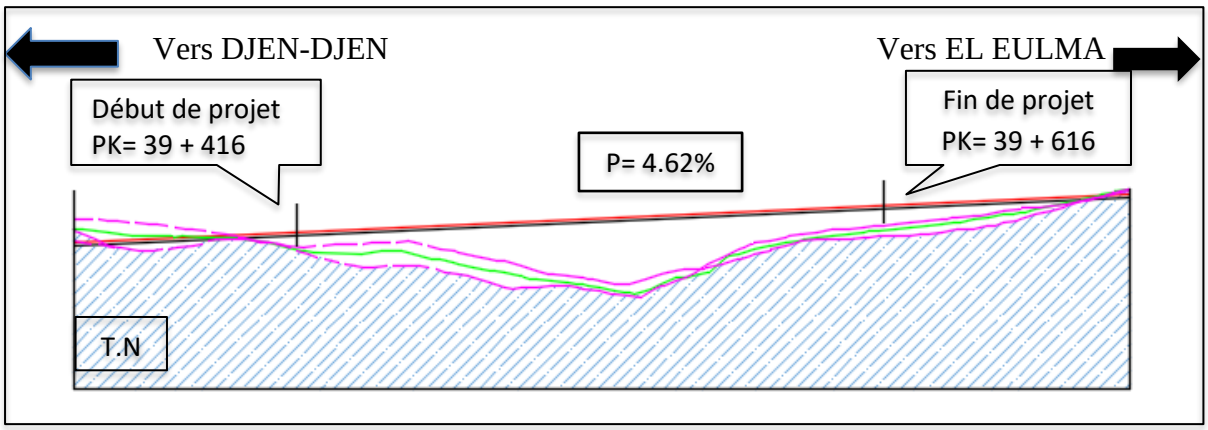


Figure I.3: Profil en long V39.

I.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers du projet est défini par :

- La largeur totale du tablier est de 13.25 m.
- Chaussée de trois voies de 3.5 m.

- Largeur roulable Lr = 12 m.
- La largeur chargeable L_c= 11.
- Deux trottoirs de 0.75 m.
- Profil en toit de 2.5% et -2.5%.
- Deux corniches.
- Deux glissières de sécurité.

Dans cet ouvrage on a une symétrie entre les deux sens

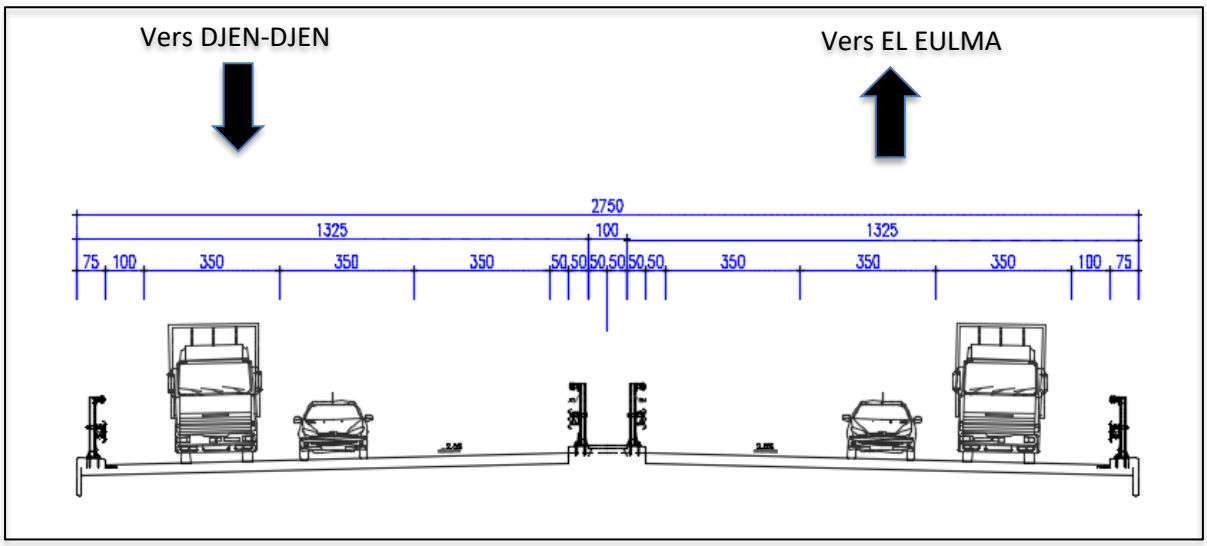


Figure I.4: Profil en travers V39.

I.3.2. Les données naturelles

I.3.2.1. Topographie

D'après le levé topographique et la visite du site, La région d'étude fait partie une vallée moyennement profonde.

I.3.2.2. Sismicité du site

Le document technique RPOA 2008 identifie, pour chaque Wilaya du territoire national, la valeur de référence de l'accélération de zone. La Wilaya de Jijel, dans laquelle se localise l'ouvrage objet de l'étude, est caractérisée par une sismicité moyenne (zone II a). La classe des ouvrages rentre dans le groupe des ponts 1 (pont stratégique). Donc le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est A= 0.2 (RPOA, tableau 3.1)

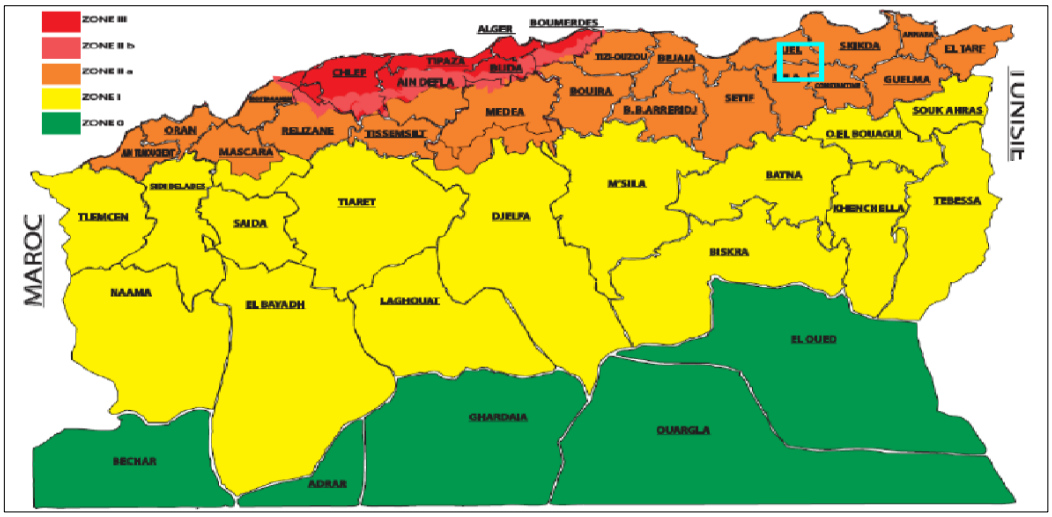


Figure I.5: Carte de zonage sismique du territoire national.

I.3.2.3. Température

Les températures maximales et minimales à l'ombre à Jijel sont, respectivement, +43°C, et 0°C (source le site net : météo Blue).

I.3.2.4. Vent

Ses actions sont fixées par l'actuel règlement des charges à une surcharge répartie (RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes).

- 125 Kg/m^2 en cours de réalisation.
- 200 Kg/m^{2}en service.

I.3.2.5. L'humidité

Humidité utilisée dans le langage de la construction correspond à une présence anormale d'humidité dans un ouvrage. Celle-ci peut être sous forme de liquide, de vapeur d'eau ou de capillaire. La plupart des matériaux couramment utilisés dans la construction sont des matériaux poreux, c'est-à-dire qu'ils sont constitués d'une partie solide (la matrice) et d'air, contenus dans les pores. L'air et l'humidité peuvent circuler dans ce réseau. Les molécules d'eau vont donc pouvoir venir se déposer à l'intérieur du matériau.

C'est ce qui explique le caractère hygroscopique de la plupart des matériaux d'ouvrages Sous l'action d'agents atmosphériques, la corrosion de l'acier devient sensible au-delà d'un seuil d'humidité de l'ordre de 50 à 70%, la présence de poussières et d'autres dépôts solides étrangers favorisent le déclenchement de ce phénomène.

La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation.

Pour la région d'JIJEL l'humidité ambiante varie entre 55 et 75%.

I.3.2.6. Géotechnique

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation, elle doit donner également des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés tel que :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- Compacité (pour les problèmes de terrassement).
- Perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

I.3.2.6.1. Sondages

Dans ce projet ont été réalisées les reconnaissances suivantes :

- **2** sondages carottés jusqu'à la profondeur maximale de **30** m.
- **1** sondages pressiométriques de profondeur maximale de **25** m.
- **2** sondages des essais SPT de profondeur maximale de **25 m.**

Essais pressiométriques

Dans le secteur en étude, **10** essais pressiométriques ont été réalisés, en forme systématique. Chaque 2 m lorsque la profondeur inférieure à 10 m et 3 m lorsque la profondeur supérieure à 10m

Trois caractéristiques du sol sont notamment déduites :

✓ Module pressiométrique E ;

✓ Pression de fluage Pf ;

✓ Pression limite Pl ;

Essai de sondages au pénétromètre dynamique :

L'essai de pénétromètre dynamique est un essai de reconnaissance préliminaire et qualitative pour un chantier important, permettant de déterminer la résistance en pointe « Rp » après battage et d'en déduire par conséquent la capacité portante « qd » d'une fondation. L'essai est très utile pour : - L'estimation de la résistante en pointe. - La spécification de l'outil d'attaque (de creusement). - Situer le toit d'un substratum rocheux. - Définir l'aptitude du terrain à recevoir l'ouvrage (la construction). - Quatre essais de pénétromètre dynamique ont été effectués.

Dans les sondages de référence pour notre projet ont été réalisés 4 essais SPT.

I.3.2.6.2. Essais de laboratoire

Le long des sondages, des échantillons (intacts et remaniés) a été prélevés pour la réalisation des essais de laboratoire nécessaires à la définition des caractéristiques physique et mécaniques des matériaux qui affleurent au niveau des fondations du viaduc (sols et des roches). La synthèse des essais de laboratoire (classification et résistance mécanique) exécutées dans les échantillons prélevés dans les sondages. Les détails des essais sont reportés dans l'Annexe A.

Les détails des essais sont reportés dans l'Annexe A.

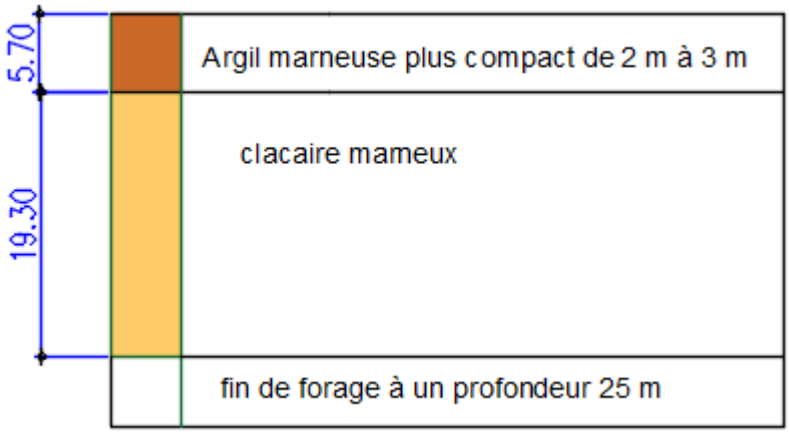


Figure I.6: Coupe lithologique V39.

I.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a présenté les différentes données naturelles et fonctionnelles relatives à l'ouvrage, fait objet de mon projet fin d'études, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, en se basant sur les données recueillies, on entamera le chapitre qui suit « Conception générale ».

CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

ENSTP 2021/2022

II.1. INTRODUCTION

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

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données du franchissement. Les informations indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions sont :

- Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage (obstacle à franchir, nature de la voie portée, la disposition en plan, la longueur du pont…)
- Recueil des données naturelles (relevé topographique, une vue en plan du site, Hydrologie a nature du sol et du sous-sol …)
- Données fonctionnelles (le tracé en plan, le profil en travers, le profil en long, gabarit à respecter …)

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, le projeteur recherche les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural.

Pour notre ouvrage, plusieurs variantes peuvent être envisagées, le choix de type de pont résulte d'une analyse de plusieurs critères.

II.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION

Un pont est un ouvrage constitué de plusieurs parties de conception, nous citons les éléments principaux du pont :

• **Le tablier :** Élément résistant portant la voie.

• **Les appuis :** Appuis intermédiaires, appelés piles, et appuis d'extrémités, appelés culées, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.).

• **Les fondations :** Elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol. La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une travée et la distance entre deux appuis consécutifs, la portée de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la longueur du pont. Le tablier d'un pont peut être droit, biais (suivant l'inclinaison de la ligne d'appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont), ou courbe. On appelle angle de biais (θ) l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage ; ainsi, pour un pont droit = 90o où 100 gr.

II.3. PRESENTATION ET PRE DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.3.1. Variante 1 : « Pont Voussoirs en béton précontraint construits par encorbellement successifs coulé en place »

La construction par encorbellements successifs, qui consiste à exécuter un ouvrage élément par élément, sans contact avec le sol, est une technique très ancienne. Elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles ; après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte ; Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau. Les voussoirs peuvent être coulés en place, dans un équipage mobile, ou préfabriqués.

II.3.1.1. Conception de la superstructure

- **Conception Longitudinale**

Pour cette variante nous proposons un pont voussoirs de hauteur variable (2 tablier séparé). Celui-ci est découpé en trois travées, une travée principale de 90 m et deux travées de rive de 54 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 200 m.

- **Découpage en Voussoirs :**

Pour un ouvrage dont les voussoirs sont coulés en place ; on distingue trois type de voussoirs :

Tableau II.1: Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Description	Valeur retenu
Voussoirs sur pile	Le voussoir sur pile (VSP) comprise entre 7 et 10 m de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.	7 m
Voussoirs courants	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5 m, pour d'évidentes raisons de poids suivant les ouvrages.	5.08 m
Voussoirs de clavage	La longueur du voussoir de clavage doit permettre le recouvrement des armatures longitudinales et la mise en tension des câbles de fléau des derniers voussoirs. Leur longueur minimale est ainsi d'environ deux mètres.	1.81 m
La partie coulée sur cintre	Les extrémités du tablier risqueraient de se soulever, C'est pourquoi cette portion de tablier coulée sur cintre.	9.10 m (à gauche et à droit)

Alors, le nombre total de voussoirs : **N = 78.**

- 4 voussoirs sur piles.
- 6 voussoirs de clavage.
- 64 voussoirs courants.
- 4 voussoirs sur culées.

Choix D'une Section Transversale

- Choix du type caisson :

Notre ouvrage constitué d'un tablier de largeur de 13.25 m inférieure à 20 m, donc on peut choisir les caissons à section fermé c'est la solution idéale la plus économique.

- Pré-dimensionnement de la section transversale :

En utilisant le guide SETRA (Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs) pour le pré-dimensionnement des différents éléments constitutifs d'un caisson courant monocellulaire :

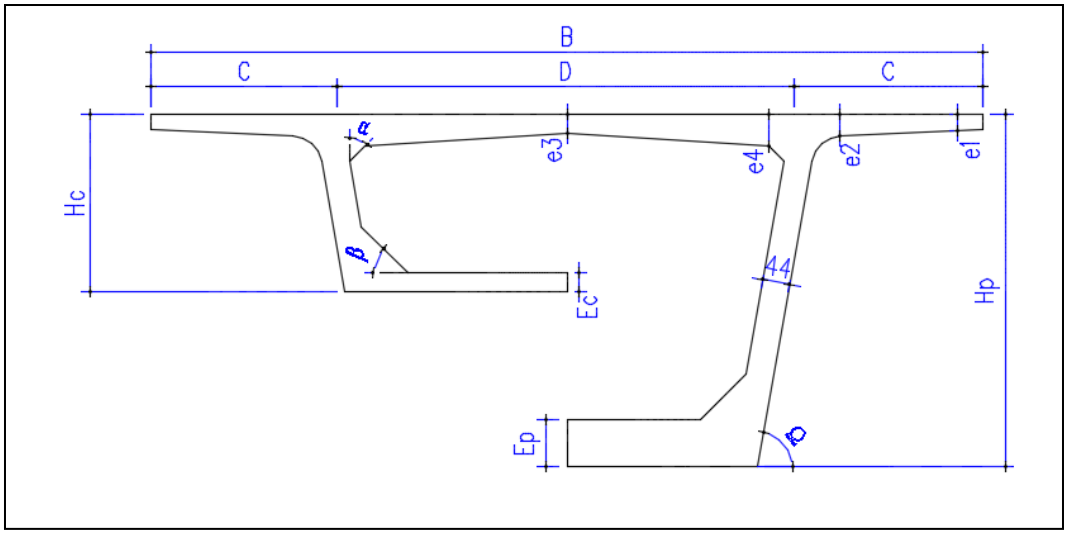


Figure II.1: Notation Des Dimensions

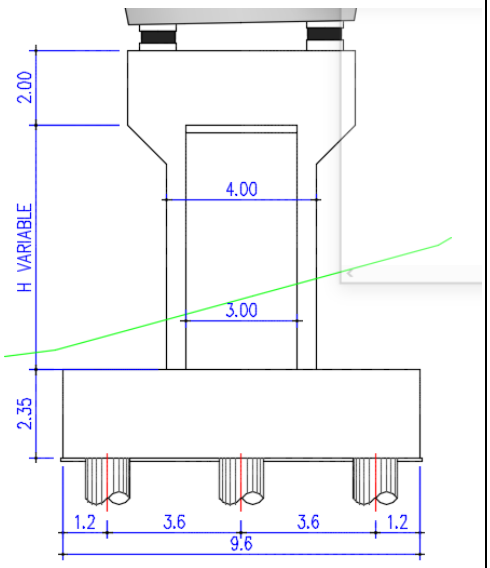
Tableau II.2: Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC.

Elément		formule	Valeur retenue
Hauteur de voussoir	Sur pile	L/hp = 14 + (L/45)	562.5 cm
	A la clef	L/hc = 19 + (L/7)	282.5 cm
Loi de variation parabolique de la hauteur		$\mathbf{h(x) = h_p - 2\times(h_p - h_c).\left(\frac{x}{\ell}\right) + (h_p - h_c).\left(\frac{x}{\ell}\right)}$	
l'épaisseur de l'hourdis inférieure	Sur pile	35 ≤ Ep ≤ 80 cm	75 cm
	A la clef	Ec ≥ 18 à 22 cm	30 cm
Loi de variation parabolique de l'épaisseur		$\mathbf{E(x) = E_p - 2\times(E_p - E_c)\times\left(\frac{x}{\ell}\right) + (E_p - E_c)\times\left(\frac{x}{\ell}\right)^2}$	
Largeur du voussoir		B	1312 cm
C		C = B/ 4	328 cm
D		B - 2C	656 cm
Epaisseur de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq$ 20 ou 25 cm	25 cm
	e_2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	35 cm
	e_3	$e_3 > e_2$ - 0,10 m $e_3 > 1{,}5\ e_4$	50 cm
	e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	30 cm
Inclinaison de l'âme		10 % ≤ Ω ≤ 30%	10 %
Epaisseur de l'âme Ea		Ea = 0,26 + L/500	44 cm
Gousset supérieur		30° ≤ α ≤ 45°	45°
Gousset inférieure		40° ≤ β ≤ 45°	45°

II.3.1.2. Conception de l'infrastructure

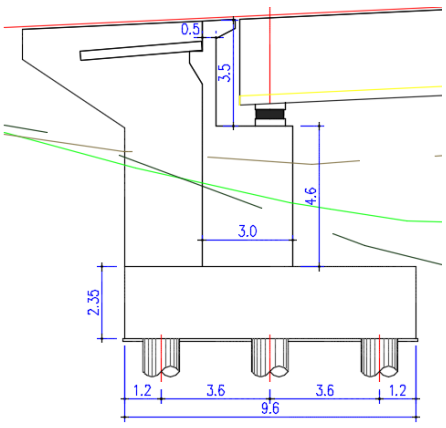
- **Pré dimensionnement des piles**

Tableau II.3: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante V1

Elément	Dimensions (m)		Figure
Piles	Longueur	4.0	
	Largeur	4.0	
	Epaisseur	0.5	
	Hauteur	H_1 = 11.85 H_2 = 14.20	
Semelles	Largeur	9.6	
	Longueur	9.6	
	Hauteur	2.35	
Pieux	Nombre	9	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	27 m	

- **Pré dimensionnement des culées :**

Tableau II.4: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des Culée de la variante V1

Elément	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	4.6	
	Longueur	13.25	
	Epaisseur	3.0	
Mue en retour	Epaisseur	0.65	
Mur garde grève	Hauteur	3.50	
	Epaisseur	0.45	
Semelles	Largeur	9.60	
	Longueur	13.40	
	Hauteur	2.35	
	Nombre	12	

Pieux	Diamètre	1.2	
	Profondeur	C1 = 26 m C2 = 16 m	

II.3.2. Variante 2 : « 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) sont constitués de poutres précontraintes par post-tension solidarisées par une dalle sous chaussée et par les entretoises situées aux extrémités de chaque travée. Ce type de pont est souvent très économiques pour des portées comprises entre 30 et 50 m.

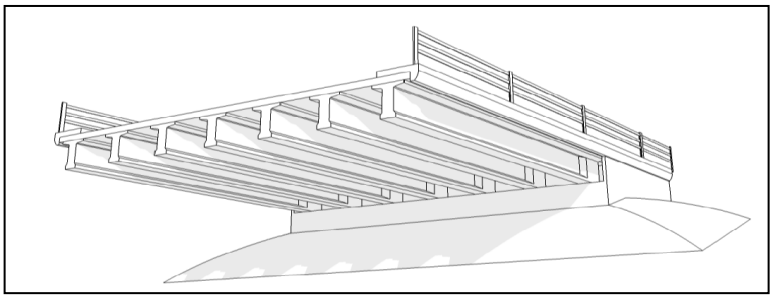


Figure II.2: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des Culée de la variante V1

II.3.2.1. Conception de la superstructure

- **Conception longitudinale**

Pour cette variante nous proposons un pont à poutre de type VIPP de six (06) travées de 34 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 207.53 m.

- **Conception transversale**

En utilisant le guide SETRA (Pont en béton préfabriquées précontraintes par post tension) pour le pré-dimensionnement des différents éléments :

Tableau II.5: Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 2.

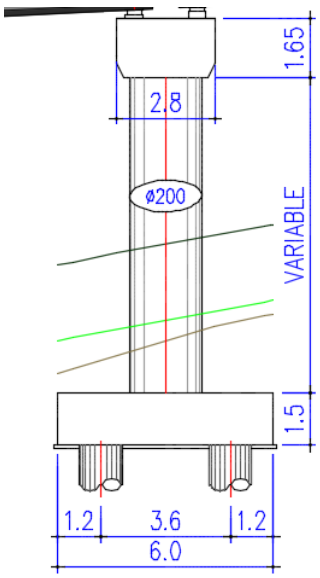
Elément	formule	Valeur retenue
Hauteur de la poutre	$L/22 < Hp < L/16$	2 m
Epaisseur de la dalle	20 cm < e < 30 cm	25 cm
Hauteur totale du tablier	Ht = Hp + e	2.25 cm
Entraxe des poutres	$140\ cm \leq \lambda \leq 200\ cm$	1.65 m
Epaisseur de talon	$10\ cm \leq Et \leq 20\ cm$	15 cm

Largeur de talon	60 cm ≤ bt ≤ 90 cm	60 cm
Epaisseur de l'âme à mi-travée	Ea > 14 + D (gaine)	25 cm
Epaisseur de l'âme à en zone d'about	/	60 cm
Entraxe des poutres de rives	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	11.55 m
Largeur de table de compression	b ≥ 0.6 Hp	1.2 m
Epaisseur de la table de compression	10 cm ≤ Ec ≤ 15 cm	15 cm
Nombre de poutres	N = (La / λ) + 1	8 poutres
Entretoise d'about	/	30 x 160 cm²

II.3.2.2. Conception de l'infrastructure

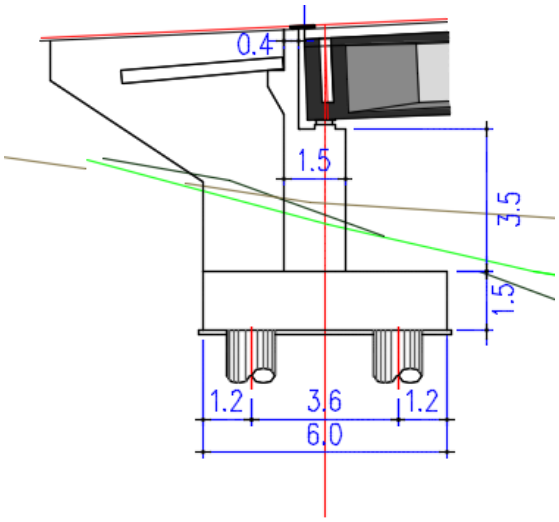
- **Pré dimensionnement des piles**

Tableau II.6: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante V2.

Elément	Dimensions (m)		Figure
Chevêtre	Longueur	13.12	
	Largeur	2.8	
	Hauteur	1.65	
Fûts	Diamètre	2	
	Nombre	3	
	Hauteur	Variable	
Semelles	Largeur	6	
	Longueur	13.4	
	Hauteur	1.5	
Pieux	Nombre	08	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	27	

- **Pré-dimensionnement des culées :**

Tableau II.7: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des Culée de la variante V2.

Elément	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	3.5	
	Longueur	13.25	
	Epaisseur	1.5	
Mur en retour	Epaisseur	0.5	
Mur garde grève	Hauteur	2.46	
	Epaisseur	0.35	
Semelles	Largeur	6	
	Longueur	13.25	
	Hauteur	1.5	
Pieux	Nombre	08	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	23	

II.3.3. Variante 03 : « Pont Mixte Bipoutre »

Un tablier mixte est constitué par I ‘association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à I ‘ossature. Cette structure métallique est composée de deux poutre métallique et si le tablier est assez large une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des pièces de pont espacées tous les 4 m environ.

La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va de 30 à 110 m environ pour les travées continues et de 25 et 90 m environ pour les travées indépendantes.

II.3.3.1. Pré-dimensionnement de la superstructure

- **Conception Longitudinale :**

Pour cette variante nous proposons un pont mixte bipoutre à hauteur constante. Celui-ci est découpé en quatre travées, deux travées principale de 57 m et deux travées de rive de 43 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 201.5 m.

Conception Transversale :

En utilisant le guide SETRA (Pont Mixte acier-béton bipoutres) pour le pré-dimensionnement des différents éléments.

- **Les poutres :**

Ces poutres sont des profilés en acier reconstitues avec profil en I soudés en usine.

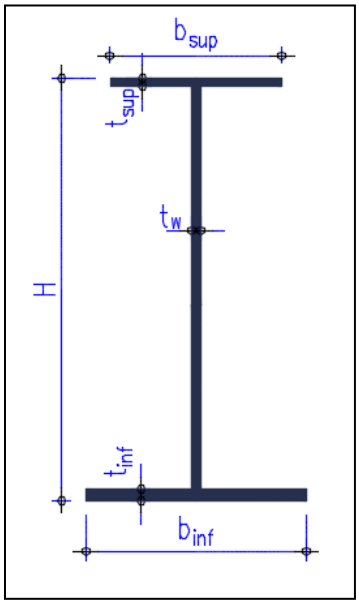


Figure II.3: Notations de dimensions

Tableau II.8: Pré dimensionnement des poutres métalliques.

Eléments	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	200 à 230 mm	225
Hauteur sur pile	H = L/25	2 400
Hauteur à la clef	L/50 ≤ H‘ ≤ L/40	1 400
Loi de variation parabolique	$H(x)=H-2\times(H-H')\,(X/l)+(H-H')\,(X/l)^2$	
Epaisseur de l’âme	$t_w \geq 0{,}005\times d$	40
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	50
Largeur semelle inferieure sur pile	$500mm \leq b_i \leq 12\ 00$ mm	900

Largeur semelle supérieure sur pile	$400mm \leq b_s \leq 1\ 000\ mm$	700
Largeur semelle inferieure à la clef	$500mm \leq b_i \leq 12\ 00\ mm$	700
Largeur semelle supérieure à la clef	$400mm \leq b_s \leq 1\ 000\ mm$	500
Epaisseur de la semelle inferieure	$20 \leq t_i \leq 150$	60

- **Conception des entretoises**

Notre tablier est de 13.12 m, une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ) qui sont alors appelées pièces de pont.

Tableau II.9: Pré-dimensionnement des entretoises.

Elément	formule	Valeur retenue
Hauteur des poutres	$L/10 \leq h \leq L/15$	800 mm
Epaisseur de l'âme	De 10 à 12 mm	12 mm
Epaisseur de la semelle sup et inf	$t \geq 20$ mm	20 mm
Largeur de la semelle sup et inf	$220\ mm \leq b \leq 300\ mm$	270 mm

- **Choix de la nuance de l'acier :**

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355N, 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.

- **L'épaisseur de la dalle :**

La dalle en béton armé a une épaisseur constante de 24 cm environ et est connectée aux pièces de pont.

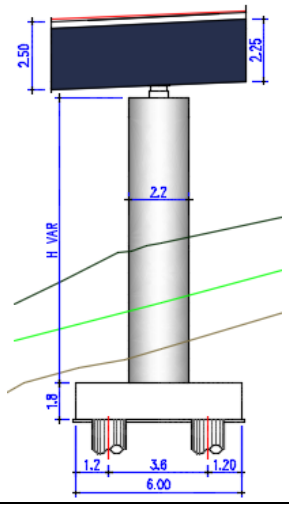
- **Type de connecteurs :**

La liaison entre l'ossature métallique et la dalle est assuré par des connecteurs de type goujons pour empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle.

II.3.3.2. Conception de l'infrastructure:

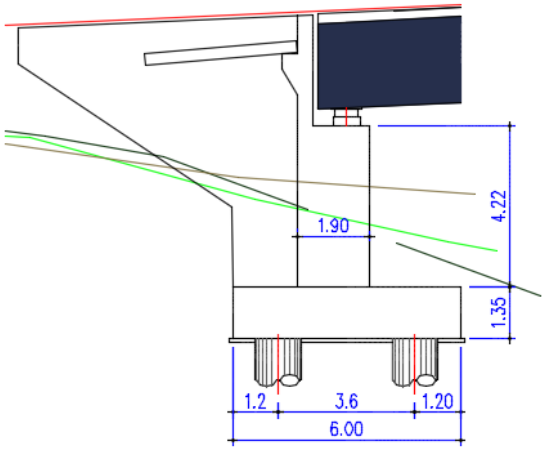
- **Pré-dimensionnement des piles :**

Tableau II.10: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante V3.

Elément	Dimensions (m)		Figure
Piles	Longueur	11.4	
	Largeur	2.2	
	Hauteur	Variable	
Semelles	Largeur	6.00	
	Longueur	13.20	
	Hauteur	1.8	
Pieux	Nombre	08	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	27	

- **Pré-dimensionnement des culées :**

Tableau II.11: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante V3.

Elément	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	4.22	
	Longueur	13.25	
	Epaisseur	1.90	
Mur en retour	Epaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	3.00	
	Epaisseur	0.4	
Semelles	Largeur	6.00	
	Longueur	13.40	
	Hauteur	1.80	
Pieux	Nombre	08	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	23	

II.4. ANALYSE DES VARIANTES

II.4.1. Synthèse des avantages et inconvénients de chaque variante

Tableau II.12: Analyse multicritère des trois variantes.

Variantes	Avantages	Inconvénients
Variante N° 01 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués	- La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées. - La construction par élément de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier. - Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. - Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable	- Le poids est très important. - La difficulté de coulage sur place. - La pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes nécessite une main d'œuvre qualifiée. - Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. - Entretien est difficile après les grands dégâts (séisme)
Variante N° 02 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP	- Limitation des fissures (béton comprimé). - La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage. - La maîtrise de la méthode d'exécution. - La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux. - Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un plus grand nombre de fois.	- Poids important. - Déformation des poutres par fluage due à compression excessive de leur partie inférieure. - La structure à poutres est plus sensible que les structures massives aux chocs transversaux de véhicules hors gabarits. - Sensibilité au tassement différentiel. - Un nombre des appuis important qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage.

Variante N°03 : Pont mixte bipoutre.	- La possibilité de franchir des grandes portées. - La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. - La rapidité d'exécution	- Le coût est plus élevé - Sensibilité au gradient thermique - Demande des mains d'œuvre qualifiées. - L'entretient contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.

II.4.2. Devis estimatif et quantitatif des trois variantes

Le devis estimatif et quantitatif des trois variantes est donné dans les Tableau ci-après :

Tableau II.13: Devis de la 1ère variante/sens.

DEVIS ESTIMATIF/SENS VARIANTE PONT VOUSSOIRS					
N°	**DESIGNATIONS DES POSTES**	**U**	**Quantites**	**PRIX UNITAIRE (HT)**	**Montant**
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1 980,00	50000,00	99 000 000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	5 940,00	1200,00	7 128 000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	84,00	16000,00	1 344 000,00
1,4	Recepage des pieux	U	84,00	3700,00	310 800,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1 520 000,00
TOTAL (Poste 1)					**109 302 800,00**
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M2	920,00	1000,00	920 000,00
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	1 800,00	17500,00	31 500 000,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M3	700,00	18000,00	12 600 000,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M3	1 390,00	18000,00	25 020 000,00
2,6	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	4 702,00	35000,00	164 570 000,00
TOTAL (Poste 2)					**234 610 000,00**
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour intrastructure	T	450,00	106000,00	47 700 000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint préfabriqués	T	706,00	106000,00	74 836 000,00
3,3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	T	212,00	440000,00	93 280 000,00
TOTAL(Poste 3)					**215 816 000,00**
TOTAL HORS TAXES					**559 728 800,00**
T V A 19 %					**106 348 472,00**
TOTAL EN TTC					**666 077 272,00**

Tableau II.14: Devis de la 2ème variante/sens.

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE PONT A POUTRE					
N°	**DESIGNATIONS DES POSTES**	**U**	**Quantites**	**PRIX UNITAIRE (HT)**	**Montant**
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2800,00	50000,00	140000000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	8400,00	1200,00	10080000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	112,00	16000,00	1792000,00
1,4	Recepage des pieux	U	112,00	3700,00	414400,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1520000,00
TOTAL (Poste 1)					153806400,00
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M2	1182,00	1000,00	1182000,00
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	1635,00	17500,00	28612500,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M3	1405,00	18000,00	25290000,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M3	750,00	18000,00	13500000,00
2,6	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	4100,00	25000,00	102500000,00
TOTAL (Poste 2)					171084500,00
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	504,00	106000,00	53424000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	720,00	106000,00	76320000,00
3,3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	160,00	380000,00	60800000,00
TOTAL(Poste 3)					190544000,00
TOTAL HORS TAXES				515434900,00	
T V A 19 %				97932631,00	
TOTAL EN TTC				613 367 531,00	

Tableau II.15: Devis de la 3ème variante/sens.

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE PONT MIXTE A BI -POUTRES					
N°	**DESIGNATIONS DES POSTES**	**U**	**Quantites**	**PRIX UNITAIRE (HT)**	**Montant**
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2800,00	50000,00	140000000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	8400,00	1200,00	10080000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	112,00	16000,00	1792000,00
1,4	Recepage des pieux	U	112,00	3700,00	414400,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1520000,00
TOTAL (Poste 1)					153806400,00
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M2	1 165,00	1000,00	1165000,00
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	1 555,00	17500,00	27212500,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M3	2 228,00	18000,00	40104000,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M3	1 180,00	18000,00	21240000,00
	Béton RN 35 pour la dalle	M3	1 322,00	25000,00	33050000,00
TOTAL (Poste 2)					122771500,00
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	511,00	106000,00	54166000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	446,50	106000,00	47329000,00
3,4	acier charpente métallique pour tablier	T	970,00	450000,00	436500000,00
TOTAL(Poste 3)					537995000,00
TOTAL HORS TAXES				814572900,00	
T V A 19 %				154768851,00	
TOTAL EN TTC				969341751,00	

II.5. CONCLUSION

Le pré-dimensionnement des trois variantes et l'analyse multicritères de celles-ci m'oriente vers la solution la plus avantageuse qu'offre **la Variante N° 02 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP.** Qui fera, désormais, l'objet d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.

CHARGE ET HYPOTHESES DE CALCULE

ENSTP 2021/2022

III.1. INTRODUCTION

L'ouvrage doit tenir en phase de service, et en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs...) y compris son poids propre. Nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur l'ouvrage. Et puisque l'ouvrage a deux tabliers parallèles, de même longueur et presque de même courbure, alors on consacre notre étude à un seul tablier qui est le tablier à droite .

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliqués en Algérie.

- 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.
- **RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
- **RPOA 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- **Fascicule 62** : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- Document **SETRA** « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

III.3. CARECTERESTIQUESDES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de l'ouvrage.

III.3.1. Béton

- **Résistance en compression :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique spécifiée notée f_c28.

La résistance caractéristique obtenue à **j** jour est donnée par :

$$f_{cj}\begin{cases} \dfrac{j}{4.76+0.83j}\times fc28 & \text{pour } fc28 \le 40 \text{ MPA} \\ \dfrac{j}{1.40+0.95j}\times fc28 & \text{pour } fc28 > 40\text{MPA} \end{cases}$$

- **Résistance en traction :**

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression par la formule

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPA.

Tableau III.1: Caractéristique de béton

	Superstructure	Infrastructure
Type de ciment	CPA42.5	CPA42.5
Dosage	450	350
F_{c28}	35	27
F_{t28}	2.7	2.22
Densité de BA kn/m^3	25	25

III.3.2. Armatures

Les aciers utilisés dans l'ouvrage de béton précontraint sont de deux natures différentes :

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

III.3.2.1. Armatures passives

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

- La limite d'élasticité : **f_e = 500 MPa**
- Modules de la déformation élastique : **E_s = 200 GPa**

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

8 10 12 14 16 20 25 32 40

Les longueurs courantes de livraison sont de 12 ml pour les barres droites

III.3.2.2. Armatures de précontraintes

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons

- Résistance ultime : **f_{prg} = 1770 MPa**
- Limite élastique : **f_{peg} = 1593 MPa**
- Module d'élasticité : **E_p = 190000 MPa**
- Section droite d'un toron : **A_p 1toron = 140 mm²**
- Section d'un câble : **A_p= 1680 mm²**
- Diamètre du gain : **Φ = 80 mm**
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : **ρ = 2.5 %**
- Coefficient de recul d'encrage **g = 6 mm**

III.3.3. Contraintes admissibles

III.3.3.1. Béton

- **Contraintes admissibles à la compression :**

$f_{bu} = (0.85\, f_{cj}) / (\theta.\, \gamma_b)$ (MPa) ; $f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ (MPa)

Le coefficient θ est fixé à :

- θ = 1 lorsque la durée ≥ 24 h
- θ = 0.9 lorsque la durée 1h < h < 24
- θ = 0.85 lorsque la durée < 1 h

γ_b = 1.5 situation durable
γ_b = 1.5 situation transitoire
γ_b = 1.15 situation accidentelle

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

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	γ_b= 1.5	19.83	15.30
		γ_b = 1.15	25.86	19.95
ELS	f_{bc} (MPa)		21	16.2

- **Déformation longitudinale du béton :**

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

$E_{ij} = 11\ 000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$: Module de déformation instantanée du béton < 24h.

$E_{ij} = 3\ 700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$: Module de déformation sous chargement de langue durée.

III.3.3.2. Armatures

- **Contrainte limite de traction des aciers :**

Tableau III.3:Contraintes admissibles à la compression de béton

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e/\gamma_s$	S-Durable ou transitoire γ_s= 1.15	434.78	434.78
		S-Accidentelle γ_s= 1	500.00	500.00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{\frac{1}{2} \times f_e\ ;\ 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}$; n=1.6		250	250.00
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{0.4 \times f_e\ ;\ 88\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}$; n=1.6		200	200.00

Classe de justification de la précontrainte :

Classe II (la plus courante), elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas de formation des fissures.

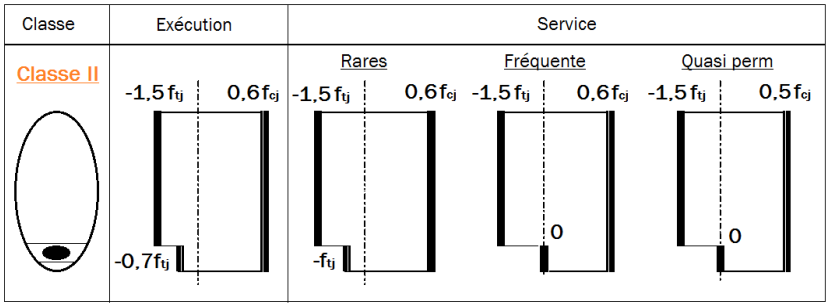


Figure III.1: Limitation des contraintes des sections en B.P.

III.4. EVALUATION DES ACTIONS

III.4.1 Evaluation des actions hors trafic

III.4.1.1. Actions permanentes

Les charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre du tablier et ces équipements, le calcul se fait par évaluation de volume.

- **Poutre**

Tableau III.4: Caractéristique géométrique d'une poutre.

Elément	S (m²)	L (m)	P (KN)
Section d'about	1.299	2 x 1	64.95
Section intermédiaire	1.015	1 x 28.5	534.375
Section médiane	0.75	2 x 3.5	88.8125
Total	/	34	688.138

Tableau III.5: Les compléments de charges permanentes CCP.

Elément	Densité (KN/m^3)	Poids linéaires (KN/ml)	P_{ccp} (KN)
Revêtement	24	/	783.36
Trottoirs	25	7	238
Corniches	25	3.2175	109.395
Glissière de sécurité	/	2	68
Total	/	10.08	1198.8

Tableau III. 6: Poids du tablier poutres

Elément	Poids	Nombre
Poutre	688.138	8
Dalle	2788	/
Entretoise	163.17	2 x 7
Poids propre du travée (KN)	8 456.27	
Poids propre total du travée (G + CCP) (KN)	9 655.0	
Poids total de tablier (KN/ml)	284	
Poids propre total du tablier (KN)	5 8933	

III.4.1.2. Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de Courte durée de la structure porteuse. Selon le ***RCPR***

- En phase de construction : ΔT ($\Delta\Theta$) = ± 12°C.
- En service : ΔT ($\Delta\Theta$) = ± 7°C.

La température annuelle de jijel est caractérisée par un gradient thermique de 18°.

III.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

III.4.2.1. Système de charge à considérer

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Système de charge routière type A(l).
- Système de charge routière type B(B_c , B_t , B_r).
- Système de charge militaire Mc 120.

- Convoi exceptionnel D240.

III.4.2.2. Caractéristiques du pont

Largeur roulable :

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Pour notre pont routier Lr = 12 m

Largeur chargeable :

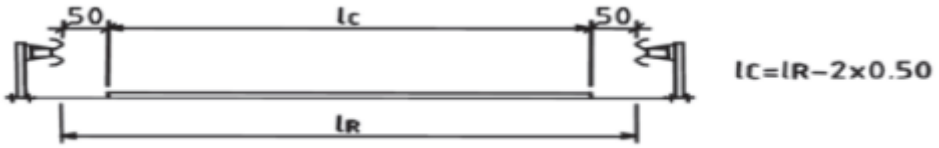


Tableau III.2: Largeur chargeable

Largeur chargeable selon RCPR. Donc : Lc = 12 - (2 × 0.5) = 11 m

Classe du pont :

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

- $L_r \geq 7.00$ m Un pont de 1ère classe.
- $5.50 \text{ m} \leq L_r \leq 7.00$ m Un pont de 2ème classe.
- $L_r \leq 5.50$ m Un pont de 3ème classe

Notre pont a une largeur roulable Lr =12 m > 7m, donc **il est classé en 1ère classe**.

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largueur chargeable :

$$N = (Lc/3) = [11/3] = 3$$

La largeur de voies :

$$Lv = Lc/N = 11/3 = 3.67 \text{ m.}$$

Tableau III.7: Caractéristiques du pont

Largeur roulable	**12 m**
Largeur chargeable	**11 m**
Nombre de voie	**3**
Largeur d'une voie	**3.67 m**
Classe du pont	**1er**

III.4.2.3. Système de charge A :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12}\ ;\ A_1 = \max \begin{cases} a_1\, A(l) \\ 4 - 0.002L \quad (kN/m^2) \end{cases}$$

Où : L est la longueur chargée du tablier en (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par le coefficient a_1 du **Tableau III.8.**

Tableau III.8: Coefficient a1.

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	1	1	0.9	0.75	0.75
2	1	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

La charge A_1 Obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d'une voie v= 3.67 et v_0= 3.50 m,

Les résultats sont résumés dans le **Tableau III.9.**

Tableau III.9: Valeurs de A(l)

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	A(l)xa_1xa_2 (kN/m^2)	L_v(m)	A(l) (kN/ml)
1	34	10.13	1	0.95	9.67	3.67	35.44
2	34	10.13	1	0.95	9.67	7.33	70.88
3	34	10.13	0.9	0.95	8.7	11	95.69

III.4.2.4. Système de charge B :

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre, on cite :

- ✓ Le système B_c qui se compose de camions types (300 kN).
- ✓ Le système B_t se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems ».

Système de charges Bc / Article 4.5.1 RCPR :

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

Tableau III.10: Les valeurs de bc.

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	**1**	**2**	**3**	4	5
1	**1.20**	**1.10**	**0.95**	0.80	0.70

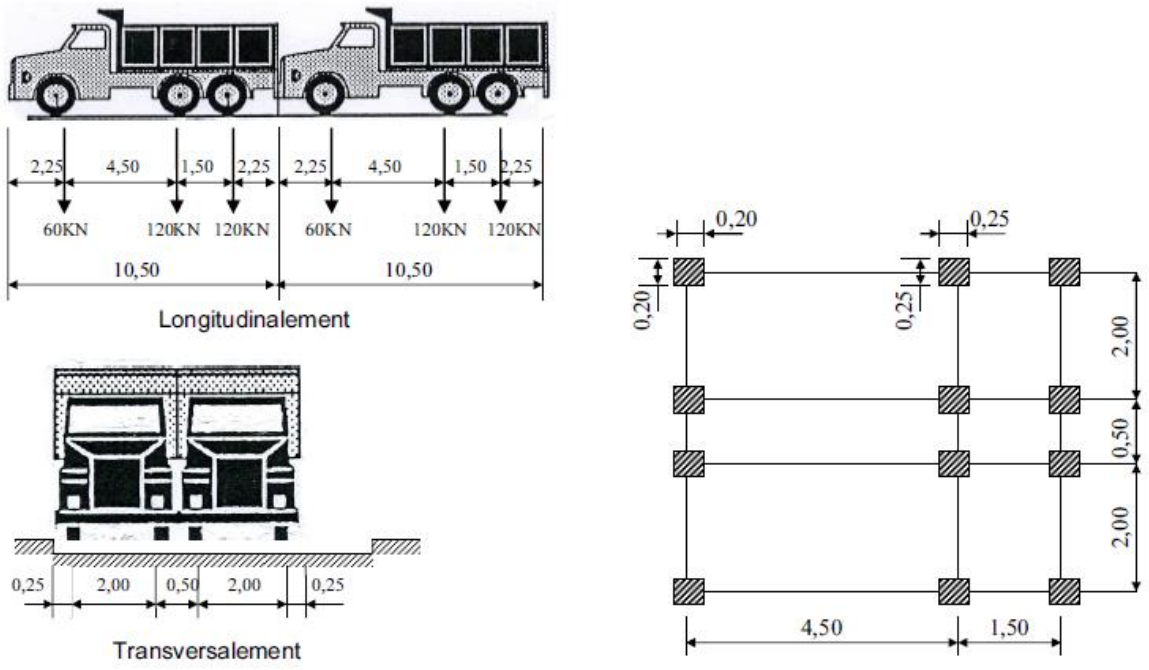


Figure III.3: Système de chargement Bc.

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau III.11: Les valeurs de Bc.

N° des voies	B_c (KN)	b_c	B_c X b_c
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320
3	1800	0.95	1710

Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR :

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient b_t.

Tableau III.12: Les valeurs de bt.

Classe de pont	Première classe	Deuxième classe
b_t	**1.2**	**1**



Figure III.4: Système de chargement Bt.

Les valeurs à prendre alors sont montrés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III.13: Les valeurs de bt.

N° des voies	B_t (KN)	b_t	B_t X b_t
1	320	1.2	384
2 - 3	640	1.2	768

III.4.2.5. Charges militaires Mc 120 :

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

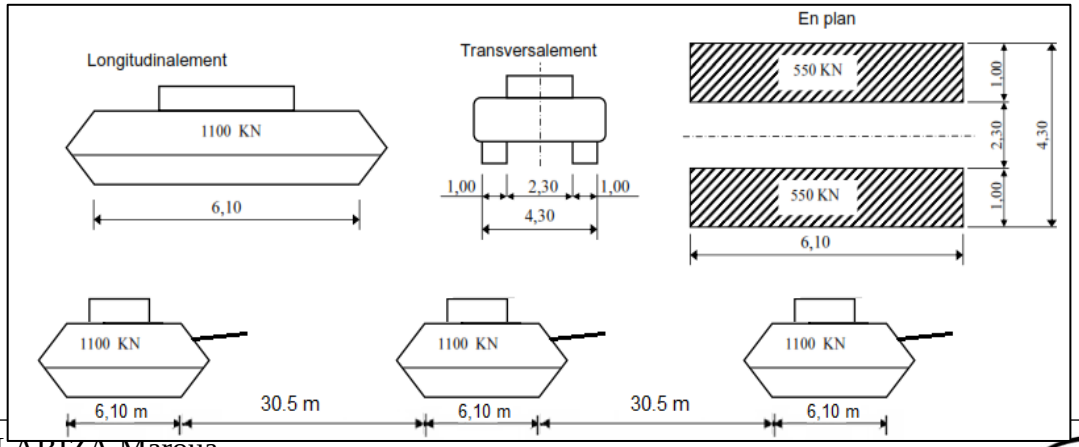


Figure III.5: Convoi de charge Mc120.

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.

III.4.2.6. Convoi exceptionnel 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).

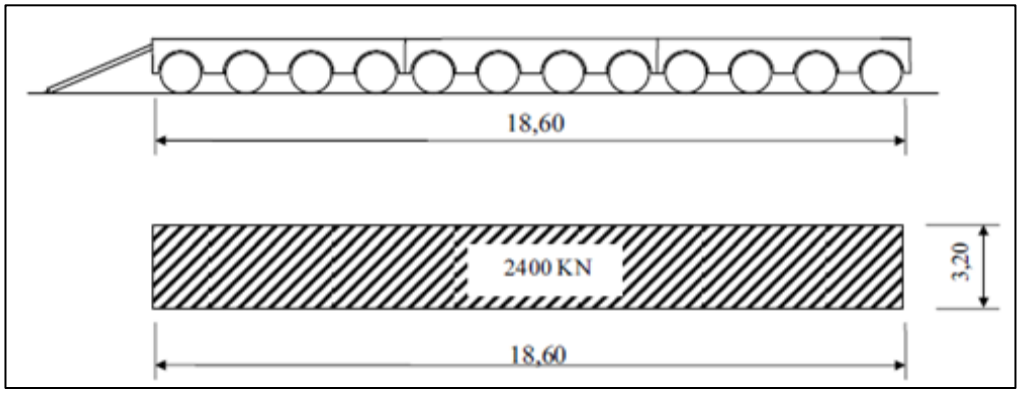


Figure III.6: Convoi exceptionnel D240.

III.4.2.7. 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 D_{240} n'est pas majoré vu la lenteur de ce dernier.

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

Avec :

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

Les résultats sont mentionnés dans ce Tableau :

Tableau III.14: Les valeurs de δ.

Système de charge	L (m)	G (KN)	S (KN)	**δ**
B_c	34	9655.00	1710	1.077
B_t			768	1.063
Mc120			1100	1.068

III.4.2.8. 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.

- **Système de charge B_c :**

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

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

- **Système de charge A :**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$\mathbf{F} = \frac{\mathbf{A.S}}{\mathbf{20 + 0.0035\ x\ S}}$$

S: surface chargée en (m^2)

Tableau III. 15 : L'effort de freinage de système A.

N° des voies	S (m²)	A(l) (KN/m²)	F (KN)
1	124.67	9.67	58.96
2	249.33	9.67	115.46
3	374.00	8.70	152.68

III.5. 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 (06) travées indépendantes, on étudiera une seule travée (neuf (08) 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.

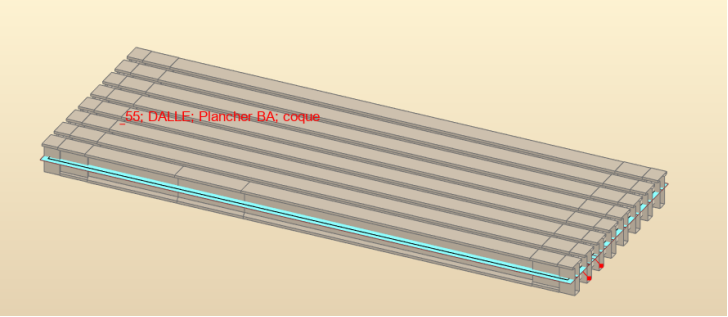


Figure III.7: Modèle de calcul pont à poutre.

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

- **Combinaisons des charges à l'ELU.**

1.35 G + 1.6AL + 0.9T + 0.75ΔΘ

1.35 G + 1.6BC + 0.9T + 0.75ΔΘ

1.35 G + 1.6BT + 0.9T + 0.75ΔΘ

1.35 G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75ΔΘ

1.35 G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75ΔΘ

- **Combinaisons des charges à l'ELS**

G + 1.2AL + 0.6T + 0.5ΔΘ

G + 1.2BC + 0.6T + 0.5ΔΘ

G + 1.2BT + 0.6T + 0.5ΔΘ

G + D240 + 0.6T + 0.5ΔΘ

G + Mc120 + 0.6T + 0.5ΔΘ

III.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'étude de ce type d'ouvrage (courbé), impose la modélisation de tablier entièrement (06 travée), mais on a étudié qu'une seule travée dans la suite de travail.

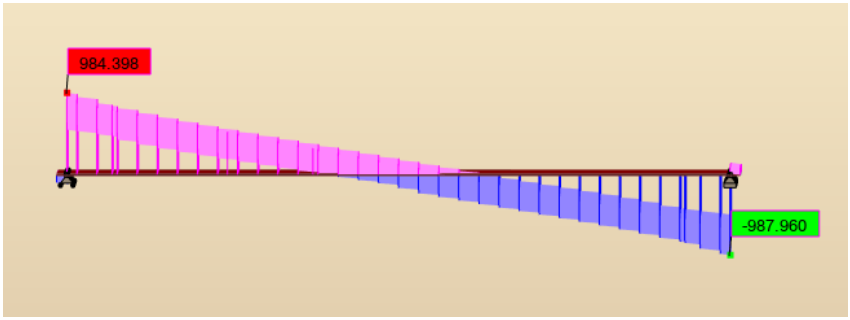


Figure III.8: Effort tranchant maximal à l'ELS

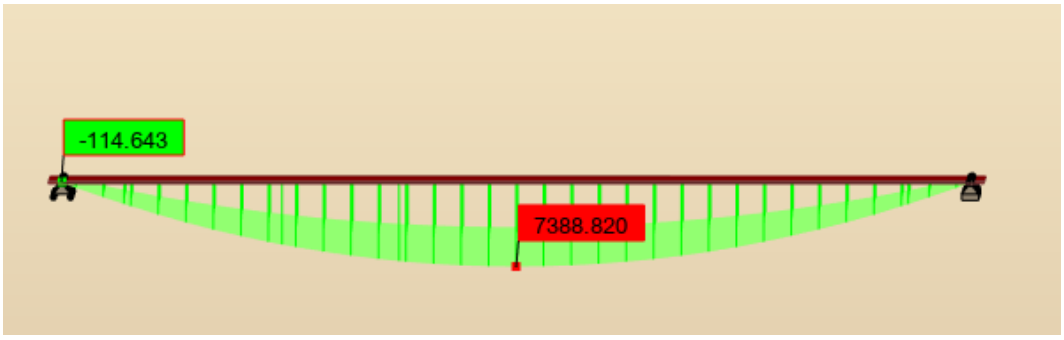


Figure III.9: Moment maximal à l'ELS

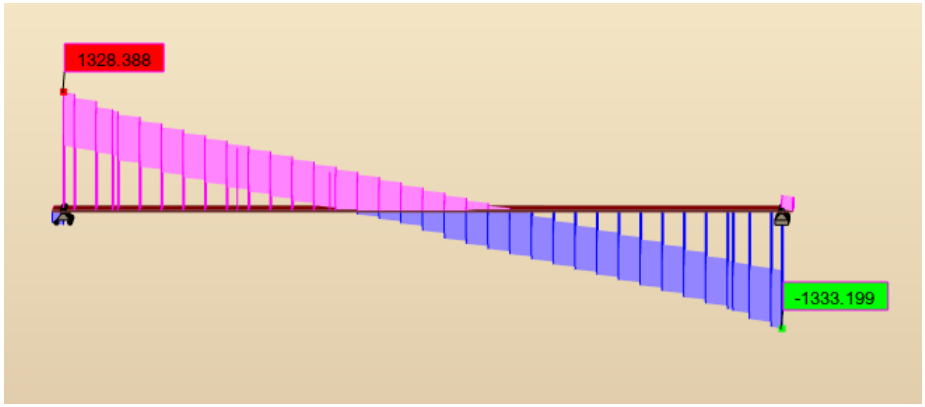


Figure III.10: Effort tranchant maximal à l'ELU

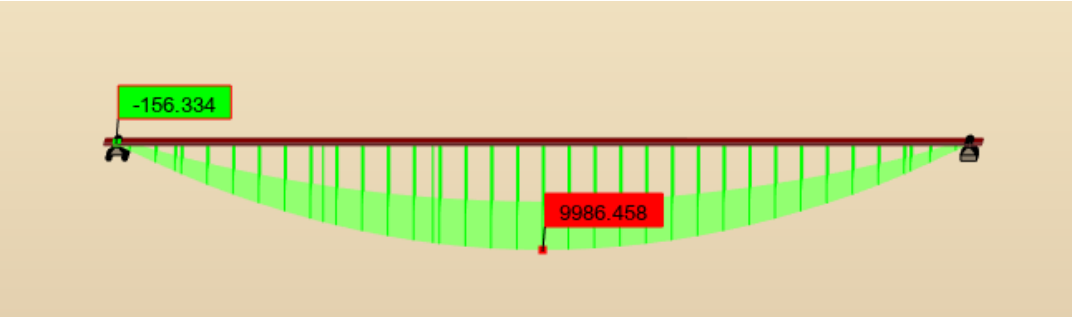


Figure III.11: Moment maximal à l'ELU

Tableau III.1: Caractéristique de béton 28
Tableau III.2: Contraintes admissibles à la compression de béton 29
Tableau III.3:Contraintes admissibles à la compression de béton 29
Tableau III.4: Caractéristique géométrique d'une poutre. 30
Tableau III.5: Les compléments de charges permanentes CCP. 30
Tableau III. 6: Poids du tablier poutres 31
Tableau III.7: Caractéristiques du pont 32
Tableau III.8: Coefficient a1. 33
Tableau III.9: Valeurs de A(l) 33
Tableau III.10: Les valeurs de bc. 34
Tableau III.11: Les valeurs de Bc. 34
Tableau III.12: Les valeurs de bt. 34
Tableau III.13: Les valeurs de bt. 35
Tableau III.14: Les valeurs de δ. 36

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

ENSTP 2021/2022

IV.1. INTRODUCTION

Le béton, un matériau qui présente une faible résistance à la traction, se trouve ainsi utilisé au mieux de ses possibilités en ne travaillant qu'en compression. La précontrainte a pour but de soumettre le béton lors de sa fabrication à des contraintes préalables permanentes de compression et elle est applicable grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte. Lorsque l'on tend les câbles, ils vont par réaction appliquer un effort de compression au béton. Nous abordons dans ce chapitre les étapes de l'étude de la précontrainte pour un pont à poutre en poste tension.

IV.2. DONNEES DE CALCUL

Tableau IV.1: Données de dimensionnements de la précontrainte

Données de l'ouvrage

H (P)	2	m
H(P+D)	2,25	m
Lpoutre	34	m
L porté	33	m
N poutres	8	m
Edalle	0,25	m
Enrobage	0,03	m
λ	1,65	m
LT.cm	1,2	m
bAbout	0,6	m

Caractéristiques du béton

F_{c28} =	35	MPa
F_{t28} =	2,7	MPa
σ_{bc} =	21	MPa
σ_{bt} =	-4,05	MPa

Caractériqtique des cables 12T15

Cable	T15	
Nbr Toron	12	
Ap 1 Toron	140	mm²
Ap 1Toron (m²)	0,00014	m²
Ap (mm²) =	0,00168	m² cable
fprg =	1770	MPa
F_{p0}=	196,2	kn
fpeg =	1593	MPa
D gaine =	0,08	m
f =	0,18	(rd^{-1})
ϕ =	0,002	(m^{-1})
g =	6	mm
μ_0=	0,43	
ρ_{1000h}=	2,5	
Ep =	190000	MPa
fe	500	MPa
sigma S	434,78261	MPa

Caractériqtique des sections

	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre+ dalle	Poutre seule	Poutre + dalle
B (m^2)	1,30	1,71	0,75	1,16
υ' (m)	1,07	1,32	1,11	1,47
υ (m)	0,93	0,90	0,89	0,78
I_G (m^4)	0,48	0,83	0,36	0,64
i^2 (m^2)	0,37	0,48	0,48	0,55
ρ	0,37	0,39	0,49	0,48

Résultats Logiciel

Mgp	2,56 MN.m
M_{max}	7,38 MN.m
M_{min}	4,92 MN
V_M	0,92 MN
V_m	0,63 MN

IV.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

IV.3.1. Valeur minimale de la précontrainte en service

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

$$PMIN = \sup (PI, PII)$$

Avec :

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

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

B : son aire ;
V et **V'** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes **(v + v' = h)** ;
I : son moment d'inertie par rapport à G_z ;
I/ v et **I/ v'** : Ses modules d'inertie ;
ρ : son rendement géométrique.
$\mathbf{M_g}$: moment de poids propre ;
$\mathbf{M'_g}$: moment dû aux charges permanentes additionnelles ;
$\mathbf{M_q}$: moment généré par les actions variables de toutes natures
Selon le cas de charge considéré, **M** varie ente :

- Une valeur minimale : $\mathbf{M_m = M_g + M'_g}$
- Une valeur maximale : $\mathbf{M_M = M_g + M'_g + M_{Mq}}$

Posons : $\Delta \mathbf{M = M_M - M_m = M_{Mq}}$
$\overline{\sigma_{bt1}}$ et $\overline{\sigma_{bt2}}$: sont des contraintes limites de traction.
$\overline{\sigma_{bc}}$: est la contrainte limite de compression.

Tableau IV.2 Tableau IV.2: calcul de Pmin

Determination de P_{MIN}		
σbt1	-2,70	MPa
σbt2	-4,05	MPa
d'	0,23	m
P_I	2,09	MN
P_{II}	4,57	MN
P_{MIN}	**4,57**	MN

PI : représente la section sous critique (cas ou le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage).

PII : représente la section sur critique (cas ou le fuseau de passage à une de ses frontières la zone d'enrobage).

IV.3.2. Détermination de nombre de câble

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{MIN}}{P_0}$$

Avec :

P0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15 peut créer, P0 est estimé à 25 % de pertes.

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

n : nombre de câbles.

Tableau IV.3: Détermination du nombre de câble

$\Delta P0$ =	25	%
T**0** =	1416	Mpa
P**0** =	2,35	MN
n ≥	2,59	Cables

Donc on opte pour : N = 3 câbles de 12T15, classe 1770.

IV.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES :

Dans cette étape on fait la vérification des contraintes à x = L/2 sur les quatre phases et on place les trois câbles dans l'about pour faciliter la mise en tension de la précontrainte :

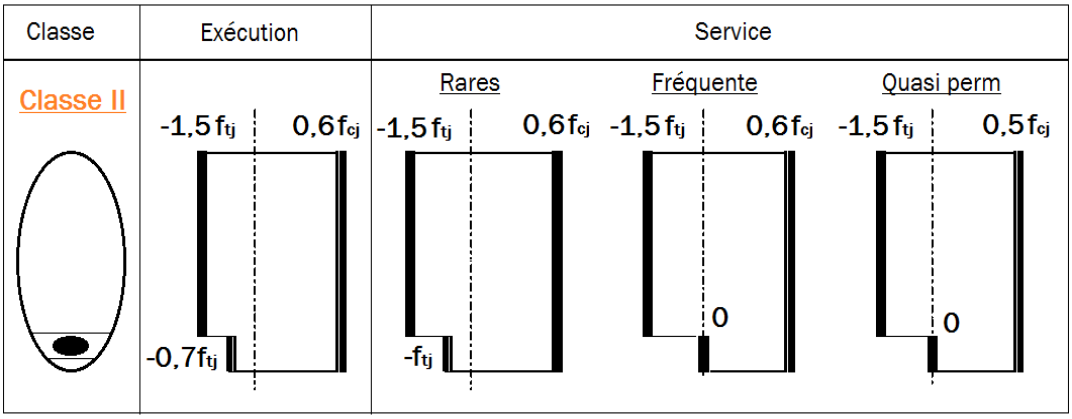


Figure IV.1: Classe de calcul / Selon BPEL

Tableau IV.4 : Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes.

Première phase : Après 7 jours		
après 7 jours de coulage de béton de la poutre, les câbles sont tirés à 50%, les pertes à la mise en tension sont estimées à 5%.		
f_{c7} =	23,18	MPa
f_{t7} =	1,99	MPa
σ_{bt2}	-1,39	MPa
σ_{bt1}	-2,99	MPa
σ_{bc}	13,91	MPa
ΔP =	5	%
n cable	3	

Deuxième phase : Après 28 jours		
après 28 jours, les câbles sont tirés à 100%, les pertes à la mise en tension sont estimées à 10%.		
f_{c28} =	35,00	MPa
f_{t28} =	2,70	MPa
σ_{bt2}	-1,89	MPa
σ_{bt1}	-4,05	MPa
σ_{bc}	21,00	MPa
ΔP =	10	%
n cable	3	

3ème phase : Apres coulage de la dalle		
après coulage de la dalle, les pertes sont estimées à 15%		
f_{c28} =	35,00	MPa
f_{t28} =	2,70	MPa
σ_{bt2}	-1,89	MPa
σ_{bt1}	-4,05	MPa
σ_{bc}	21,00	MPa
ΔP =	15	%
n cable	3	

Quatrième phase : En service		
les câbles sont tirés à 100%, les pertes à la mise en tension sont estimées à 25%.		
f_{c28} =	35,00	MPa
f_{t28} =	2,70	MPa
σ_{bt2}	-2,70	MPa
σ_{bt1}	-4,05	MPa
σ_{bc}	21,00	MPa
ΔP =	25	%
n cable	3	

Les résultats de vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5: Résultats de vérifications des contraintes

Phases	**e_0 (m)**	**M (MN.m)**	**P (MN)**	**σ_{sup} (MPa)**	**σ_{inf} (MPa)**	**Obs**
Phase 1	0,88	2,57	3,35	3,51	5,66	C.V
Phase 2	0,88	2,57	6,36	0,98	17,74	C.V
Phase 3	1,24	3,985	6,00	0,92	13,12	C.V
Phase 4	1,24	7,39	5,30	5,23	2,70	C.V

Les formules de calcul :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I} \qquad \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{V}{I}$$

Interprétation :

- Au niveau de fibre inférieure : $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
- Au niveau de fibre supérieure : $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

IV.5. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE :

IV.5.1. Principe :

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

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane (section la plus sollicitée), suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que, la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

IV.5.2. Détermination du tracé :

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2ème degré :

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$$

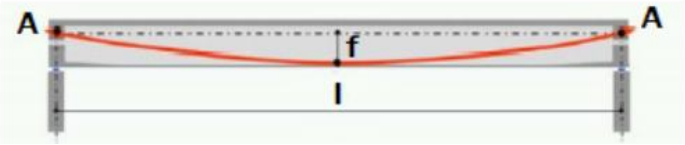


Figure IV.2: Géométrie des câbles

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

- En section médiane X= L/2, 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.

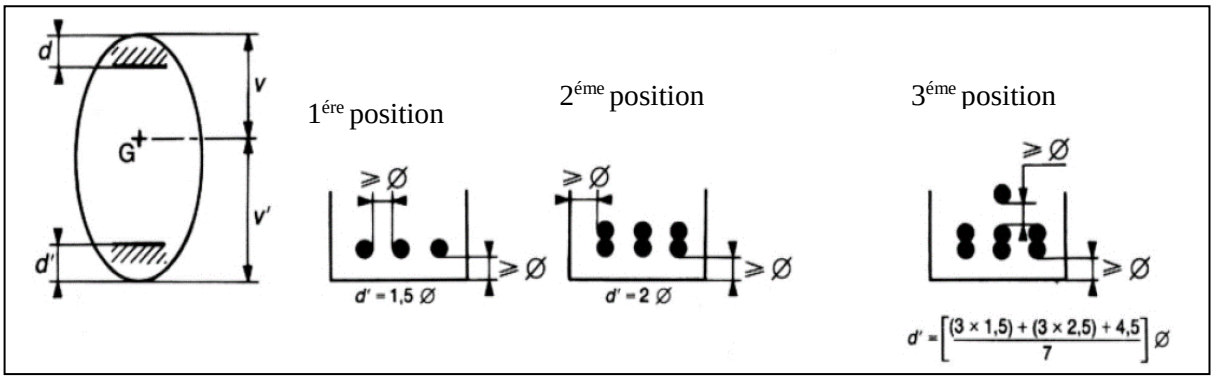
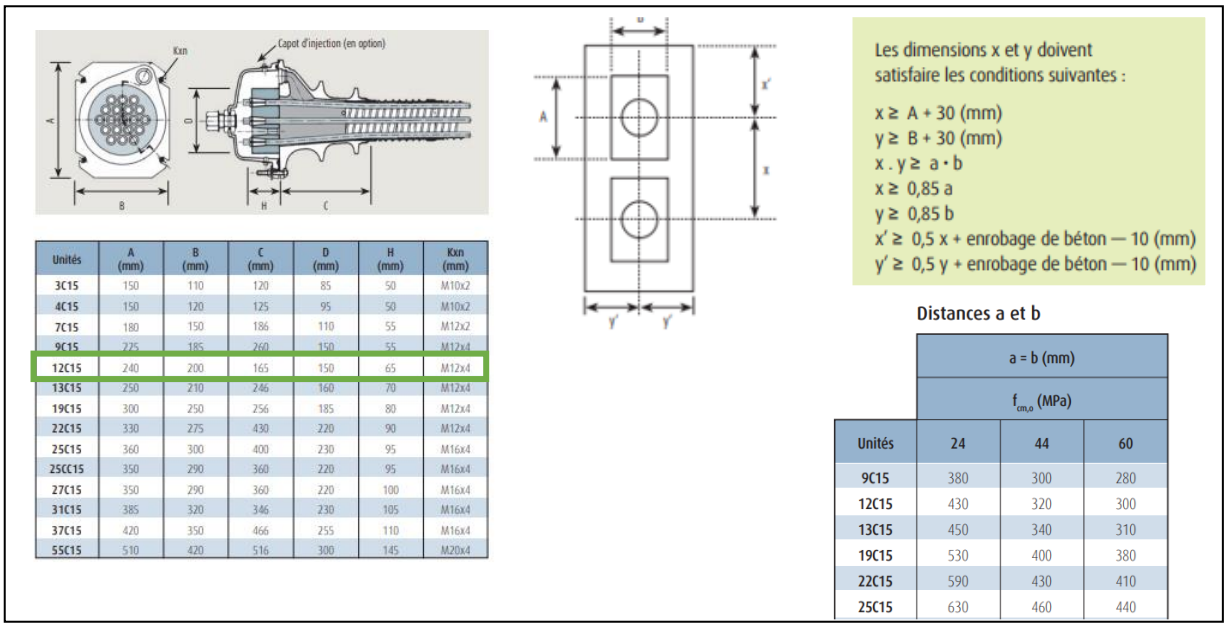


Figure IV.3: Dispositions constructives des câbles de précontrainte

- A l'extrémité de la poutre (section d'about) X= 0, on respecte les conditions imposées par L'emplacement des plaques d'ancrage.

On opte pour des plaques d'ancrages **A × B** = 240 × 200 mm^2 ; **X** = 38 cm.



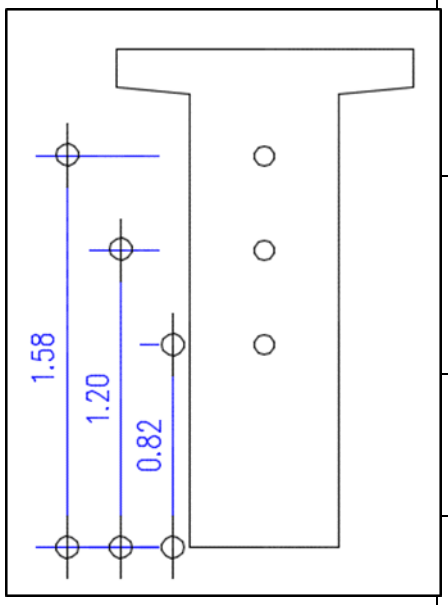
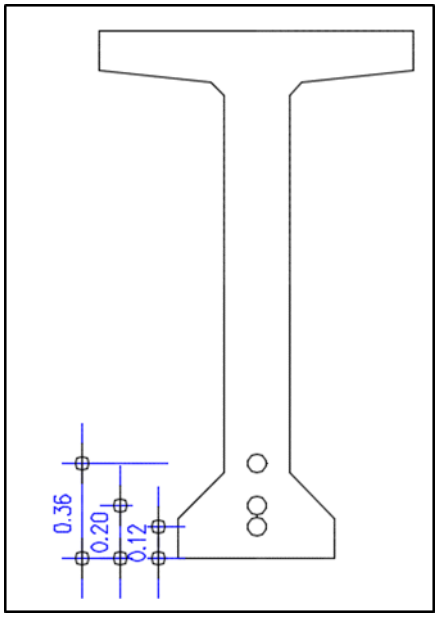
Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

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

Figure IV.4: Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.

La position finale des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau IV.6: Tracé des câbles.

position de cable	X = 0		X = L/2	
	Yi (m)	schéma	Yi (m)	schéma
Cable 1	0,82		0,12	
Cable 2	1,2		0,2	
Cable 3	1,58		0,36	
Nlit	1		1	

- Les câbles présentes un alignement droit sur une distance de 1 m à partir d'ancrage.

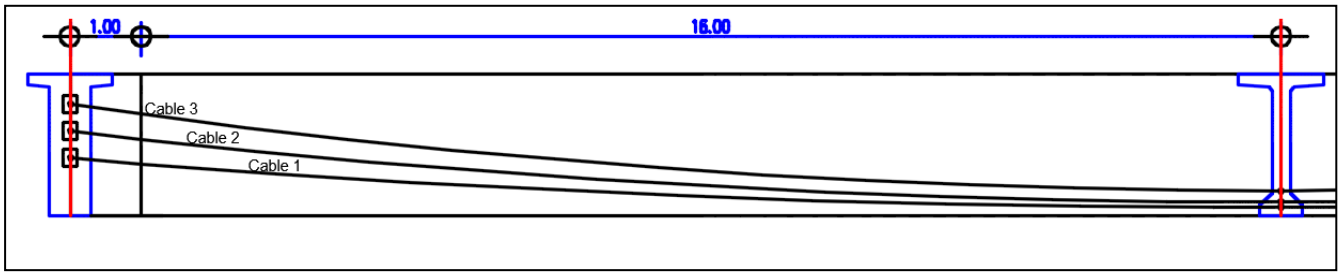


Figure IV.5: Trajectoire des câbles

- L'angle de déviation β sur une longueur peut être calculé par l'équation :

$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{\ell}$$

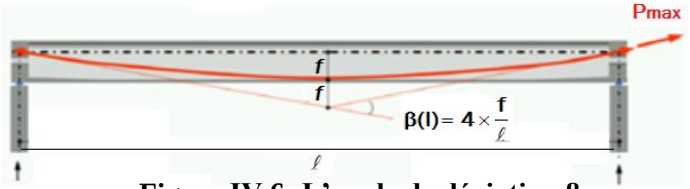


Figure IV.6: L'angle de déviation β

IV.5.3. Détermination de l'angle de relevage :

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance rectiligne environ de 1m partir de son ancrage.

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.

- L'angle de relevage α à x=0 est donné par la formule suivante :

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

L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\alpha_{opt} = \text{Arc sin}\left(\frac{V_M + V_m}{2 \times P}\right)$$

Avec :

$\bar{V}$: effort tranchant limite que peut supporter la section d'about $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limité en état limite de service $\bar{\tau} = \left[0{,}4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)\right]^{\frac{1}{2}}$

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

Bn : surface nette de la section d'about + hourdis. $B_n = B_{Brute} - n.B_{Gaine}$

bn : largeur nette de la section d'about + hourdis. $B_n = b_0 - n \times \varphi$

n : nombre de gaine.

b_0 : largeur brute.

B_{gaine} : surface de la gaine.

Φ = 8 cm : diametre de la gaine.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.7: Caractéristiques du tracé des câbles.

bn =	0,52	m
Bn =	1,7	m2
P =	5,3	MN
δx =	3,12	MPa
T =	2,51	MPa
V =	2,35	MPa

L Cable =	34	m
L rel =	1	m
l pb =	32	m

-15,53 ≤ α (°) ≤ 34,226

α_{C1} = 4,54 (°) **α_{C2}** = 6,501(°) **α_{C3}** = 7,934 (°)

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0	1	17			
C1	32	4,54	0,82	0,74	0,12	0,62	206,25	0,078
C2	32	6,501	1,2	1,09	0,2	0,89	144,46	0,111
C3	32	7,934	1,58	1,44	0,36	1,08	118,45	0,135

IV.6. CALCUL DES PERTES :

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

IV.6.1. PERTES DE TENSION INSTANTANEES :

Elles se produisent au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre. On distingue trois types :

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage.
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

IV.6.1.1. Pertes par frottement :

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur les gaines lors de la mise en tension. La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{[-(f \times \beta + \varphi \times x)]})$$

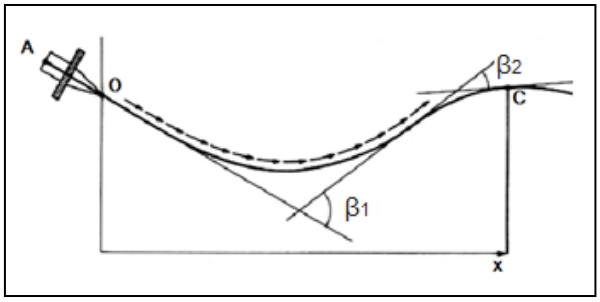


Figure IV.7 : frottement le long du câble lors de la mise en tension.

σ_{p0} : la tension à l'origine.
e : la base des logarithmes népériens.
f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}).
B : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd).
φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}).
x : la distance de la section considérée (m).

La perte de tension par frottement est estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{[-(f \times \beta + \varphi \times x)]})$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8: Valeurs des pertes dues aux frottements.

φ = 0,002 (m^{-1})	f = 0,18	σ_{p0} = 1416 Mpa

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (%)
C1	17	0,078	0,048	66,31	73,62	5,20%
C2	17	0,111	0,054	74,35		
C3	17	0,135	0,058	80,21		

IV.6.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage :

La perte par recul d'ancrage est une perte de tension, qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Cette perte est inévitable, mais selon la technologie des vérins de mise en tension elle peut prendre des valeurs de 2 à 10 mm.

Le paramètre connu est la valeur g du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte. Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse x < d est :

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

Avec :

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

k : constante : $k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi$

l : longueur de la moitié de la poutre

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

Tableau IV.9: Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$	
C1	17	0,0028	16,89	0	**134,97**	**(MPa)**
C2	17	0,0032	15,93	0	**143,13**	**(MPa)**
C3	17	0,0034	15,32	0	**148,83**	**(MPa)**

IV.6.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dû à l´action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures, et égale dans une section donnée :

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

Avec :

σ_{bj} : contrainte parabole du béton, $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$

P : effort de précontrainte, $P = n \times A_P\ (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\varphi Moy})$

A_p : section du câble de précontrainte.

E_P : module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

e : excentricité moyenne des câbles.

M_p : moment du au poids propre de la poutre.

I_G : moment d'inertie de section médiane seule.

Tableau IV.10: Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.

Mp	2,57	MN
Eij	35981,73	MPa
n cable	3	
e	0,88	m
B	0,75	m²
IG	0,36	m⁴

-

σbi =	**16,99**	**MPa**
σe=	**44,87**	**MPa**
σe=	**3,17%**	**%**

IV.6.2. Pertes de tension différées :

Elles se produisent pendant un temps long, après la mise en précontrainte de la structure, elles proviennent de l'évolution des caractères mécaniques des matériaux dans le temps. On distingue trois types de perte :

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

IV.6.2.1. Pertes par retrait :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton, alors que les câbles ne sont tendus que lorsque celui-ci a obtenu la résistance nécessaire, donc les câbles ancrés sur le béton ne subissent que la part du raccourcissement du au retrait effectué après leur mise en tension.

Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\xi r\ [\ 1 - r(t0)\ ]$, avec :

ξr : Retrait final, $\xi r = 2 \times 10^{-4}$;

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

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré : $\Delta\sigma\ r \approx Ep \times \xi r$.

Application Numérique :

Ep = 190 000 Mpa

$\Delta\sigma r \approx 38$ MPa → $\mathbf{\Delta\sigma r = 2,68}$ %.

IV.6.2.2. Perte par fluage :

Le fluage du béton est une déformation, due essentiellement à une contrainte constante et permanente. Etant donné que les câbles sont ancrés dans le béton, ils vont subir la même déformation. Les pertes par fluage sont données par la relation :

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

Avec :

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11: Valeurs des Pertes par fluage.

$\mathbf{M_p}$ =	4,92	MN.m
$\mathbf{I_{nette}}$	0,64	m4
B	1,16	m^2
v'	1,47	m
$\mathbf{e_{(P+D)}}$ =	1,24	m
P=	5,30	MN
σb=	7,75	MPa
Δσfl=	102,36	MPa
Δσfl=	7,23%	

IV.6.2.3. Perte par relaxation :

La relaxation de l'armature tendue a diminué la tension des câbles, cette perte dépend de l'acier et de son traitement. La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimé e par la formule :

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

ρ_{1000} **(%)** : Relaxation garantie à 1 000 h. ρ_{1000} **= 2.5 %**
μ_0 : Coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12: Valeurs des Pertes par relaxation.

Δσp=	**58,98**	**MPa**
Δσp=	**4,17%**	**%**

IV.6.3. PERTES TOTALES

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + (5/6)\Delta\sigma_\rho$.

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%).

Tableau IV.13: Valeurs des Pertes par totales.

	MPa	**%**
$\Delta\sigma_{Inst}$	**118,49**	**8,37**
$\Delta\sigma_{Diff}$	**189,52**	**13,38**
$\Delta\sigma_\infty$ =	**308,01**	**21,75**

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

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

Notre but dans cette partie est de vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires dictées par les règles en vigueur.

IV.7.1. Les sections de vérifications :

En considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale et une section au niveau de l'appui (x=0.5) pour la vérification des contraintes tangentielles.

IV.7.2. Limitation des contraintes :

On regroupe les contraintes limites dans le tableau suivant :

Tableau IV.14: Limitation des contraintes.

Contrainte admissible	**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	Rare

IV.7.3. Caractéristiques nettes des sections :

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gaines. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe II.
Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel AUTOCAD 2016.

Tableau IV.15: Caractéristiques nettes 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)	2,00	2,25	2,00	2,25	2,00	2,25	2,00	2,25
B_{nette} (m^2)	1,28	1,70	0,735	1,148	0,735	1,15	0,74	1,15
v_n (m)	0,931	0,924	0,881	0,769	0,877	0,767	0,876	0,766
v'_n (m)	1,069	1,326	1,119	1,481	1,123	1,48	1,124	1,48
I_{nG} (m^4)	0,476	0,826	0,355	0,625	0,351	0,62	0,350	0,617
ρ (%)	37,24	39,74	49,00	47,77	48,50	47,39	48,30	47,25

IV.7.4. Justification de la poutre à l'ELS :

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

P1 =1.02 P0 – 0.8 ΔP ;
P2 = 0.98 P0 – 1.2 ΔP ;
P0 = 2.35 MN ;

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.16: Position des câbles.

	CY1	CY2	CY3	Ymoy
x=0.5	0,78	1,14	1,51	**1,14**
x=L/4	0,30	0,45	0,67	**0,47**
x=3L/8	0,17	0,26	0,43	**0,29**
x=L/2	0,12	0,20	0,36	**0,23**

Tableau IV.17: Caractéristiques 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	4,18	3,48	3,28	1,14	0,47	0,29	0,23
Phase 2	3	100	8,37	6,73	6,21	1,14	0,47	0,29	0,23
Phase 3	3	100	11,71	6,54	5,93	1,14	0,47	0,29	0,23
Phase 4	3	100	21,75	5,97	5,08	1,14	0,47	0,29	0,23

IV.7.4.1. Justification des contraintes normales :

Dans la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes beaucoup plus importantes donc on doit vérifier les contraintes en phases de construction, on utilisant la condition suivante **: $\overline{\sigma}_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$**

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

P : effort de précontrainte ;
B_n : surface nette de la section considérée ;
I_n : inertie nette de la section considérée ;
e_0 : excentricité du câble de précontrainte moyen ;
M : moment extérieur ;
y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.18:Vérification des contraintes normales Phases 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)		-0,07	0,65	0,84	0,90	-0,07	0,65	0,84	0,90
MEls		0,00	1,89	2,40	2,57	0,00	1,89	2,40	2,57
P1 (MN)		3,48	3,48	3,48	3,48	6,73	6,73	6,73	6,73
P2 (MN)		3,28	3,28	3,28	3,28	6,21	6,21	6,21	6,21
σp (MPa)	σsup	0,00	4,68	5,98	6,43	0,00	4,68	5,98	6,43
	σinf	0,00	-5,95	-5,68	-8,25	0,00	-5,95	-7,66	-8,25
σP1 (MPa)	σsup	3,22	-0,84	-2,54	-3,09	6,22	-1,63	-4,90	-5,98
	σinf	2,13	11,83	14,05	14,79	4,12	22,85	27,14	28,57
σP2 (MPa)	σsup	3,03	-0,79	-2,39	-2,92	5,74	-1,50	-4,52	-5,52
	σinf	2,01	11,15	13,24	13,94	3,80	21,09	25,05	26,37
σMax (MPa)	σsup	3,22	3,84	3,45	3,34	6,22	3,06	1,08	0,45
	σinf	2,13	5,87	8,37	6,53	4,12	16,90	19,48	20,32
σMin (MPa)	σsup	3,03	3,89	3,59	3,51	5,74	3,18	1,46	0,91
	σinf	2,01	5,20	7,56	5,69	3,80	15,14	17,39	18,12

Tableau IV.19: Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4.

		Phase 3				Phase 4			
		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)		-0,07	0,65	0,84	0,90	-0,07	0,65	0,84	0,90
MEls		0,00	2,93	3,72	3,985	0,00	3,697	6,894	7,39
P1 (MN)		6,54	6,54	6,54	6,54	5,97	5,97	5,97	5,97
P2 (MN)		5,93	5,93	5,93	5,93	5,08	5,08	5,08	5,08
σp (MPa)	σsup	0,00	3,61	4,61	4,95	0,00	4,55	8,55	9,18
	σinf	0,00	-6,95	-8,92	-9,59	0,00	-8,76	-16,52	-17,78
σP1 (MPa)	σsup	4,40	0,50	-1,08	-1,60	4,02	0,45	-0,99	-1,46
	σinf	3,08	15,71	18,81	19,83	2,81	14,35	17,18	18,11
σP2 (MPa)	σsup	3,99	0,25	-0,54	-1,45	4,18	0,47	-1,03	-1,24
	σinf	2,79	14,24	17,04	17,97	2,39	12,20	14,60	15,39
σMax (MPa)	σsup	4,40	4,11	3,53	3,36	4,02	5,01	7,56	7,72
	σinf	3,08	8,76	9,89	10,24	2,81	5,59	0,66	0,33
σMin (MPa)	σsup	3,99	3,86	4,07	3,51	4,18	5,02	7,52	7,94
	σinf	2,79	7,29	8,12	8,38	2,39	3,44	-1,92	-2,39

IV.7.4.2. Justification des contraintes tangentielles :

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage ; La vérification des contraintes tangentielle sera calculer pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0{,}4.f_{tj}\left[f_{tj}+\sigma_x\right]=\overline{\tau_1}^2$$

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

$$\text{Si } \sigma_x < 0{,}4.f_{cj} \text{ on a } \overline{\tau_1} < \overline{\tau_2}, \text{donc on vérifier juste que } \tau < \overline{\tau_1}$$

Avec :

τ : contrainte tangentielle.

σx : contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

- **Détermination de la contrainte normale « σx » :**

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

Avec :

P : effort de précontrainte ;

B_n : surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.20 : Effort de précontrainte

		α (°)	Pcos α	Psin α
P1	1,84	4,54	1,84	0,15
P2	1,84	6,501	1,83	0,21
P3	1,84	7,934	1,82	0,25
Somme			**5,49**	**0,61**

- **Détermination de la contrainte tangentielle « τ » :**

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

V_{red} : effort tranchant réduit ;

S_n : moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis) ;

b_n : largeur nette de la section ;

I_n : moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.21: Contrainte tangentielle « τ »

Bn (m^2)	σx (MPa)	τ1 (MPa)	Vser (MPa)	Vred(MPa)	Sn (m^3)	In (m^4)	bn (m)	**τ (MPa)**
1,70	3,24	2,29	0,93	0,32	0,62	0,83	0,52	**0,47**

On constate que : **τ** = 0.47 MPa ≤ **τ1**= 2.29 MPa

Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

IV.7.5. Justification de la poutre à l'ELU :

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

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

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

Dans laquelle :

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

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

Tableau IV.22: Détermination l'angle βu.

V_{ult} =	1,26	MPa
V_{red} =	0,65	MPa
S_n =	0,62	0,00
I_n =	0,83	0,00
b_n =	0,52	0,00

B_n =	1,70	m²
σx=	3,24	MPa
τ_u =	0,94	MPa
βu=	15,09	°

On prend : β_u = 30 °

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

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

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

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

f_e : limite d'élasticité de l'acier ;

γ_s = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

b_n : largeur nette de la section d'appui.

On trouve : $At/St \geq 3$ cm.

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

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

Nous retiendrons donc un cadre HA 12 avec un espacement de 12.5 cm à l'appui et 20 m à mi-travée.

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :
$\tau_u \leq f_{c28}/6$ = 5.83 MPa ce qui est vérifiée.

IV.8. FERRAILLAGE PASSIVE DE LA POUTRE

IV.8.1. Armatures des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale As (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL) :

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

Avec :
B_t : aire de la section du béton en traction.
σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction.
N_{Bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

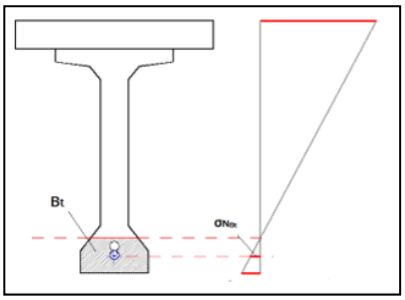


Figure IV.8: La zone des armatures tendues

D'où :
Application Numérique :

As = 1,9825 cm²/m

On prend :
2HA 12 = 2.26 cm^2

IV.8.2. Armature de peau

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins 3 cm² par mètre de largeur de parement. Ceci correspond à environ des barres HA12 ;avec un espacement de 20 cm.

IV.9. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a déterminé le nombre de câbles en fonction du type de câble choisi et cette précontrainte nous a permis de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en zone courante.

ETUDE DE TABLIER

ENSTP 2021/2022

V.1. INTRODUCTION

Le tablier est élément principal dans le pont (quel que soit son type) qui porte les voies, il est constitué d'une dalle ; qu'est une structure plane, dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'applique sur le pont vers les poutres. Pour cela nous allons traiter dans ce chapitre l'étude du tablier et les dispositifs nécessaires dans l'ouvrage, leurs modèles, dimension et vérification si nécessaire.

V.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et la Précontrainte. Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent se produire librement pour qu'elles ne puissent pas modifier les effets de la précontrainte, sinon, des fissurations peuvent apparaitre sur certaines sections.

On utilise Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 pour la détermination des différentes flèches

V.2.1. Flèche due au poids propre :

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (Contre flèche). Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément repartie.

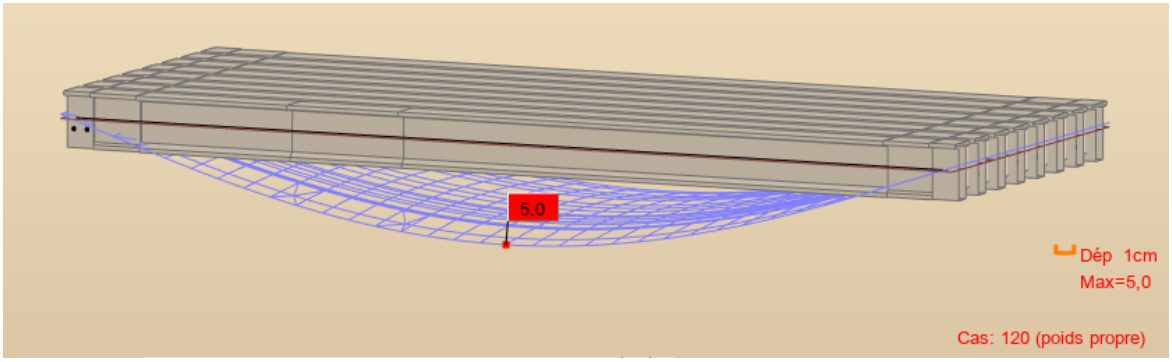


Figure V.1 : flèche max de la poutre due à poids propre.

D'après ce diagramme on constate que la flache maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, dalle) est égale à 5.0 cm.

V.2.2.Contre flèche de précontrainte :

Données de calcul :

$P_{Câble\ moy}$ = 6.73 MN (mise en tension a 100 %)
e_0 = 7 cm (x = 0.5) .
e_1 = 90 cm (x = 17m).

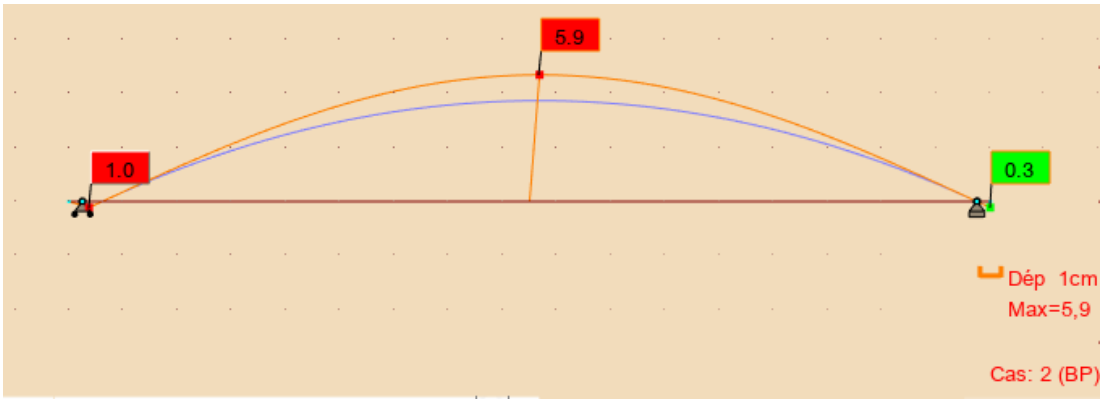


Figure V.2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

D'après ce diagramme on constate que la contre flache maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les trois câbles) est égale à 5.9 cm.

$$f\text{p} = -\ 5.9 \text{ cm}.$$

V.2.3. Flèche maximale à ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par le diagramme suivant :

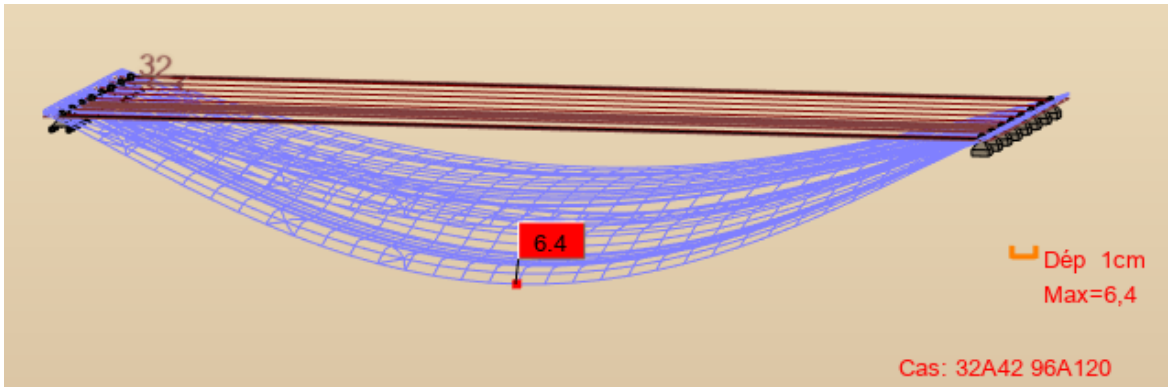


Figure V.3 : Flèche max de la poutre à ELS

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 6.4 cm.

$$f_{\text{ELS}} = 6.4 \text{ cm}$$

V.2.4. Flèche totale

La flèche réelle maximale du tablier en service est égale à :

$$f_t = f_p + f_{ELS} = (-5.9) + 6.4 = 0.5 \text{ cm}$$

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : f_t = 0.5 cm est inférieur à la flèche admissible :

(f_{adm} = L/500 =34/500 = 6.8 cm) → $f_t < f_{adm}$

Donc on conclut que la condition de la flèche limite à l'ELS est vérifiée.

V.4. ETUDE DE L'HOURDIS

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier.

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

- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferraillage passif de la dalle reprendre ces efforts.

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

Géométrie de l'hourdis :

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm
- La largeur :13.12 m
- La longueur : le long de l'ouvrage

Evaluation des efforts :

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

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels. Les charges ont appliqué sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre 3 (poids propre, poids des équipements), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

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

- **Mmax à l'ELU :**

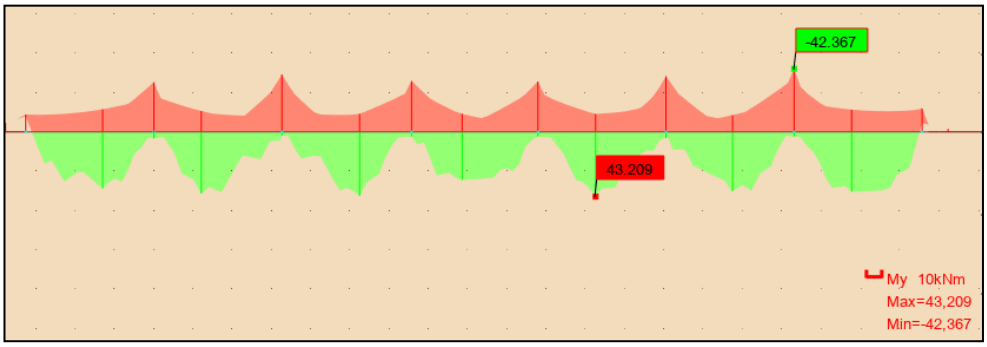


Figure V.4 : Moment Max- Dalle à ELU

- **Tmax à l'ELU :**

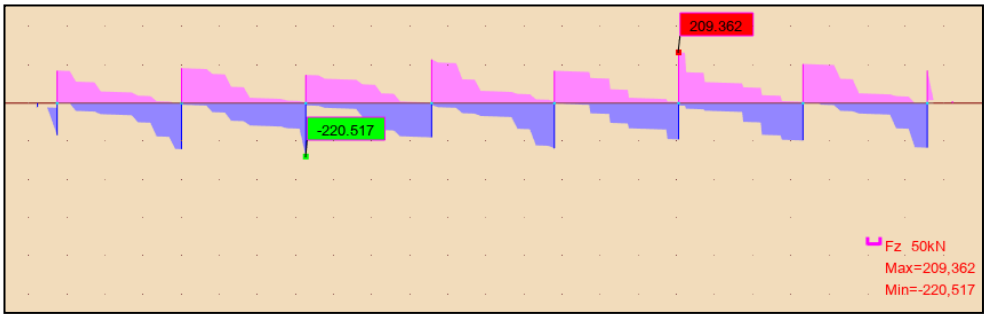


Figure V.5 : Effort tranchant Max- Dalle à ELU.

- **Mmax à l'ELS :**

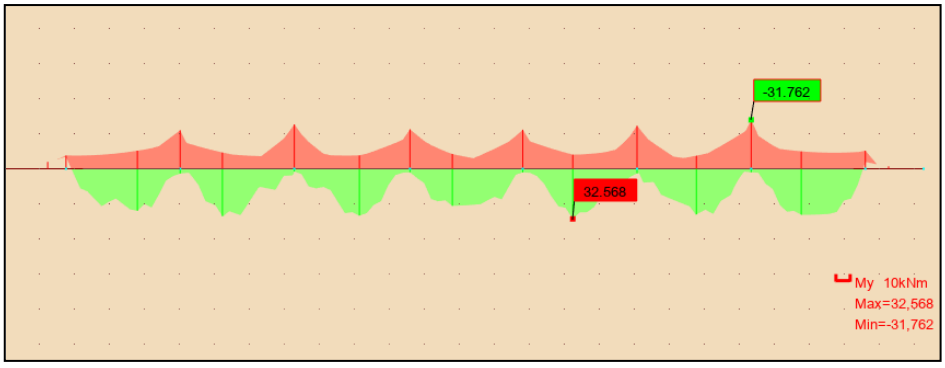


Figure V.6 : Moment Max- Dalle à ELS.

- **Tmax à l'ELS :**

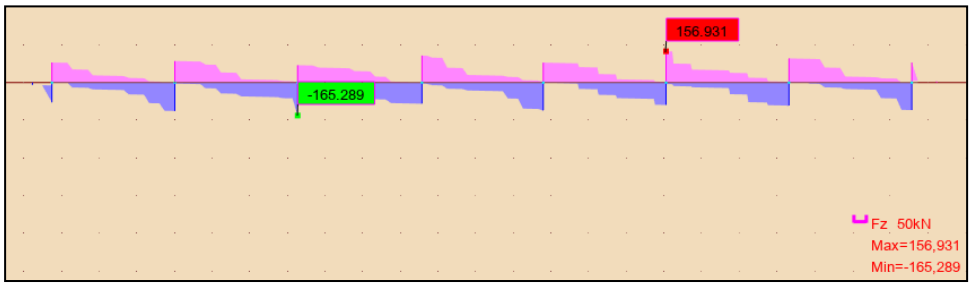


Figure V.7 : Effort tranchant Max- Dalle à ELS.

D'après les diagrammes ci -dessus on a :

Les moments max à l'ELU sont :

Fibre supérieure : M_{ELU} = 42.367 KN.m

Fibre inférieure : M_{ELU} = 42.667 KN.m

Les moments max à l'ELS sont :

Fibre supérieure : M_{ELS} = 31.762 KN.m

Fibre inférieure : M_{ELS} = 32.568 KN.m

V.4.1. Ferraillage :

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

V.4.1.1. Ferraillage nappe supérieure (Sur appui) :

On a la valeur du moment max à la fibre supérieure :

M_{ELU} = 42.367 KN.m
M_{ELS} = 31.762 KN.m

- **Armature transversale :**

As = 7.00 cm^2 / ml **Voir Annexe D**

On opte pour HA14 (As = 7.70 cm^2).

Donc As tot = 7.70 cm^2 avec un espacement de 20 cm.

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

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

On opte pour HA12 (As = 3.39 cm^2) ; avec un espacement de 20 cm.

V.4.1.2. Ferraillage nappe inferieure (Mi-travée)

On a la valeur du moment max à la fibre inférieure :

M_{ELS} = 31.991 KN.m
M_{ELU} = 42.667 KN.m

- **Armature transversale**

As = 7.00 cm^2 / ml **Voir Annexe D**

On opte pour HA14 (As = 7.70 cm^2).

Donc As tot = 7.70 cm^2 avec un espacement de 20 cm.

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

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

On opte pour HA12 (As = 3.39 cm^2) ; avec un espacement de 20 cm.

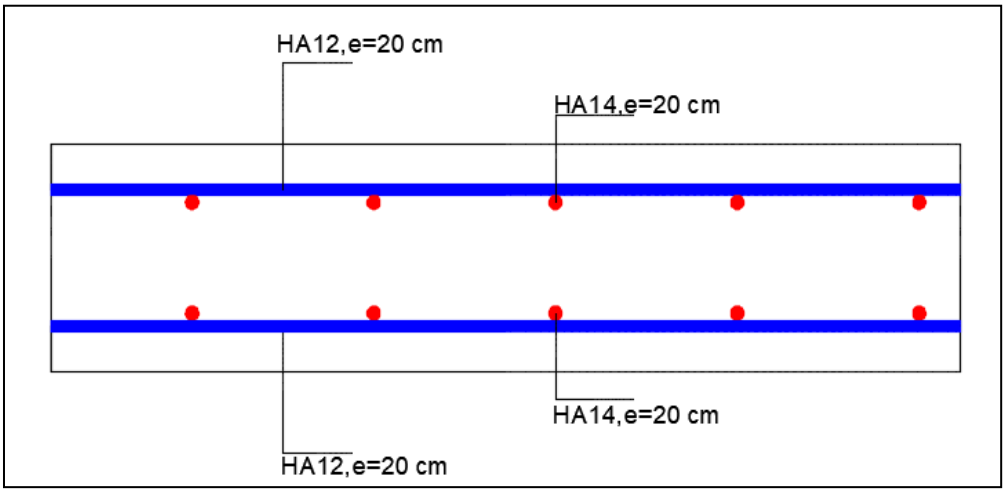


Figure V.8 :Fe rraillage de la dalle.

V.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre j'ai pu dimensionner et vérifier l'hourdis du pont, comme on a déjà dit dans l'introduction. Dans la suite de ce mémoire nous entamerons l'étude sismique et de l'infrastructure et les différentes vérifications ont effectué.

ETUDE SISMIQUE

ENSTP 2021/2022

VI.1. INTRODUCTION

Les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un pont. Ils sont considérés comme des accessoires très importants soit pour la sécurité des usagers (glissières, garde-corps…) ou pour la durabilité de l'ouvrage par l'assurance d'une meilleure transmission des efforts (appareils d'appui, dés d'appui …). Dans cette partie, on s'intéresse aux appareils d'appui, dés d'appui et aux joins de chaussée.

VI.2. APPAREIL D'APPUI

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, son rôle est De permettre :

- La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan Perpendiculaire.
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton ;
- Les appareils d'appuis spéciaux ;
- Les appareils d'appuis en acier ;
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

VI.2.1. Choix de type d'appareil d'appui

La norme NF EN 1337-5 publie par Stéra présente l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

On constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à cet ouvrage pour les raisons qui seront citées ci-dessous :

- Facilité de mise en œuvre, facilité de réglage et de contrôle.
- Permis de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Leur coût est relativement modéré.

VI.2.2. Dimensionnement des appareils d'appui de type B

On utilise les appareils d'appui du type B ils comportent « n+1 » frettes métalliques et « n » feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2.5 mm.

Selon Guide Technique SETRA

- **Aire l'appareil d'appui :**

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

Rmax/ (a × b) ≤ σm = 20 MPa

Avec :

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

b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

Rmax : réaction d'appuis maximale à L'ELU (Rmax = 1.26 MN).

σm : contrainte de compression sous la réaction Rmax.

D'où : a × b ≥ 630 cm2

On prendra : **a = 400 mm** et **b = 450 mm** ⇨ a × b = 1800 >630 vérifier

- Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

$$40.00 \leq T \leq 80.00 \text{ mm}$$

Respectant la condition de non flambement : a/10 ≤ Tq ≤ a/5

- Dimensionnement des frettes :

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

$$\begin{cases} t_s > \dfrac{a}{\beta} \times \dfrac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad ou: \ \sigma_e = 235\,Kg/mm^2 \quad (pour\ l'acier\ 24-1) \\ t_s \geq 2mm \end{cases}$$

Avec : $\beta = \dfrac{axb}{2xGx(a+b)} = 11.76$ $\sigma_m = \dfrac{N_{max}}{axb} = 7$

σe : contrainte limite de traction des frettes (σe = 235 MPa).

G = 0.90 MPA (cas statique).

D'où : ts = 2.1 mm

Les dimensions sont présentées de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-après.

n : nombre de feuillets élémentaires.

Tableau VI.1: Dimensions de l'appareil d'appui

Épaisseur totale de l'élastomère Tb	75
Feuillets d'élastomère : t_i =	12
Frettes métalliques de : t_s =	3
Enrobage des chants :	4
Enrobage extérieur :	6

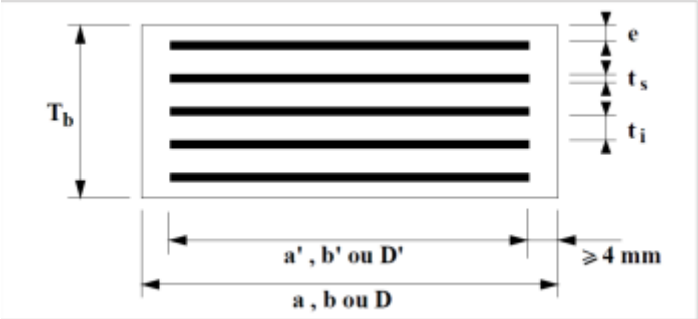


Figure VI.1: Dimensions de l'appareil d'appui

VI.3. EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des déférents appuis.

$$k_{Pile} = n\frac{3EI}{h^3} \qquad k_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

$$k_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{k_{appareils}} + \frac{1}{k_{pile}} + \frac{1}{K_{Fondation}}}$$

n : le nombre d'appareils d'appuis par pile.

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

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique.

fcj : la résistance caractéristique du béton, vaut : fc28 = 27 MPa

Tableau VI.2: Raideurs dynamiques longitudinales de la pile.

Piles	H_{moy}(m)	I (m^4)	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_{appuis} (MN/m)
P1	9.45	0.79	276,27	3,60	16	47,66
P2	17.25	0.79	45,42	3,60	16	25,40
P3	20.95	0.79	25,36	3,60	16	17,61
P4	18.15	0.79	38,99	3,60	16	23,25
P5	8.7	0.79	354,05	3,60	16	49,54

Tableau VI.3: Raideurs dynamiques longitudinales de la culée.

Culées	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_P (MN/m)
C1	3,60	8	28,80
C2	3,60	8	28,80

Donc la raideur totale est donnée sous forme :

$$K_{long} = \sum K_{appuis\text{-}i} = 221.06 \text{ MN/m}$$

Tableau VI.4: Raideurs dynamiques transversal de la pile

Piles	H_{moy} (m)	I (m^4)	$k_{Fût}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_{appuis} (MN/m)
P1	9,45	129,59	15202,5	16	57,38
P2	17,25	129,59	2499,43	16	56,30
P3	20,95	129,59	1395,27	16	55,32
P4	18,15	129,59	2145,75	16	56,09
P5	8,7	129,59	19482,8	16	57,43

Tableau VI.5: Raideurs dynamiques transversale

Culées	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_P (MN/m)
C1	3,60	8	28,80
C2	3,60	8	28,80

$$K_{long} = \sum K_{appuis\text{-}i} = 340.13 \text{ MN/m}$$

VI.4. ETUDE SISMIQUE

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible. D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le pont est classé en **groupe 1** (stratégique).
- Le sol est de catégorie **S3** (site ferme), selon les résultats géotechniques donnés.
- L'ouvrage se trouve dans une **zone sismique IIa** (sismicité moyenne).
- Accélération de zone **: A = 0.25**
- Coefficient de site **S=1.20** ; 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.

VI.4.1. La méthode monomodale

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre), autrement dit, la masse des piles MP doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier : **MT (MT = G).**
G : le poids propre total du tablier.

Application Numérique :

MP = ρ ×∑ (si × hi) ; **MP = 11591.22KN**

MT = G; MT = 58932.57KN

0.43 MT=25 341,00

MP ≤ 0.43 MT **Condition Vérifiée.**

- **Angle de biais :**

(il s'agit d'un pont sans biais) **Condition Vérifiée**

- **Courbure de pont :**

Il s'agit d'un pont qui présente une partie des clothoïde d'un rayon très large, suivi par une partie droite, le tablier est posé sur des appareils d'appui en élastomère ou si les appuis résistants présentent la même raideur dans toutes les directions (Kxi=Kv,)

Condition Vérifiée

- Symétrie transversale La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier. **Condition Vérifiée.**

Car on a l'entraxe et les dimensions des poutres sont les mêmes sur le long de l'ouvrage.

VI.4.1.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

MT : est la masse effective totale de la structure : MT = 58932.57KN

Sa(T) : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale FL = MT × Sa (T)

$$Sae(T,\xi)=\begin{cases} \&AgS\left(1+\frac{T}{T1}(2.5\eta-1)\right) & 0\le T\le T1 \\ \&2.5\eta AgS & T1\le T\le T2 \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{T2}{T}\right) & T2\le T\le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{3T2}{T^2}\right) & T\ge 3.0s \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

(T1, T2) = f (S2) → (T1, T2) = (0.20 ; 0.50) et S = 1.2

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

A : coefficient d'accélération.

ξ : Taux d'amortissement 5 % ; (béton armé)

η : Facteur de correction de l'amortissement : η=1.

T2 : période caractéristique associée à la catégorie de site.

S : coefficient du site.

T : période fondamentale de l'ouvrage, vaut

$$T = 2.\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$$

Application Numérique :

T = 1.29 s T2 < T < 3.00 s → Sae (T ; ξ) = 2.5 × η × A × g × S × (T2/T) → Sa = 2.86 m/s2.

FL = MT × Sa (T) → FL = 3.59×58932.57KN

→FL = 21132.44 KN. Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs.

$$d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4x\pi^2} xSa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VI.6: Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.

Appuis	C1 /C2	P1	P2	P3	P4	P5
FL (KN)	2753.2	4556.4	2427.7	1683.1	2222.9	4735.9
dL(m)	0.096	0.096	0.096	0.096	0.096	0.096

VI.4.1.2. Evaluation de l'effort sismique transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir

- Le modèle à tablier rigide
- Le modèle à tablier flexible.

La liaison entre le tablier et l'infrastructure est définie par les appareils d'appuis en élastomère frettée, donc le calcul est effectué en utilisant le modèle du tablier rigide.

Dans la direction transversale des ponts à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

FT = MT× Sa (T) où MT = 58932.57KN

Application Numérique :

T = 1.11 s T2 < T < 3.00 s → Sae (T ; ξ) = 2.5 × η × A × g × S × (T2/T) → Sa = 3.33 m/s^2.

FL = MT × Sa (T) →FL = 4.45 ×58932.57KN → FL = 26213.07KN.

La force et le déplacement dans la direction transversale, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VI.7: Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui

Appuis	C1/ C2	P1	P2	P3	P4	P5
Ft (KN)	2219.6	4422.4	4339.2	4263.2	4323.1	4426.1
dt(m)	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077

VI.4.1.3. Séisme vertical

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée (I) ou (IIa) selon le R.P.O.A, est négligeable.

VI.4.2. Méthode du Spectre de Réponse

Pour faire notre calcul multimodal, on a besoin d'un logiciel de calcul. Pour cela, on réutilisera le modèle longitudinal, en modélisant les piles et les appareils d'appuis et en appliquant une analyse modale spectrale.

Le spectre de réponse élastique Sae constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

$$S_a = \begin{cases} A*S*g*(1+(T/T_1)*(2.5\eta-1)) & 0 \le T \le T1 \\ 2.5*A*\eta*S*g & T1 \le T \le T2 \\ 2.5*A*\eta*S*g*(T_2/T) & T2 \le T \le 3\ s \\ 2.5*A*\eta*S*g*(3T_2/T^2) & T \ge 3\ s \end{cases}$$

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 = 0.25
- **g** : accélération de la pesanteur g = 9.81 m/s2 S :
- Coefficient du site S = f (S2) = 1.20 (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 = √7/ (2 + ξ) = 1

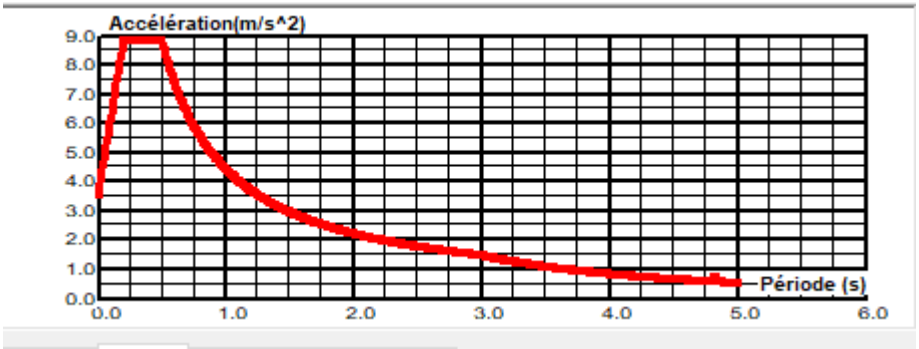


Figure VI.2: Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale.

VI.4.2.2. Spectre de réponse de la composante verticale

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

α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité α (zone IIa) = 0.7

S : le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montré ci-dessous :

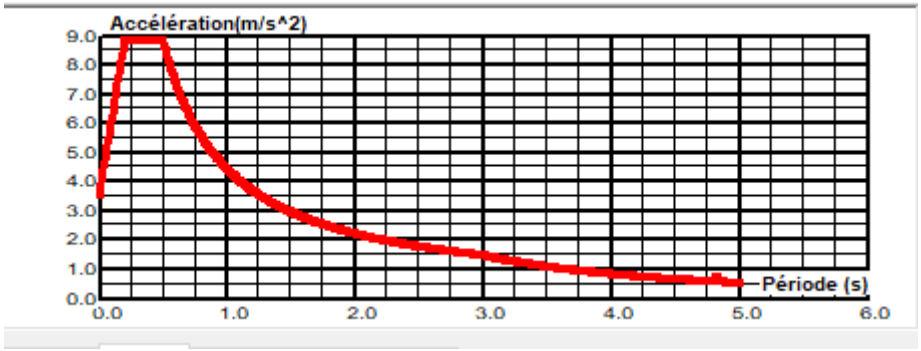


Figure VI.3: Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale.

VI.4.3 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 Les résultats de calcul des modes propres sont donnés ci-dessous (le reste des modes est donné en **Annexe C**) :

Tableau VI.8: Modes Propres

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	4.02	0.25	1.34	14.32	1.34	14.32
2	4.53	0.22	44.53	14.32	43.20	0.00
3	4.87	0.21	45.46	18.67	0.93	4.35
…	…	…	…	…	…	…
28	16.78	0.06	99.90	98.26	0.00	0.22
29	17.18	0.06	99.91	98.81	0.01	0.55
30	17.48	0.06	99.91	98.81	0.00	0.00

VI.4.3.1. Combinaison des réponses modales

Dans une direction donnée, les sollicitations Ei, issues de chacun des modes i (efforts, déplacements, contraintes…) sont alors combinées en utilisant la Combinaison Quadratique Complète (méthode (CQC). Cette méthode est intégrée dans le logiciel de calcul.

$$E=\sqrt{\sum\sum E_{irij}E_{jij}}$$

rij : facteur de corrélation calculé en fonction de l'amortissement et le rapport des périodes propres des deux modes i et j

VI.4.3.2. 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. Cette combinaison nous donne l'effet probable de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z :

$$E1 = \pm Ex \pm 0.3\ Ey \pm 0.3\ Ez$$

$$E2 = \pm Ey \pm 0.3\ Ex \pm 0.3\ Ez$$

$$E3 = \pm Ez \pm 0.3\ Ex \pm 0.3\ Ey$$

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

VI.4.4. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement.

Cette combinaison est donnée par :

$$G + P + E + 0.4\,\Delta T + D + \Psi Q$$

Ψ : est un coefficient de combinaison pris égale à 0 (il ne s'agit ni d'un pont urbain à trafic intense ni d'un pont ferroviaire).

VI.4.4.1. Résistance à la compression

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20 MPa.

$N = 1.26$ MN → $\sigma m = 7 \leq 20$ MPa → **c'est vérifié**

VI.4.4.2. Stabilité au flambement

On doit vérifier : $\gamma s \times Pu \leq Pc$

$$S = \frac{a.b}{2.t.(a+b)} \qquad P_c = 4.G.B.S^2.d/h$$

γs : le coefficient de sécurité ; γs =3.
Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
Pc : la charge critique de flambement.
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 : le facteur de forme.
hc : épaisseur totale du caoutchouc.
t : épaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

Application Numérique :

S = 8.82.
Pc = 13.45 MN.
Pu = 1.26 MN.
$\gamma s \times Pu = 3.78 \leq Pc = 13.45$MN → **c'est vérifié**

VI.4.4.3. Limitation de la distorsion

On doit vérifier : $\delta = \tan.\gamma < \delta c$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limiter à une valeur critique :

- $\delta c = 0.7 + 4\,(\delta 0 - 0.7)\,(0.25-p)$ si $p \leq 0.25$
- $\delta c = 1.4\,(1 - 2p)$ si $p > 0.25$

Avec : $p = Pu/Pc$ $\delta 0 = c/Tb$ $\delta = d/Tb$

c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire (c = 400mm).
δ : la distorsion de l'appareil d'appui.

d : déplacement horizontal.

Application Numérique :

Tb = 75 mm
p = 0.094 ≤ 0.25 → δc = 1.51
d = dseisme + dflv + 0.4 dT = 0.096 + 0.0091 + 0.0057×0.4 = 0.10738m
δ = 1.426 < δc = 1.51 → **c'est vérifié.**

VI.4.4.4. Condition de non glissement :

On doit vérifier que la force horizontale :

$$\boldsymbol{H < f \times Nmax et} \quad \boldsymbol{f} = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m}$$

Avec :

N : est l'effort de compression vertical.
f : est le coefficient de frottement.

Application Numérique :

Pile :

N = (Rg) /napp = 0.96MN.

σm = 5.36 MPa.

D'où :

f = 0.10 + 0.6 /4.60 = 0.21

H = E1 + Hflv + 0.4 HT = 0.44 MN.

0.44 < 0.96*0.21 = 0.20MPa. → **C'est non-vérifié**

Culée :

N = (Rg)/napp == 0.94 MN.

σm = 5.25 MPa.

D'où:

f = 0.10 + 0.6 /4.60 = 0.21

H = E1 + Hflv + 0.4 HT = 0.48 MN.

0.48 < 0.21 × 0.94 = 0.20 MPa. → **Condition non vérifiée**

VI.5. DES D'APPUIS :

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

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

D'après le document SETRA les dimensions en plan du dé d'appuis présentent un débordement minimum de 5 cm par rapport aux appareils d'appuis.

Pour un déplacement pour les deux cotés on prend :

A = a + 100 + 50 = 400 + 100 + 50 = 550 mm.

B = b + 100 + 50 = 450 + 100 + 50 = 600 mm.

• Hauteur du dé d'appuis La hauteur du dé d'appuis présente une hauteur de :

$$H \geq (2 \times a \times b) / (2 \times (a+b))$$

Avec :

a, b : dimensions en plan de l'appareil d'appui.

$H \geq 286.956$ mm

VI.5.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile :

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées selon le guide SETRA.

- **Armatures de chainage :**

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

La section calculée doit reprendre un effort N = 25% Nmax :

La section de ferraillage As est définie par la relation :

$$As = Rmax/\ \bar{\sigma s}$$

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

Nmax : Sous la combinaison max = 1.26

$$\boldsymbol{A_c} = \frac{\mathbf{0.25 \times N}}{\boldsymbol{\sigma_s}} = \frac{0.25 \times 1.26}{435} = 7.24cm^2\ ;\ \boldsymbol{Soit\ 7HA12}$$

- **Armatures horizontales :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12.5% de la même descend de charge.

$$\boldsymbol{A_h} = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.26}{435} = 3.62cm^2\ ;\ \boldsymbol{Soit\ 5HA10}$$

➢ **Frette supérieure :**

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

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.26}{435} = 1.15cm^2 \ ; \ \boldsymbol{Soit\ 2HA10}$$

➢ **Frette inférieure :**

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

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 1.26}{435} = 2.89cm^2 \ ; \ \boldsymbol{Soit\ 4HA10}$$

VI.6. JOIN DE CHAUSSEE :

Les tabliers du viaduc subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

VI.6.1. Dimensionnement :

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- La température.
- Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$\mathbf{W = W_D + 0.3\ W_T + \frac{W_S}{3}}$$

Avec :

W : souffle total du joint.
W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage).
W_T : souffle thermique.
W_S : souffle sismique.

Les souffles W_T, WD sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (Ws = 9.6 cm).

Donc : W = **4.3 cm**.

VI.6.2. Type de joint :

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de **4.3** cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

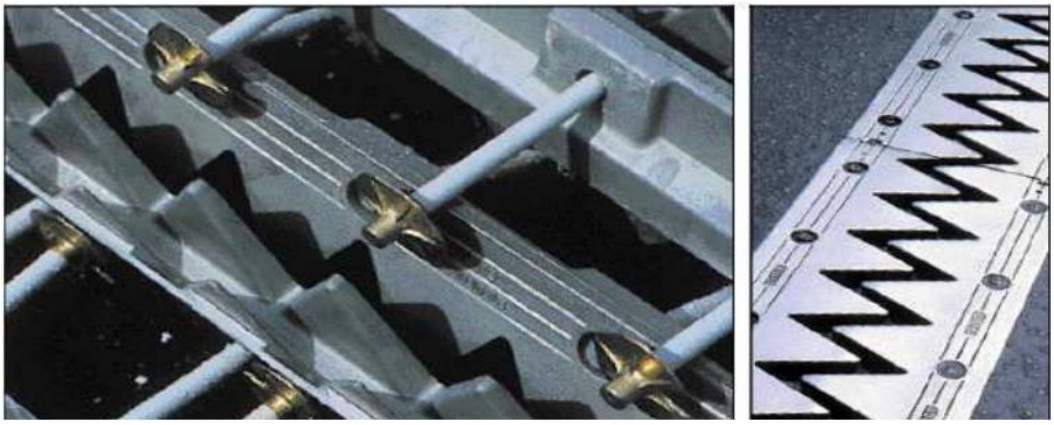


Figure VI.4: Joint du type Wd.

Tableau VI.9: Modèles des joints Wd.

Type	Droite (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	**60**	**61**	**71**	**66**	**67**
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (Négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint **Wd60**.

VI.7. 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.

VI.8. 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 :

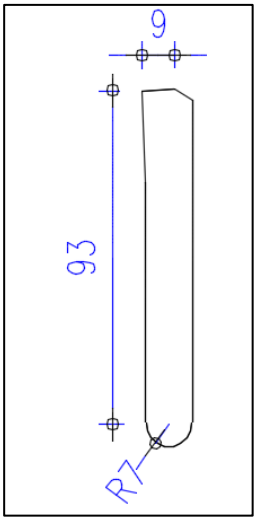


Figure VI.5: Dimensions de la corniche préfabriqué

VI.9. CONCLUSION :

Pour améliorer la sécurité et le confort des usagers et assure la protection des éléments de l'ouvrage certain dispositifs doit être prise avant l'ouverture de pont à la circulation, on les regroupe sous le nom « équipements de pont ».

ETUDE DE L'infrastructure

ENSTP 2021/2022

VII.1. INTRODUCTION

L'étude de l`infrastructure est très importante dans le cadre de réalisation d'un ouvrage d'art. Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Un appui (pile ou culée) est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques doivent répondre aux exigences du franchissement. On va traiter dans ce chapitre des différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure de notre pont.

VII.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles d'un pont sont des appuis intermédiaires destinés à transmettre les charges de la superstructure au sol support et doivent être conçues pour représenter l'esthétique d'un pont en harmonie avec le tablier.

VII.2.1. Conception de la pile :

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier, de la nature du site.

Nous avons choisi des piles composées des colonnes (fûts) avec section circulaire, qui permet d'économie de la matière.

Tableau VII.1:Implantation et hauteurs des piles.

N° pile	Type Fondation	Nombre des fûts	Diamétre des fûts (m)	Hauteur de Fût (m)	Hauteur Totale (m)
01	profonde	03	2,00	9,45	11,1
02	profonde	03	2,00	7,25	8,9
03	profonde	03	2,00	20,95	22,6
04	profonde	03	2,00	18,15	19,8
05	profonde	03	2,00	8,7	10,35

VII.2.1.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

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

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

l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 0.7 \times l_0$ (l_0 est la hauteur du fût).

i : rayon de giration de la section : $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$ (transversal) et $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}$ (longitudinal).

Tableau VII.2:Vérification du flambement des piles les piles hautes.

Appuis	pile 01	Pile 03	Pile 04
lf (m)	6,615	14,665	12,705
iy (m)	0,5	0,5	0,5
ix (m)	0,5	0,5	0,5
λy	13,23	29,33	25,41
λx	13,23	29,33	25,41
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Donc, Pas de risque de flambement.

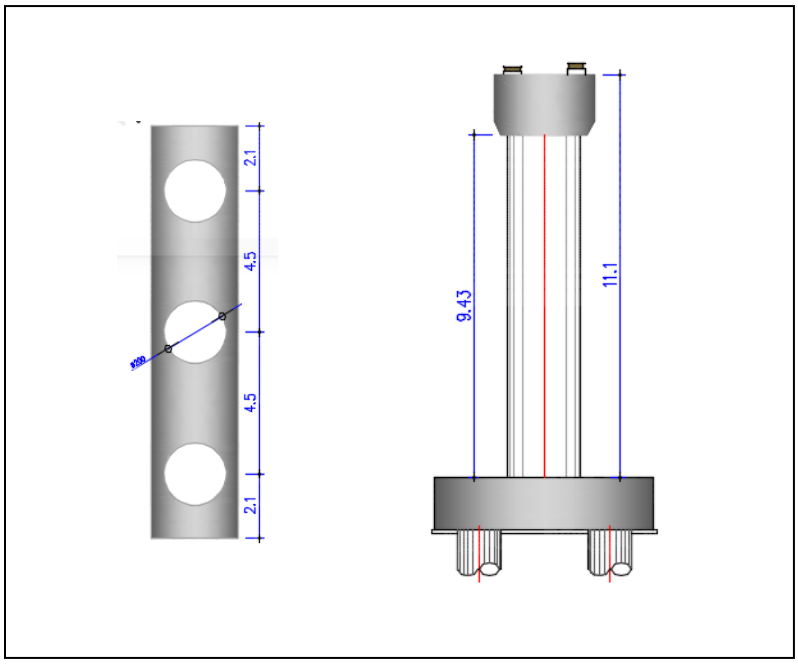


Figure VII.1: Forme et dimensions des piles.

VII.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base. On va étudier juste la pile 03 (la plus haute).

VII.2.2.1. Efforts statiques

Tableau VII.3: Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée.

Désig	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)	FH/O/a (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	2914,50	/	0,00	0,73	0,00	/
Fûts	4936,23	/	0,00	11,93	0,00	/
Chevetre	1488,30	/	0,00	23,23	0,00	/
G Tablier	9655,03	/	0,00	24,05	0,00	/
Hf+r	/	137,21	/	24,05	/	3300,00
HT°	/	86,44	/	24,05	/	2079,00
Somme	18994,06	189,07	/	/	0,00	5379,00
(Al)	2184,84	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1597,10	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1151,55	/	0,00	/	0,00	/
D240	2125,09	/	0,00	/	0,00	/
ST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	109.50	/	24,05	/	2633,48
Bc	/	180,00	/	24,05	/	4329,00

Conformément à l'étude sismique réalisée au chapitre précédent, les réactions à la base de chaque fût sont calculées et donnés à **l'Annexe D**.
On donne ci-dessous les cas les plus défavorables :

Tableau VII.4: Réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fût.

Réactions	Pile 04
R_v (KN)	342.367
R_L (KN)	1673.99
R_T (KN)	428.997
M_L (KN.m)	20315.2
M_T (KN.m)	7375.16

VII.2.2.2. Combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

ELS :

$G + 1.2\ Bc + 0.6\Delta T + D$

ELU :

$1.35G + 1.6Bc + 0.9\ \Delta T + D$

ELA :

$(\Psi Q = 0)\ ;\ G + E + 0.4\ \Delta T + D + \Psi Q$

Tableau VII.5: Combinaison des efforts à la base de chaque fût

Réaction	Combinaison	Pile 03
R_v (KN)	ELS	5998.69
	ELU	8087.58
	ELA	5847.87
R_L (KN)	ELS	122.02
	ELU	165.59
	ELA	1731.44
R_T (KN)	ELA	428.997
M_L (KN.m)	ELS	3747.52
	ELU	3742.27
	ELA	21518.7
M_T (KN.m)	ELA	7375.16

VII.2.3. Ferraillage des éléments de la pile

VII.2.3.1. Etude de chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts. Son dimensionnement est présenté comme suit :

- La longueur : 13.12 m.

- La largeur : 2.75 m.
- L'épaisseur : 1.65 m.

Dimensionnement à la flexion :

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est illustré dans la figure suivante :

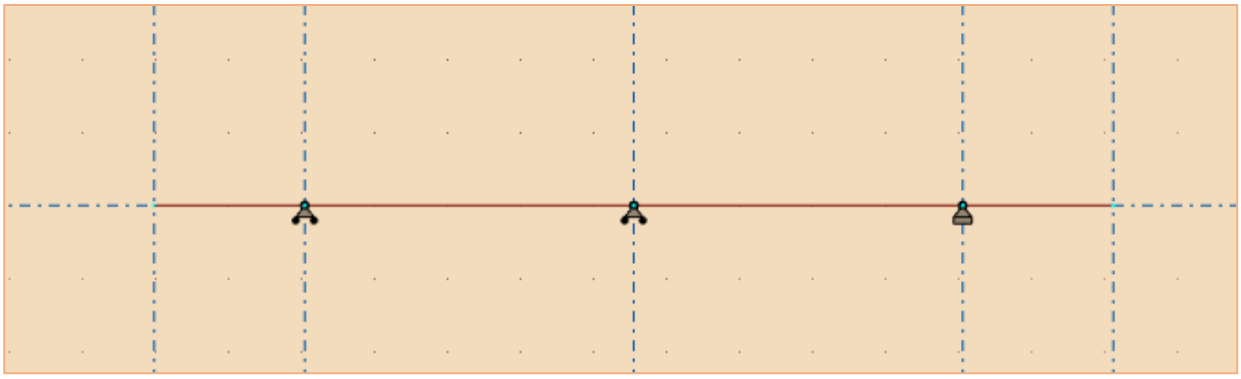


Figure VII.2: Modèle de calcul

Les résultats de modélisation obtenue à l'ELS et à l'ELU sont présentés sur la figure ci-dessous :

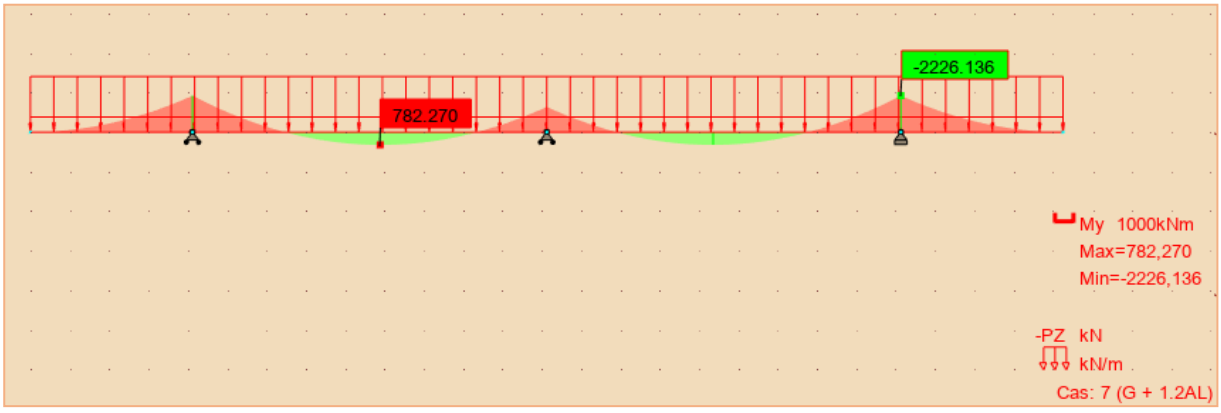


Figure VII.3: Les moments Mmax ELS sur le chevêtre avec le logiciel.

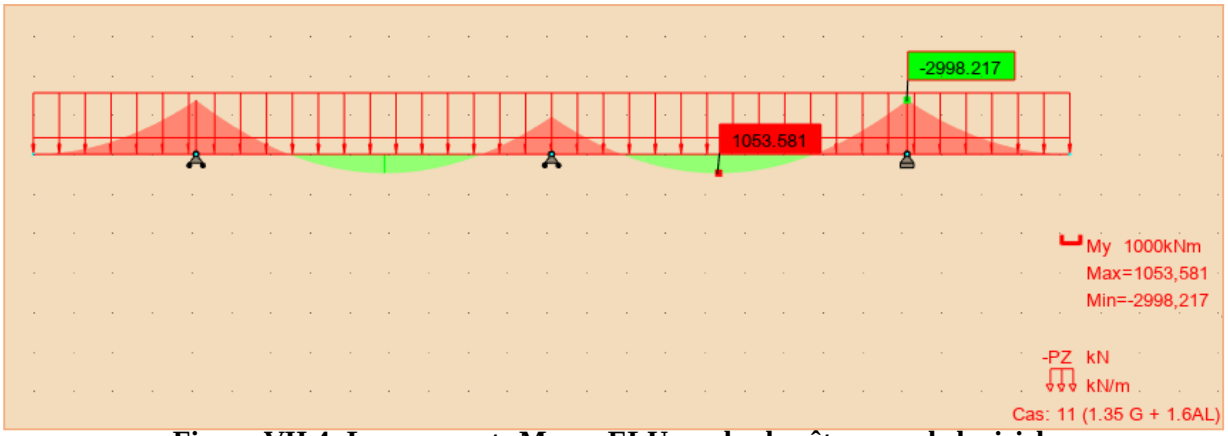


Figure VII.4: Les moments Mmax ELU sur le chevêtre avec le logiciel

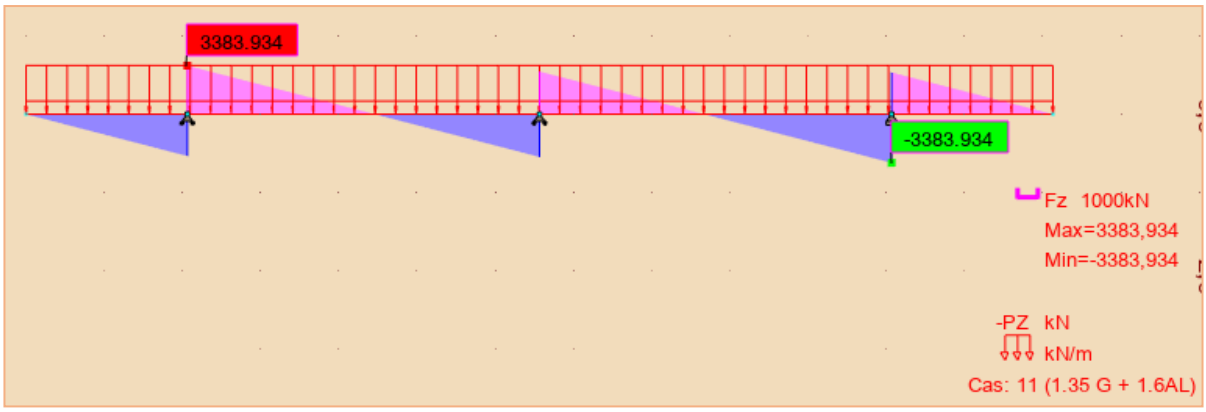


Figure VII.5: Les efforts tranchants Tmax ELU sur le chevêtre avec le logiciel

- **Armatures longitudinale :**

Tableau VII.6: Ferraillage du chevêtre.

Sollicitation	M max ELS (KN.m)	M max ELU (KN.m)	As (cm²)	Armature
Sur appui	2226,135	2998,217	59.2	13HA25
Mi-travée	782,27	1053,581	44	15HA20

- **Armatures transversales :**

T_{max} ELU = 3383,934 kN

Avec Robot expert : 2 Cadres de HA16, esp = 12.5 cm dans la zone critique et 18 cm dans la zone courante.

Dimensionnement a la torsion :

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est e = 0,85 m. Pour déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur L_t est limitée par :

$$\begin{cases} \ell_t = \ell_c & si \quad \ell_c \leq \varnothing + h_c \\ \ell_t = \varnothing + h_c & si \quad \ell_c > \varnothing + h_c \end{cases}$$

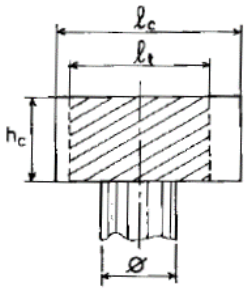


Figure VII.6 : Une section rectangulaire équivalente au chevêtre.

Application Numérique :

L_c = 2.75 m
Hc = 1.65 m
Φ = 2.0 m

Alors : **$L_t = L_c$ = 2.75 m**

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\Omega b_n}$$

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, **$b_n = H_c /6$**.
C : moment de torsion maximal par ml, **C = R x e**.
Ω : l'aire de la torsion, **$\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$**

La section de ferraillage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$ Avec : **C = MAX (C1 . C2)**

C1 : moment de torsion construction, **C2** : moment de torsion service ;
P : périmètre du chevêtre ;
$\overline{\sigma_a}$: contrainte admissible de l'acier = **⅔ f.**

Application Numérique :

C1 = 187.33 KN.m/ml ; C2 = 114.02 KN.m/ml
Ω = 3.40 m2 ;
b_n = 0.28 m ;
P = 8.25 m ;
$\overline{\sigma}_a$ = 333.33 MPa ;

Alors As = 6.48 cm^2 , On opte pour 5HA14, avec un espacement de 25 cm.

- **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition à vérifier est : **$\tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$**

$\tau_v = V_U / b_0\, d$ = 0.308 MPa (b_0 = Lc , d = 0.9Hc)
τ_{lim} = min {$0.2 f_{c28} / \gamma_b$; 5MPa} = min {3.6 ; 5MPa} = 3.6 MPa.

→ **0.094 MPa < 12.96 Mpa** ; donc vérifier .

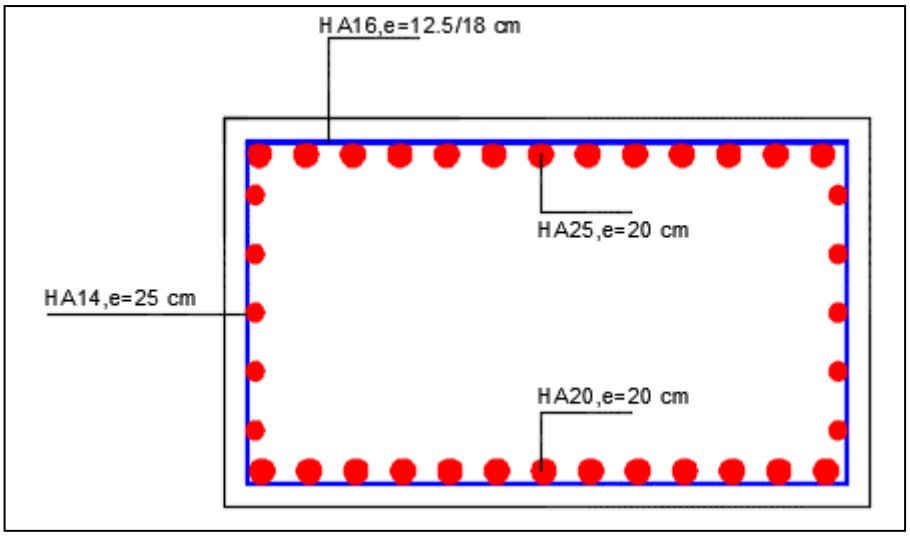


Figure VII.7: Ferraillage du chevêtre (COUPE TRANSVERSALE)

VII.2.3.2. Etude des futs :

La colonne est un élément qui est encastré à la base dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure et les efforts sismiques.

Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- Diamètre des colonnes : D = 2.00 m.
- Hauteur moy : H = 20.95 m.
- Entraxe : E = 4.5 m.

Ferraillage des fûts :

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

- **Ferraillage longitudinal :**

Les Sollicitations les plus défavorables :

N = 5847.87 kN ; M_L = 21518.7 KN.M ; M_T = 7375.16 kN.m.

Avec ROBOT EXPERT 2010 : As = 552 cm²

Donc : on prend deux nappes de 34HA32 (As = 546.88 cm²) avec un espacement de 17.5 cm.

- **Ferraillage transversales :**

Avec ROBOT EXPERT 2010 : 1 Cerce H14, esp = 15 cm dans les zones critiques et 25 cm dans les zones courantes.

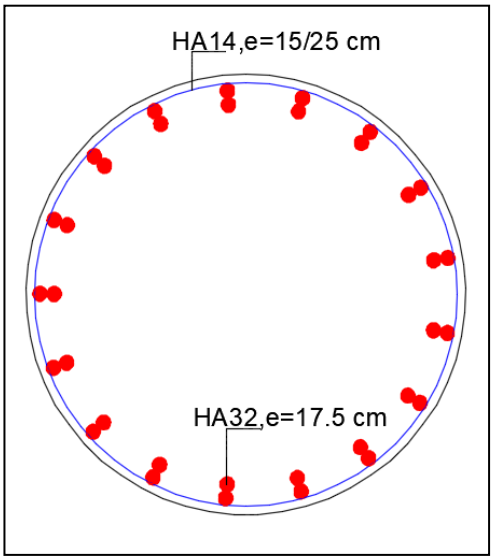


Figure VII.8 : Ferraillage du fut.

VII.2.3.3. Ferraillage de la semelle

- Longueur : L = 13.40 m.
- Hauteur : H = 1.45 m.
- Largeur : l = 6.00 m

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

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \quad ; \text{avec h = Hs-0.1}$$

h = 1.35 m > 1.3 m

Alors ; $Tg\,\alpha = \dfrac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 46.10° \geq 45°.$

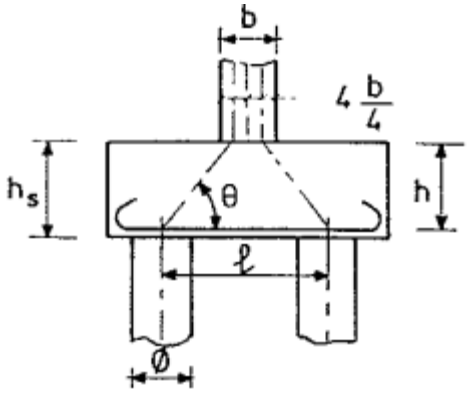


Figure VII.9: semelle sur deux fils de pieux.

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

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

Application Numérique :

N_{Max}-ELS = 3509.809 kN ; N_{Max}-ELU = 4354.32 kN

$\overline{\sigma}_{a\text{-}ELS}$ = 333.33 MPa ; $\overline{\sigma}_{a\text{-}ELU}$ = 435 MPa ;

A_s-ELS = 99.51 cm^2; A_s-ELU = 96.44 cm^2

Donc As = 99.51 cm^2

On prend 13HA32 (As = 99.51 cm^2).

Les armatures transversales inferieure placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{pieu} = 1.35 + 1.2 = 2.55$ m.

Avec : $S_t = (\Phi+h) / (n-1) = 21.25$ cm, on opte pour un espacement de 20 cm.

- **Armatures longitudinales inférieure**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux.

As_1 = As/3 = 33.17 cm^2 ; Soit : HA16, avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures transversales supérieure**

As_2 = As/3 = 33.17 cm^2 ; Soit : HA20, avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures longitudinales supérieure**

As_3 = As/4 = 24.87 cm^2 ; Soit : HA14, avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures latérales**

As_4 = As/10 = 9.95 cm^2; Soit : HA12, avec un espacement de 20 cm.

VII.2.3.4. Etude des pieux

Nombre des pieux :

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier et la culée :

$$nP = \frac{Nmax}{QP}$$

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS.
Q_p : Capacité portante d'un pieu à l'ELS à 25 m.

Application Numérique :

$$n = (21615.86 / 4517) = 4$$

Alors on prend huit (08) pieux de 25 m de profondeur.

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

- **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 = 3.6 m : est la distance entre le pieux considéré dans l'axe X.
y = 1.8m : est la distance entre le pieux considéré dans l'axe Y.

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

Etat	R_{max} (KN)	R_{min} (KN)	Qp (KN)
ELU	4354.33	2695.01	6302
ELS	3444.65	1783.00	4517

$R_{max\text{-}ELS}$ = 3444.65 KN < 4517 KN ;

$R_{max\text{-}ELU}$ = 4354.33 KN < 5491.66302 KN ⇨ Pas de risque de poinçonnement.

R_{min} >0 ⇨ Pas de risque de soulèvement.

- **Actions sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$\mathbf{EI} = \frac{\mathbf{d^4y}}{\mathbf{d^4x}} + \mathbf{C_U\, b\, y = 0}$$

b : diamètre du pieu.
C_U: module de réaction du sol.
Y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$

- Calcul de coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton ; $\boldsymbol{E = 33000\ MPa}$
I : Moment d'inertie du pieu ; $\boldsymbol{I = 0.1018\ m^4}$
b : Diamètre du pieu ; $\boldsymbol{b = 1.2m}$
Cu : module de réaction du sol ; $\boldsymbol{Cu = 30MN/m^3}$;
L : longueur du pieu.

On trouve : $\boldsymbol{\lambda = 0.228}$; d'où : $\boldsymbol{\lambda}$ x **L** = 5.688 ;

D'où, en tire les valeurs de ($X_{\varphi H}$, $X_{\varphi M}$) pour λ × L = 5,688 à partir du tableau WERNER.

Tableau VII.8: Valeurs de WARNER.

λ x L	1	1.5	2	3	4	6
$X_{\varphi H}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$X_{\varphi M}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

$$\boldsymbol{\lambda L} = 5.688 \longrightarrow \begin{cases} X_{\varphi H} = 1.42 \\ X_{\varphi M} = 1.63 \end{cases}$$

- Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

Avec :

$\overline{P}$: l'effort tranchant en tête de pieu.

Tableau VII.9: Combinaisons plus défavorable agissant sur un pieu

Combinaison	Effort tranchant (KN)	Moments fléchissant (KN.m)
ELU	62.10	237.42
ELS	45.75	175
ELA	655.86	2507.65

Ferraillage des pieux

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

- **Section d'acier :**

Avec ROBOT EXPERT 2010 : As = 113.10 cm² Donc : on prend 24 HA25 (As = 117,81 cm²).

- **Cerces transversales :**

Avec ROBOT EXPERT 2010 : 1 cerces HA14, avec un espacement =15cm dans la zone critique et 30cm dans la zone courante.

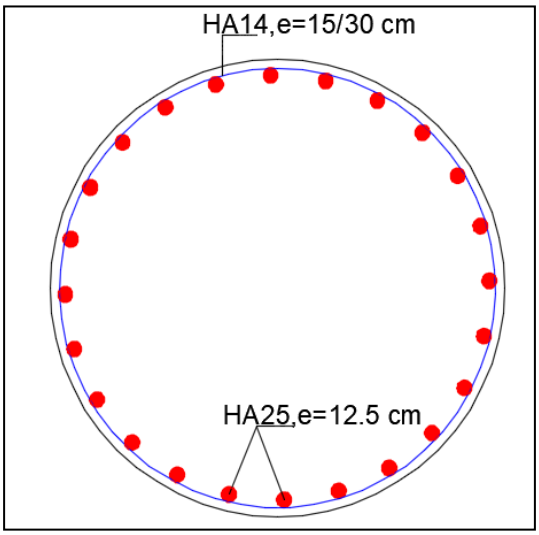


Figure VII.10: Ferraillage des pieux.

VII.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant.

A deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

VII.3.1. Conception des culées

VII.3.1.1. Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui) ;
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais) ;
- Culées creuses se forme d'une boite renversée.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée

VII.3.1.2. Eléments constituants une culée remblayée

- Mur garde grève (sépare le remblai de l'ouvrage).
- Sommier d'appui (sur lequel repose l'about du tablier).
- Mur-cache (pour la protection des appareils d'appui).

- Mur de front (transmise les charges verticales et soutient le remblai).
- Mur en retour (porte les corniches et soutient le remblai).
- Corbeau arrière (sous forme de trapèze en arrière qui porte la dalle de transition).
- Corbeau avant (port le joint de chaussée et dégage l'espace en dessous).
- Dalle de transition (pour la transition d'un milieu semi-rigide vers un autre rigide).
- La semelle (support le poids propre et les charges venante du tablier).

VII.3.1.3. Pré-dimensionnement de la culée

Les dimensions sont résumées dans le tableau ci-après on à faire la dimension par rapport la culée la plus grand :

Tableau VII.10: Les dimensions des éléments de la culée.

Eléments de la culée	Dimensions
Mur de garde grève	L= = 13.12 m h = 2.61 m e = max (0.30 m. h/8) = 0.35 m
Mur de front	L =13.12 m l = 8.49m e= 1.59 m
Mur en retour	e = 0.5 m h = 8.0 m
Dalle de transition	L=Min [6m. Max (3m.0.6 h_{RMB})] L = 12.57 m l= 4 m e= 0.3m
La semelle	L =13.40 m l=6m e = 1.45m

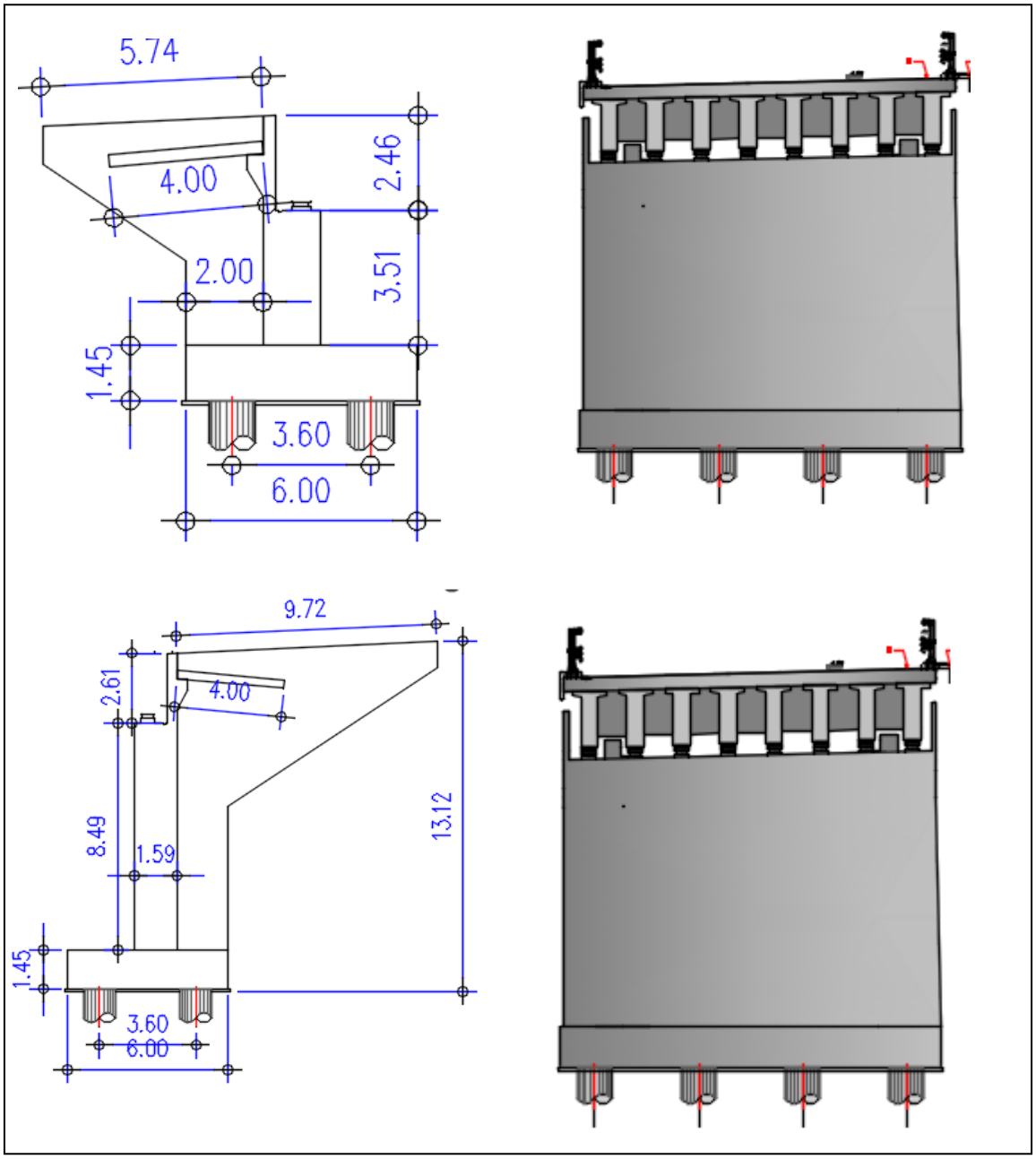


Figure VII.11: Les dimensions des éléments de la culée.

VII.3.2. Efforts dus à la culée

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.11: Evaluations des efforts statiques de la culée

Désignation	N (KN)	T (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	2914,50	/	0,00	0,73	0,00	/
Mur F	4427,70	/	0,30	5,70	1328,31	/
DDT	188,55	/	3,10	11,57	584,51	/
Mur en R	595,25	/	4,25	9,11	2529,81	/
Corbeau	94,65	/	1,26	11,16	119,26	/
MGG	396,88	/	1,00	11,22	396,88	/
Poids des Terres Amont	5419,03	/	2,26	7,35	12247,00	/
Poussée des terres	/	5817,64	/	-4,34	/	-25229,16
Poussée Sur 10kN/m²	/	470,70	/	-6,51	/	-3061,92
Somme	1456.36	6288.34	/	/	17205.77	-28291.08

Tableau VII.12: Evaluations des efforts dus au tablier

Rg	4827,51	/	0,00	/	0,00	/
R(Al)	1626,76	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1111,81	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1083,92	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1760,00	/	0,00	/	0,00	/
RST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	108,90	/	-9,94	/	-1082,47
HT°	/	68,61	/	-9,94	/	-681,95
Frein Al	/	76,34	/	-9,94	/	-758,83
Frein Bc	/	150,00	/	-9,94	/	-1491,00

VII.3.3. Combinaison des efforts

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELS et à l'ELU :

Tableau VII.13: Combinaison des efforts

		N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	DM (KN.m)
à L'ELS	G+0.6T	18864,08	5967,70	-26720,80	17205,77	-9515,03
	G+0.6T+1.2Q	18864,08	6532,55	-30395,10	17205,77	-13189,33
	G+0.6T+1.2A(l)+ST	20816,18	6059,31	-27631,40	17205,77	-10425,63
	G+0.6T+1.2Bc+ST	20198,25	6147,703	-28510,00	17205,77	-11304,23
	G+0.6T+Mc120	19947,99	5967,70	-26720,80	17205,77	-9515,03
	G+0.6T+D240	20624,08	5967,70	-26720,80	17205,77	-9515,03
à L'ELU	1.35G+0.9T	25466,50	8062,57	-36134,45	23227,79	-12906,66
	1.35G+0.9T+1.6Q	25466,50	8815,70	-41033,52	23227,79	-17805,73
	1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST	28069,31	8184,72	-37348,59	23227,79	-14120,79
	1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	27245,40	8302,57	-38520,05	23227,79	-15292,26
	1.35G+0.9T+1.35Mc120	26929,79	8062,57	-36134,45	23227,79	-12906,66
	1.35G+0.9T+1.35D240	27842,50	8062,57	-36134,45	23227,79	-12906,66

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

Tableau VII.14: Les sollicitations maximales à l'ELS, l'ELU

Cas	N	T	M
ELU	28069,31	8815,70	-17805,73
ELS	20816,18	6532,55	-13189,33

VII.3.5. Ferraillage des éléments de la culée :

VII.3.5.1. Ferraillage de mur frontal :

Pour le ferraillage du mur frontal, on calcul les efforts appliqués sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VII.15: Evaluations des efforts statiques sur mur frontal

Désig	N (KN)	T (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur F	4427,7048	0	0,00	4,25	0,00	/
DDT	188,55	0	1,00	10,11	188,55	/
Corbeau	94,65	0	0,97	9,71	91,81	/
MGG	396,88	0	0,62	9,8	246,07	/
Poids des Terres Amot	374,814	0	1,00	10,11	374,81	/
Poussée des terres	/	4325,76	/	-3,85	0	-16668,59
Poussée Sur 10kN/m²	/	393,8954	0	5,78	0	2276,7156
Efforts dus au tablier						
Rg	4827,51	/	-0,20	/	-965,50	/
R(Al)	1626,76	/	-0,20	/	-325,35	/
Rbc	1111,81	/	-0,20	/	-222,36	/
RMc120	1083,92	/	-0,20	/	-216,78	/
RD240	1760,00	/	-0,20	/	-352,00	/
RST	0,00	/	-0,20	/	0,00	/
Hf+r	/	108,90	/	-8,49	/	-924,56
HT°	/	68,61	/	-8,49	/	-582,47
Frein Al	/	76,34	/	-8,49	/	-648,14
Frein Bc	/	150,00	/	-8,49	/	-1273,50

Le ferraillage du mur frontal est composé d'armature verticale et horizontale. Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivant :

- **Sollicitations les plus défavorables :**

– **ELS** : Mmax =-1509,29 kN/ml Ncors =887,52 kN.m/ml.

Tmax =377,17VkN/ml Ncors =785,83VkN/ml.

– **ELU** : { Mmax =-2039,26 kN/ml Ncors =1157,89 kN.m/ml. ; Tmax =509,05 kN/ml Ncors = 1022,31 kN/ml.

Le ferraillage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire **(1×1.59) m** en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable. **Voir l'ANNEXE D.**

- **Section d'acier**

Avec Robot expert AS = 26.2 cm² ; donc : on opte pour 11HA20/ml coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

- **Armature de constructions**

As' = AS/3 = 8.73 cm2 ; donc : on opte pour 8HA14 coté tablier avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures transversales**

At = As/4 = 6.55 cm2 ; donc : on opte pour 8HA12 Avec un espacement de 15 cm.

VII.3.5.2. Dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée.

Tableau VII.16: Evaluations des efforts

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	T (kN)
Poids propre	7,5	15	15
Revêtement	2	4	4
Remblai	17,67	35,34	35,34
Surcharges	10	20	20

Les résultats de calcul du moment à L'ELS et L'ELU sont :

Tableau VII.17:Les sollicitations maximales à l'ELS, l'ELU

Cas	Combinaison	M (KN.m/ml)	T(KN.m/ml)
ELS	$M_G + 1.2\ M_Q$	78.34	78.34
ELU	$1.35\ M_G + 1.6\ M_Q$	105.36	105.36

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable. **Voir l'ANNEXE D.**

- **Section d'acier** Avec Robot expert As = 14.1 cm² ; On prend 6HA20/ml coté inférieur, esp = 17.5 cm.
- **Armature de construction** As' = As/3 = 4.7 cm2 ; Soit : 6HA12/ml, esp = 17.5 cm
- **Armature transversale** At = As/4 = 3.525 cm2 ; Soit : 6HA12/ml, esp = 17.5 cm

VII.3.5.3. 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 :

$$R_{remblais} = (q \text{ x } L)/2$$

L : longueur de la dalle de transition ; L = 4m

q : charges permanente. q = 27.17kN/ml

On trouve **$R_{Remblais}$ =54.34 kN/ml.**

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

$$R_{surcharges} = (q \text{ x } L)/2$$

L : longueur de la dalle de transition ; L = 4m

q : Surcharges. q = 10.00 kN/ml

On trouve **$R_{surcharges}$ = 20.00 kN/ml**

Tableau VII.18: Les réactions maximales à l'ELS, l'ELU

Cas	Combinaison	R (KN.m/ml)
ELS	$R_G + 1.2\ R_Q$	78.34
ELU	$1.35\ R_G + 1.6\ R_Q$	105.36

Voir l'ANNEXE D.

- **Section d'acier** Avec Robot expert ; As = 10.7 cm² ; On prend 6HA16/ml coté inférieur, esp = 15cm.

- **Armature de construction** As' = As/3 = 3.6cm^2 ; Soit : 6HA12/ml, esp = 15 cm
- **Armature transversale** As' = As/4 = 2.7cm^2 ; Soit : 6HA10/ml, esp = 15 cm

VII.3.5.4. Ferraillage de mur garde grève :

Evaluation des efforts :

- **Moment des poussées des terres** :

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression :

$M_p = (P \times H)/3$ avec : $P = 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times L$

Avec :

ka : Coefficient de poussée des terres (ka = 0.27).

γ_r : Poids volumique du remblai (γ_r = 19 KN/m3).

H : Hauteur du mur garde grève (h = 2.61 m).

L : longueur du remblai (L=1m) on fait le calcul par 1ml

On trouve $P = 17.47 KN/ml$;

$M_p = 15.20\ KN.m/ml$

- Combinaison d'actions sur le MGG :

M_p-ELU = 20.52 KN.m/ml;

M_p-ELS = 15.20 KN.m/ml.

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

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

Avec :

μ : coefficient de pondération

μ= 1.6 à l'ELU

μ = 1.2 à l'ELS

P = 60 KN

On trouve : M_F-ELU =91.61 KN.m/ml;

M_F-ELS =68.71 KN.m/m

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

$$M_P = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0.25 + x)} dx \text{ et } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

Avec :

γ : coefficient de pondération. γ **= 1,6** à ELU et **1,2** à ELS.

Bc : coefficient de pondération du système Bc. **bc = 1.2**

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai. δ **= 1,06**

h : hauteur de mur garde grève.

Ka : Coefficient de poussée des terres . **ka = 0.27**

Tableau VII.19 : Les valeurs de Mp/K.

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
Mp/K	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

H = 2.61 m par interpolation linéaire, on trouve : **Mp/K = 8.76 (t,m/ml)**

Et **Ku = 0.55** et **Ks = 0.41**

Alors :

M_P-ELU = 48.26 KN.m/ml ; M_P-ELS = 36.20 KN.m/ml.

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

Cas	Combinaison	R (KN.m/ml)
ELS	MG + 1.2 MQ	120.11
ELU	1.35 MG + 1.6 MQ	160.40

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable. **Voir Annexe D**

- **Section d'acier**

Avec Robot expert AS = 22 cm² ; donc : on opte pour 6HA20/ml), avec un espacement de 15 cm.

- **Armature de constructions**

AS'= AS/3 = 7.33 cm2 ; donc : on opte pour 7HA12 avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures transversales**

At = As/4 = 5.5 cm2 ; donc : on opte pour 7HA10 Avec un espacement de 15 cm.

VII.3.5.5. Ferraillage de la semelle

- Longueur : L = 13.40 m.
- Hauteur : H = 1.45 m.
- Largeur : l = 6.00 m

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

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$; avec h = Hs-0.1

h = 1.35 m > 1.3 m

Alors ; $Tg\,\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 46.10° \geq 45°$.

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

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

Application Numérique :

N_{Max}-ELS = 3330.07 kN ;

$\overline{\sigma}_{a\text{-ELS}}$ = 333.33 MPa ; ¯

Donc A_s-ELS = 96.20 cm^2;

On prend 12HA32 (As = 96.51 cm²).

Les armatures transversales inferieure placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : L = h+ Φ_{pieu} = 1.35 + 1.2 = 2.55 m.

Avec : $S_t = (\Phi+h) / (n-1)$ =23.15 cm, on opte pour un espacement de 20 cm.

- **Armatures longitudinales inférieure**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux.

As_1 = As/3 = 32.06 cm² ; Soit : HA16, avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures transversales supérieure**

As_2 = As/3 = 32.06 cm² ; Soit : HA20, avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures longitudinales supérieure**

As_3 = As/4 = 24.05 cm² ; Soit : HA14, avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures latérales**

As_4 = As/10 = 9.62 cm²; Soit : HA12, avec un espacement de 20 cm.

VII.3.5.6. Etude des pieux

- **Nombre des pieux :**

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier et la culée :

$$\mathbf{nP = \frac{Nmax}{QP}}$$

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS.
Q_p : Capacité portante d'un pieu à l'ELS à 23 m.

Application Numérique :

$$n = (20816.18/ 5230.7) = 4$$

Alors on prend huit (08) pieux de 23 m de profondeur.

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

- **Effort revenant à chaque pieu :**

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

Tableau VII.21: Les valeurs de Rmax et de Rmin pour les combinaisons les plus défavorables

Etat	R_{min} (KN)	R_{max} (KN)	Q_p (KN)
ELU	1939,90	4494,75	7579.7
ELS	1436,97	3330,07	5230.7

R_{max}-ELS = 3330.07KN< 5230.7KN ;

R_{max}-ELU = 4494.75 KN < 7579.7KN ⇨ **Pas de risque de poinçonnement.**

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

- **Actions sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_U\, b\, y = 0$$

b : diamètre du pieu.
Cu: module de réaction du sol.
Y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$

- Calcul de coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton ; E **= 33000** MPa
I : Moment d'inertie du pieu ; I **= 0.1018** m^4
b : Diamètre du pieu ; b **= 1.2**m
Cu : module de réaction du sol ; Cu **= 30**MN/m^3 ;
L : longueur du pieu.

On trouve : **λ = 0. 228**; d'où : **λ** x **L = 5.233**;

D'où, en tire les valeurs de ($X_{\varphi H}$, $X_{\varphi M}$) pour λ × L = 5,233 à partir du tableau WERNER.

Tableau VII.22: Valeurs de WARNER.

λ x L	1	1.5	2	3	4	6
$X_{\varphi H}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$X_{\varphi M}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

$$\lambda L = 5.233 \longrightarrow \begin{cases} X_{\varphi H} = 1.38 \\ X_{\varphi M} = 1.61 \end{cases}$$

- Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

Avec :

$\overline{P}$: l'effort tranchant en tête de pieu.

Tableau VII.22: Combinaisons plus défavorable agissant sur un pieu

Combinaison	Effort tranchant (KN)	Moments fléchissant (KN.m)
ELU	1101.96	4148.65
ELS	816.57	3074.2

- **Ferraillage des pieux**

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

- **Section d'acier :**

Avec ROBOT EXPERT 2010 : As = 113.10 cm² Donc : on prend 24 HA25 (As = 117,81 cm²).

- **Cerces transversales :**

Avec ROBOT EXPERT 2010 : 1 Cerce H16, esp = 10 cm dans les zones critiques et 20 cm dans les zones courantes.

VII.5. CONCLUSION :

La culée et les pieux sont des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont. Elles servent comme appuis extrêmes au tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

ENSTP 2021/2022

VIII.1. INTRODUCTION :

Le pont, ouvrage d'art par excellence, occupe une place très particulière parmi les constructions ; il est un symbole, lui-même paradoxal : franchissant un fleuve, il est un moyen de communication entre les hommes, d'expansion de la civilisation, mais aussi un instrument de conquête et d'invasion. Depuis l'Antiquité, il a été célébré comme la plus accomplie des constructions.

En outre, par le rôle qu'ils jouent dans la vie quotidienne du pays, les ponts sont des ouvrages sensibles à l'opinion publique : la fermeture d'un ouvrage, même temporaire, pour une opération d'entretien ou de réparation, entraîne des réactions vives de la part des usagers, prompts à dénoncer le laxisme, voire l'incurie des services publics. Les ponts vieillissent, mais, compte tenu de leur importance sociale, ils doivent être l'objet de soins particuliers pour qu'ils puissent assurer leur fonction pendant la durée de vie qui leur a été assignée. Ils ne sont pas toujours en bonne santé, et il n'est pas toujours facile de diagnostiquer une maladie, puis de prescrire le bon remède

VIII.2. PANORAMA DES PRINCIPAUX DESORDRES DANS LES PONTS

Les ponts peuvent connaître des désordres de gravité très variable et dont les causes sont multiples. L'inventaire qui en est fait ci-après ne saurait être exhaustif : il propose seulement une classification des désordres les plus fréquemment observés pour faciliter l'exposé des méthodes permettant de les caractériser et de les traiter.

La présence de déformations ou de fissurations inhabituelles est souvent la manifestation tangible d'un endommagement, qu'il s'agisse de ponts en béton (fissures dues à la fatigue). Et certaines fissures peuvent sembler bénignes à l'œil nu, alors qu'en mesurant avec précision leur mouvement on peut mettre en évidence un sérieux défaut de résistance structurale. Par ailleurs, certains ouvrages peuvent être endommagés bien avant l'apparition de signes évidents (cas des bétons attaqués par alcaliréaction).

VIII.2.1. Actions sollicitant les ponts

Le poids propre est rarement une cause directe d'apparition de désordres, bien que l'examen de notes de calculs révèle parfois de graves erreurs ou imprécisions (masse volumique sous-estimée, erreurs de métrés, « oublis » du poids de certaines pièces, sous-estimation du poids des équipements et des ouvrages des concessionnaires).

D'autre part, pendant la vie de l'ouvrage, le poids de certains équipements peut évoluer de façon significative, comme, par exemple, celui du ballast interposé entre la voie et le tablier d'un pont ferroviaire.

Mais ce sont surtout les actions variables (dues au trafic et actions naturelles) ou accidentelles qui sont en partie respon sables de la dégradation des ouvrages.

VIII.2.1.1. Actions dues au trafic

Le trafic sur les ponts est l'une des causes majeures de leur vieillis□sement, tant par ses effets extrêmes que par ses effets répétitifs.

Le trafic routier sollicite dynamiquement les ponts : l'amplification de ses effets statiques, liée à de nombreux paramètres, peut être élevée, notamment au voisinage des discontinuités de la surface de roulement, comme les joints de dilatation, où l'on observe souvent une fissuration des dalles de couverture en béton armé plus dense que dans les autres parties

VIII.2.1.2. Actions climatiques

Les principales actions climatiques affectant les ponts sont la température et le vent. La neige ne concerne que des ouvrages couverts en site montagneux.

*Les effets de la température dans les ponts se manifestent de nombreuses façons, en modifiant la vitesse de certaines réactions chimiques, ou bien les propriétés des matériaux ou encore le comportement structural.

L'action de la température sur les matériaux est généralement bien connue. Lorsque la température est élevée, elle est, par exemple, une des causes de la fissuration du béton en cours de durcissement du fait de son séchage naturel (fissuration due au retrait de dessiccation). À l'opposé, un bétonnage par temps froid, sans précautions particulières, engendre un risque de gel de l'eau du béton qui le détériore par expansion. Ce risque de gel doit être distingué des dégradations que peuvent produire, sur le béton durci, les cycles de gel et dégel. Enfin,la forte augmentation de la vitesse d'hydratation du ciment crée des écarts de température entre le cœur des pièces coulées et leur surface, et accroît le risque de fissuration lors du refroidissement.

*le vent, son action sur les structures se manifeste de nombreuses manières : cela va de l'effet de dessiccation du béton frais en surface à la pression dynamique appliquée aux structures et à leur mise en mouvement éventuelle, pouvant provoquer des phénomènes de flottement ou de galop dans le cas de structures souples (ponts à câbles). Les efforts alternés résultant d'un écoulement tourbillonnaire peuvent également engendrer, en l'absence de dispositions appropriées, des phénomènes de fatigue dans les câbles, aboutissant à des ruptures.

VIII.2.1.3. Actions accidentelles

- **Action mécanique de l'eau**

L'action mécanique de l'eau sur les structures se manifeste à travers les phénomènes d'affouillement et d'abrasion. Dans le passé, l'affouillement des rivières autour des piles fut, avec les guerres, la principale cause de destruction des ponts. De nos jours, les techniques d'exécution de fondations profondes sont parfaitement maîtrisées par les entreprises spécialisées et les conséquences accidentelles d'affouillements ne sont plus à craindre pour les ouvrages neufs correctement fondés. Elles le sont, par contre, toujours pour les ouvrages anciens ou même récents lorsque leurs fondations manquent de robustesse.

- **Séismes**

Nombreuses sont les régions du monde qui connaissent une activité sismique régulière, atteignant parfois une rare violence. Les conséquences d'un séisme peuvent devenir dramatiques dès que l'accélération au sol dépasse 0,3 g . De façon schématique, un séisme est un déplacement imposé induisant, dans les diverses parties d'un pont, des efforts dont l'intensité est d'autant plus élevée que les parties en question sont plus lourdes et rigides.

On a souvent noté le bon comportement des ponts-dalles en béton armé ou précontraint à plusieurs travées lorsqu'ils n'étaient pas trop biais, et même des poutres précontraintes par post-tension, lorsqu'elles étaient contreventées et reposaient sur des appuis en néoprène. Par contre, les effondrements les plus spectaculaires ont été observés dans le cas de structures peu hyperstatiques comportant des éléments de ductilité insuffisante, liée le plus souvent à une insuffisance d'armatures transversales et/ou à un excès d'armatures longitudinales mal maintenues dans les zones sollicitées au-delà du domaine élastique.

- **Chocs de navires et de bateaux**

Les chocs de navires (en site maritime) ou de bateaux (sur les voies navigables) contre des piles de ponts sont des événements moins rares qu'on ne le pense généralement. Dans le monde, la fréquence d'accidents aux conséquences catastrophiques, avec pertes de vies humaines (200 à 300 personnes ont trouvé la mort dans ce genre de circonstance entre 1960 et 1983) ou importants dégâts affectant les ouvrages, est de l'ordre de 1,5 pont/an.

- **Chocs de véhicules routiers et ferroviaires**

Les chocs de véhicules sur les piles de ponts sont des accidents relativement fréquents. Les chocs sur tabliers sont moins fréquents, mais beaucoup plus dangereux dans le cas des passerelles, du fait de leur légèreté, ou même dans le cas de tabliers de ponts peu robustes (par exemple, tabliers à poutrelles précontraintes par fils adhérents). Les détériorations vont de simples épaufrures (mais qu'il convient de traiter pour éviter la corrosion des armatures) à de véritables fractures selon la nature et les dimensions de la marchandise transportée.

- **Incendies**

Aussi curieux que cela puisse paraître, l'action du feu sur les ouvrages d'art présente une probabilité absolue comparable à celle des chocs de véhicules lourds sur les piles ou les tabliers. Ces incendies endommagent le béton dès que sa température atteint 200 o°C ; les armatures de précontrainte sont sensibles dès 175 o°C, tandis que les armatures à haute adhérence résistent jusqu'à 350 – 450 o°C.

VIII.2.2. Dégradation des matériaux

VIII.2.2.1. Altérations du béton

Même s'il est souvent considéré, à juste titre, comme un matériau durable, le béton subit de nombreuses agressions physiques, physico-chimiques et chimiques dont l'intensité est liée à la cinétique de pénétration de l'eau et des gaz dans son système capillaire. Ses qualités s'altèrent lorsque les agents extérieurs réagissent avec les hydrates du ciment en formant des composés expansifs ou solubles.

- **Dégradations d'origine physique ou mécanique**

- Cycles de gel-dégel

Les dégradations dues aux cycles de gel-dégel affectent principalement les parties non protégées par un revêtement étanche et sont amplifiées par l'utilisation de sels antiverglas.Les symptômes les plus courants sont l'écaillage de surface et le gonflement de tout ou partie de la structure accompagné le plus souvent d'une fissuration en réseau. L'intensité des dégradations dépend, évidemment, de la plus ou moins grande porosité du béton et de son degré de saturation.

- Dégradation mécanique

Les phénomènes d'abrasion et d'érosion concernent principalement les piles de ponts en maçonnerie soumises à l'action du courant ou subissant des chocs de corps flottants. Dans le cas des ponts dépourvus d'étanchéité (ce qui n'est pas recommandé), supportant un trafic circulant directement sur le béton de la dalle de couverture, des feuilletages locaux de ce béton ont été observés aboutissant, dans les cas les plus graves, à la chute de plaques de béton et à la création de trous dans le hourdis.

- **Dégradations d'origine physico-chimique**

Le retrait, phénomène d'origine physico-chimique, provoque souvent une fissuration du béton, orientée ou multidirectionnelle, lorsque toutes les dispositions pour en limiter les effets n'ont pas été adoptées. Certaines fissures peuvent apparaître une ou deux heures après le bétonnage, provoquées par le tassement du béton frais dans les coffrages et le ressuage qui l'accompagne, ou par une sédimentation du béton résultant d'un défaut de compacité, et reproduisent souvent le tracé de la nappe supérieure de ferraillage. D'autres fissures apparaissent juste après le décoffrage en formant un maillage de quelques décimètres de côté ;Ces fissures sont créées par le retrait de dessiccation, encore appelé retrait à long terme, dû au départ de l'eau en excès dans le béton.

- **Dégradations d'origine chimique**

- Action du dioxyde de carbone

La chaux qui est un élément principal dans l'industrie du ciment se carbonate en surface sous l'action de l'acide carbonique de l'air, provoque la corrosion des aciers et peut entraîner des éclatements.

- Action des ions sulfates et sulfures

Les ions sulfates, présents dans les eaux séléniteuses (eaux souterraines sulfatées), l'eau de mer, certains remblais (schistes houillers), voire certaines pluies acides, déplacent le caclium de son hydroxyde pour former de l'anhydrite, sulfate de calcium anhydre Ca SO4 , produit relativement soluble qui peut soit conduire à un lessivage, soit s'hydrater, avec un léger gonflement, en gypse moins soluble.

- Action des chlorures

Les deux principales sources de chlorures susceptibles de contaminer le béton sont les sels antivergals et l'eau de mer. Les ions chlorures pénètrent dans le béton par diffusion et réagissent avec les aluminates de calcium pour former le chloroaluminate, produit stable et qui se forme sans expansion susceptible de provoquer la dégradation du matériau.Les problèmes apparaissent, en fait, lorsque les ions chlorures non fixés atteignent les armatures, ce qui peut se produire assez facilement dans un tablier de pont.

- L'alcali-réaction

Les mécanismes des alcali-réactions, complexes, se développent au sein des structures de façon généralement hétérogène.Ce gel peut absorber une grande quantité d'eau et possède la propriété d'être gonflant. Il peut alors provoquer une expansion du béton, une tension dans les armatures passives, voire une surtension dans les armatures actives.

VIII.2.2.2. Corrosion de l'acier

Sous l'action d'agents atmosphériques ou de réactifs chimiques, l'acier se corrode , c'est-à-dire se transforme en oxydes, sulfures, carbonates, etc., ou en une autre forme plus stable par rapport au milieu environnant. Cela entraîne une dégradation de ses propriétés.

Corrosion atmosphérique

Un acier ordinaire, laissé sans protection spéciale à l'air libre, se couvre d'une rouille très adhérente et possédant un volume très supérieur à celui de l'acier dont elle est issue.Une attention particulière doit être portée aux ouvrages situés en atmosphère marine. Le processus de corrosion se développe dans une mince couche d'électrolyte, à la surface de l'acier, due aux chlorures marins en solution, et cette couche n'empêche nullement la diffusion de l'oxygène

Corrosion des armatures dans les structures en béton armé et précontraint

La corrosion des armatures passives dans un ouvrage en béton résulte d'un processus complexe faisant intervenir à la fois des facteurs chimiques, physiques et mécaniques. L'important gonflement résultant du passage de l'acier à l'état de rouille entraîne un éclatement du béton de protection, tandis que la section résistante des armatures diminue. Mais c'est surtout leur ductilité et leur résistance à la fatigue qui sont affectées.

La corrosion des armatures de précontrainte , particulièrement vulnérables lorsque leur enrobage ou la qualité de leur injection sont insuffisants.

VIII.2.3. Erreurs de conception

Ponts en béton armé ou précontraint

VIII.2.3.1. Défauts de résistance vis-à-vis de la flexion et de l'effort tranchant

Les causes les plus courantes de cette insuffisance étaient « l'oubli » des actions thermiques, la méconnaissance des effets des déformations différées gênées dans les ouvrages construits par phases (redistributions d'efforts par fluage) et une évaluation « optimiste » de l'effort de précontrainte ou des effets de dénivellations d'appuis.

Des défauts de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant ont souvent accompagné les défauts de résistance en flexion. Cela se traduisait généralement par une allure particulière de la fissuration de certains ouvrages.

VIII.2.3.2. Fatigue

Les ponts en béton peuvent subir un endommagement par fatigue : il se traduit par une dégradation de l'adhérence entre le béton et les armatures entraînant l'apparition d'une fissuration pouvant affecter la durée de vie de l'ouvrage, voire des déformations irréversibles sous l'effet des charges de service.

VIII.2.4. Erreurs d'exécution

D'une façon générale, les erreurs d'exécution sont dues à une insuffisance des documents d'exécution, entraînant des improvisations aux conséquences souvent graves, ou bien à des déficiences dans l'organisation ou le contrôle de la qualité, ou encore au non-respect de certaines règles de l'art.

De nombreux désordres sont dus à des plans de ferraillage incomplets ou « illisibles » parce que l'on a voulu mettre l'ensemble de l'information nécessaire à l'exécution sur un seul dessin ou parce qu'une partie d'ouvrage a été représentée à l'échelle d'un timbre-poste.

VIII.2.5. Cas particulier des équipements

Les équipements de ce pont contribuent largement à assurer le niveau requis, permettant aux usagers de franchir un obstacle sans autres risques que ceux liés à leur propre comportement.

Il convient donc d'admettre que les équipements vieillissent, s'usent ou se détériorent, et qu'il faut les restaurer ou les remplacer périodiquement. Une attention particulière doit être portée aux désordres affectant les appareils d'appui et les joints de dilatation car ils peuvent trahir ou, dans certains cas, induire des dysfonctionnements structuraux.

VIII.3. MÉTHODES D'AUSCULTATION DES PONTS

Les techniques d'auscultation diffèrent suivant la nature des désordres constatés, mais les choix sont guidés par l'idée que l'on peut se faire des causes probables de la pathologie constatée.

L'évaluation des matériaux s'appuie à la fois sur :

- Les études et analyses sur prélèvements.

- Les techniques d'examen des matériaux en place.

VIII.3.1. Etudes Et Analyses Sur Prélèvements :

Ces essais visent l'identification du matériau en place et l'évaluation de ses propriétés. Ils s'avèrent être partiellement destructifs, par conséquent, il faudrait les réaliser dans les endroits moins vitaux de la structure et limiter le nombre le moins possible. De plus, ils ne représentent pas l'ensemble de l'ouvrage.

On distingue :

- Les essais mécaniques :

Il s'agit des essais mécaniques effectués sur des éprouvettes normalisées ou non normalisées et ce à cause des contraintes de prélèvements. Pour mieux interpréter les résultats, il est capital d'utiliser des coefficients de correspondance pour s'enseigner davantage sur la nature du matériau utilisé, sur sa résistance à la compression et à la traction, peuvent fournir aussi des renseignements sur la nature même du matériau.

- Les essais physiques :

Généralement ils précédent les essais destructifs et ont pour but de mesurer la densité par le biais des ondes sonores effectuées directement sur les éprouvettes ou par auscultation dynamique. Ils renseignent sur les performances des matériaux mis en place.

- Les essais chimiques :

Ils sont très développés et couteux mais moins gênant pour la structure car ils se font sur des échantillons de petite taille. L'objectif de l'auscultation est par conséquent défini au préalable.

- Analyse des métaux :

Les méthodes d'analyse métallographique sont bien connues des spécialistes.Elle permet de déterminer la nature, la structure et les propriétés du métal.

- Analyse du béton durci :

Elle donne toute information qui concerne la composition du béton à savoir le dosage en ciment, la nature du ciment, le dosage en eau et la granulométrie.

VIII.3.2. Étude des matériaux en place

Cette technique d'auscultation regroupe l'ensemble des essais non destructifs qui s'effectuent sur place et qui viennent renforcer les essais destructifs pour donner des résultats suffisamment rentables et proches de la réalité.

- Métal et câbles de ponts suspendus :

Il est assez rare que l'on procède à l'examen en place de l'acier d'un pont. Cependant, moyennant certaines précautions opératoires, des essais de billage sont possibles. Par contre, l'état de la suspension de ponts à câbles ne peut guère être apprécié en laboratoir.

Il faut donc intervenir in situ et les deux principales techniques d'inspection des câbles sont l'auscultation magnétique et la surveillance acoustique. Par ailleurs, la mesure de leur tension en place se fait par un procédé simple, rapide et peu coûteux : la méthode vibratoire.

- Auscultation des bétons :

- Le scléromètre : donne aussi une idée proche de la qualité du béton tout en évaluant la dureté superficielle. A noter que cet outil est facile à manipuler mais donne des données imprécises.
- Méthode sonique :Cette méthode consiste à mesurer la vitesse de propagation d'une onde ultrasonique dans le béton. On peut relier cette vitesse au module d'Young E et au coefficient de Poisson ν du béton, mais les résultats numériques de la mesure ne sont pas totalement fiables.
- Radiographie :La principale application de la gammagraphie est le contrôle de la position et/ou de la qualité d'injection des câbles de précontrainte. L'application de cette méthode exige des précautions et des protections contre les rayonnements.
- Radioscopie : le système SCORPION permet l'obtention de radiogrammes comme en gammagraphie classique, mais avec des temps de pose beaucoup plus courts et des possibilités de traverser des épaisseurs de béton beaucoup plus grandes.

VIII.3.3. Étude du fonctionnement des structures existantes

VIII.3.3.1. Mesure des déformations générales et des mouvements

Le suivi d'un ouvrage comporte la vérification périodique de ses déformations éventuelles sous charges permanentes, en les comparant, lorsque cela est possible, à un état de référence déterminé immédiatement avant sa mise en service.

VIII.3.3.2. Pesée de réactions d'appui

L'un des objectifs majeurs d'une mesure de réactions d'appui est de fournir des informations sur les redistributions d'efforts par fluage dans un pont en béton précontraint construit par phases.

VIII.3.3.3. Autres mesures directes sur ouvrages

Les autres types de mesures directes sur ouvrages sont les mesures de forces dans les câbles de précontrainte et les mesures de contraintes dans le béton (par libération).

VIII.3.3.4. Étude géométrique des fissures dans les ponts en béton : la fissurographie

- Relevé des fissures

Dans un ouvrage en béton, le relevé détaillé de la fissuration, ainsi que le suivi de son évolution dans le temps, constitue un élément de diagnostic très important.

- Caractérisation et classification des fissures

Dans le cas d'un ouvrage en béton précontraint, il est recommandé de reporter les fissures sur un plan comportant le tracé des câbles de précontrainte afin de faciliter l'interprétation. Le relevé « statique » doit être complété autant que possible par des mesures de variations d'ouvertures sous diverses actions par les techniques d'extensométrie ou de fissurométrie.

L'extensométrie : la mesure de la déformation locale d'un corps sous l'effet d'actions diverses.
La fissurométrie : la mesure des mouvements relatifs sous l'effet d'actions extérieures, des deux lèvres d'une fissure à la surface d'une pièce.

VIII.4. ÉVALUATION DES OUVRAGES EXISTANTS

En règle générale, l'évaluation d'un ouvrage comporte deux phases successives : le diagnostic préliminaire et le recalcul.

Au cours de la phase de diagnostic préliminaire, on ne s'intéresse généralement qu'aux éléments porteurs principaux afin de définir et de prendre les éventuelles mesures d'urgence qui s'imposent si la sécurité physique du public est en cause .Ce prédiagnostic doit être rapide et, pour être sûr, établi par un ingénieur expérimenté ayant une idée assez précise de l'origine probable des désordres et, surtout, de leurs conséquences possibles.

le diagnostic préliminaire débouche sur l'élaboration d'un programme d'investigations qui seront nécessaires pour aboutir, au cours de la phase suivante, à un diagnostic précis et à une évaluation quantitative fiable de la sécurité structurale, et pour permettre l'élaboration du projet de renforcement ou de réparation.

Ces investigations peuvent comprendre :

- un certain nombre d'essais , effectués et interprétés par un laboratoire ou une entreprise spécialisée ;
- une actualisation des dimensions et des dessins de l'ouvrage ;
- une évaluation aussi précise que possible des propriétés des matériaux.

Le recalcul proprement dit de l'ouvrage, qui est un élément essentiel de l'évaluation de sa fiabilité structurale. Les deux principaux objectifs du recalcul sont les suivants :

- une estimation aussi précise que possible de l'état de contrainte probable de la structure, compte tenu, le cas échéant, des désordres constatés ;

- une évaluation des marges de sécurité vis-à-vis du dépassement de certains états limites irréversibles ou de rupture.

À la fin de ces étape, une préétude technico-économique des différentes solutions envisageables permet au maître de l'ouvrage de prendre une décision soit de remplacement total ou partiel, soit de réparation ou de renforcement, voire de maintien en l'état avec mesures particulières d'exploitation et de surveillance. Le projet soit de démolition-reconstruction, soit de réparation ou renforcement sera ensuite élaboré.

VIII.4.1. Préparation du recalcul

VIII.4.1.1. Analyse structurale

L'analyse structurale peut être effectuée à l'aide des méthodes de Résistance des Matériaux ou de méthodes numériques (calcul aux éléments finis), mais, dans les cas courants, les modèles globaux sont élastiques linéaires.

VIII.4.1.2. Géométrie effective de la structure

Il peut être nécessaire de contrôler par sondages la géométrie effective de la structure, notamment les épaisseurs de certaines parties comme les hourdis en béton, et le poids des équipements. Pour certains ponts anciens, la documentation peut être inexistante et il est alors nécessaire de procéder à une étude géométrique complète qui peut s'appuyer sur des techniques avancées d'interprétation numérique de clichés photographiques.

VIII.4.1.3. Affaiblissement des matériaux

Le recalcul doit tenir compte de l'affaiblissement possible des matériaux constitutifs de l'ouvrage.

VIII.4.1.4. Évaluation de l'effort de précontrainte

L'évaluation de l'effort de précontrainte dans un ouvrage réel est toujours problématique. Indépendamment des questions de tracé de câbles, précédemment évoquées, il y a lieu de se préoccuper d'éventuelles ruptures de fils ou de torons. Ces ruptures peuvent être détectées pour des câbles situés dans des parois minces d'accès facile grâce aux matériels de mesure, mais la détection complète des ruptures est pratiquement impossible : même les moyens les plus sophistiqués.

VIII.5.CONCLUSION :

En conclusion cette recherche bibliographique nous a permis d'enrichir nos connaissances concernant le domaine des ouvrages d'art, notamment les désordres et les pathologies qui pouvent affecter le bon fonctionnement et la durabilité de ces structures.

Le cas étudiée , pont à poutre en béton précontrainte par post tension est particulièrement sensible aux effets différés , retrait et fluage, qui pouvent altérer la performance de la précontrainte, aussi la proximité de l'ouvrage par rapport à la mer ainsi que la pluviométrie importante de la wiliya de JIJEL rend ce dernier particulièrement sensible à la corrosion.

De ce fait un bon entretien et suivi régulier sont de mise afin d'assurer des conditions d'utilisation sécuritaires tant pour les usager que pour l'ouvrage lui-même.

Bibliographie :

[1] CALGARO, J.A & LACROIX, R. *Pathologie et évaluation des ponts existants*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).
[2] EL-BOUZNANI, Y & FRIKEL, M. *RÉSUMÉ : PATHOLOGIE DES PONTS*.Ecole HASSANIA Des Travaux Publics (Morocco), (2018).

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.

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

Les livres :

[1] CALGARO, J.A & BÉRNARD-GÉLY, A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).
[2] Catalogue des joints de chaussée, FREYSSINET septembre 2015.
[3] CHAUSSIN. R, « *Béton précontraint* ». Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France), 1992.
[4] Document SETRA, *Appui des tabliers*, PP73, 1.3.2, calculs complémentaires ferraillages types.
[5] Document SETRA, « *Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension* ». Centre des techniques d'ouvrages d'art (France), Février 1996.
[6] 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.
[7] Document SETRA, « *Ponts mixtes acier-béton* ». Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer (France), (septembre 2009).
[8] RCPR, Document technique réglementaire, *Règles définissants les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes*, 2009
[9] RPOA, Document technique réglementaire, *Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art*, 2008.
[10] Document SETRA, « *ponts courants en zone sismique guide de conception*». Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (Janvier 2000).
[11] Document SETRA, *Appareils d'appui en élastomère fretté.*

Les cours *:*

[1] BENREDOUANE Mustapha, « *Cours de Béton Armé* ». Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie, 2021/2022.
[2] AMIEUR Mohamed, « *Cours de Béton Précontraint* ». Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie, 2021/2022.

Les logiciels :

[1] Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019, pour l'analyse et calcul.

[2] AutoCAD 2016, pour le dessin.

[3] EXPERT 2010, pour le calcul et ferraillage.

[4] Microsoft Word 2016, pour le traitement de texte.

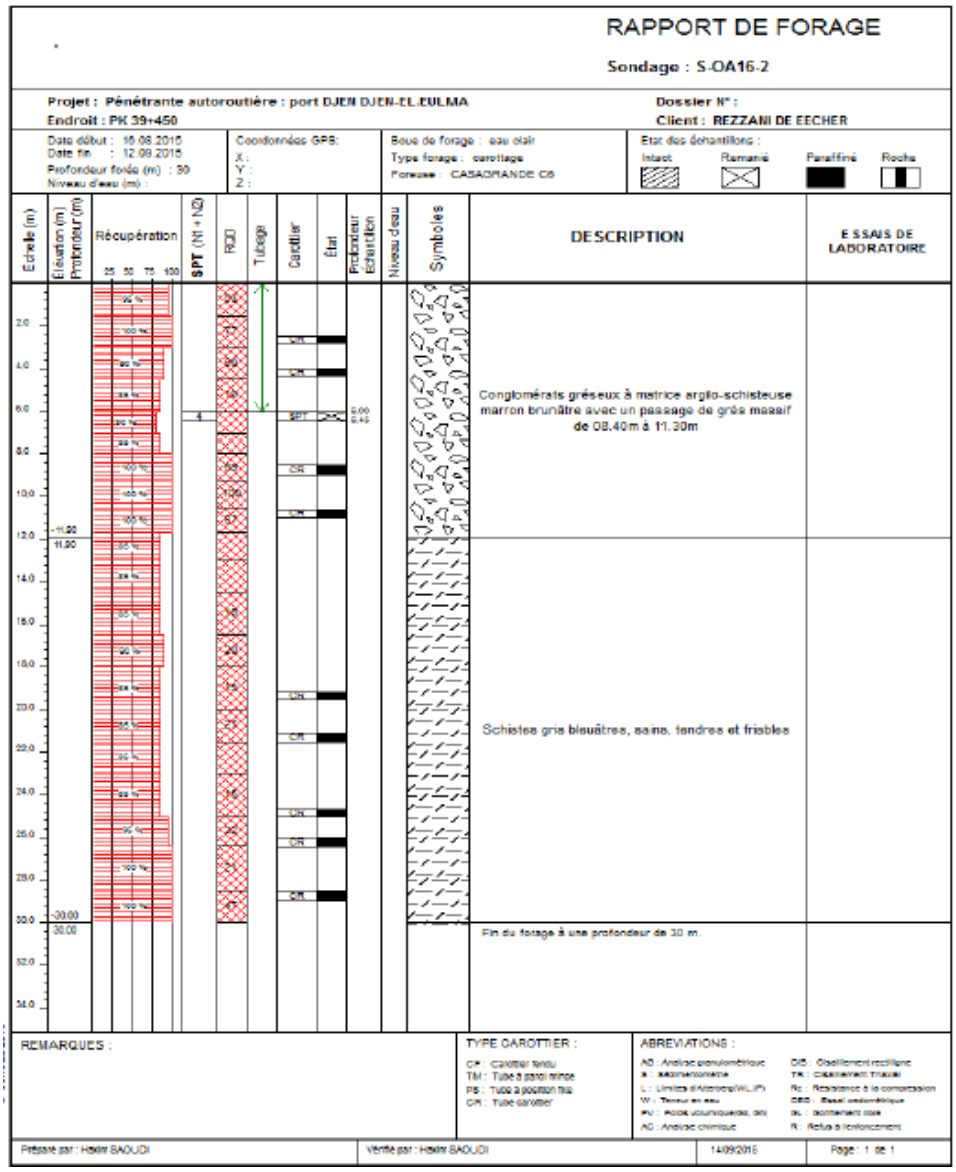
[5] Microsoft Excel 2016, pour le calcul répétitif.

ANNEXE A

ENSTP 2021/2022

ANNEXE A : Résultats Des Essais Géotechnique

SONDAGE CAROTTE PK 39 450



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : S-OA16-2

Projet : Pénétrante autoroutière : port DJEN DJEN-EL EULMA — Dossier N° :

Endroit : PK 39+450 — Client : REZZANI DE EECHER

Date début : 10.08.2015
Date fin : 12.08.2015
Profondeur forée (m) : 30
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage : eau claire
Type forage : carottage
Foreuse : CASAGRANDE C6

Etat des échantillons :
Intact — Remanié — Paraffiné — Roche

Echelle (m)	Elévation (m) / Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
0.0 à 30.0	-11.00 / 11.00	25 50 75 100						6.00 / 6.45			Conglomérats gréseux à matrice argilo-schisteuse marron brunâtre avec un passage de grès massif de 08.40m à 11.30m	
	-30.00 / 30.00										Schistes gris bleuâtres, sains, tendres et friables	
											Fin du forage à une profondeur de 30 m.	

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
CP : Carottier tendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CM : Tube carotter

ABREVIATIONS :
AS : Analyse granulométrique — DS : Cisaillement rectiligne
E : Essai oedométrique — TR : Cisaillement triaxial
L : Limites d'Atterberg(WL,IP) — Rc : Résistance à la compression
W : Teneur en eau — DES : Essai oedométrique
PU : Poids volumiques(d, sh) — SL : Sondage isolé
AC : Analyse chimique — R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Hakim BAOUDI — Vérifié par : Hakim BAOUDI — 14/09/2015 — Page : 1 de 1

EXEMPLE D'UN ESSAI PRESIOMETRIQUE



BOULABIZA Maroua
ROUABHI Amina

ANNEXE A : Résultats **D**es **E**ssais **G**éotechnique

Caisse 02/06 Sondage : PK 39+450 Profondeur : 05,00 m à 10,00 m



Caisse 03/06 Sondage : PK 39+450 Profondeur : 10,00 m à 15,00 m



Caisse 04/06 Sondage : PK 39+450 Profondeur : 15,00 m à 20,00 m

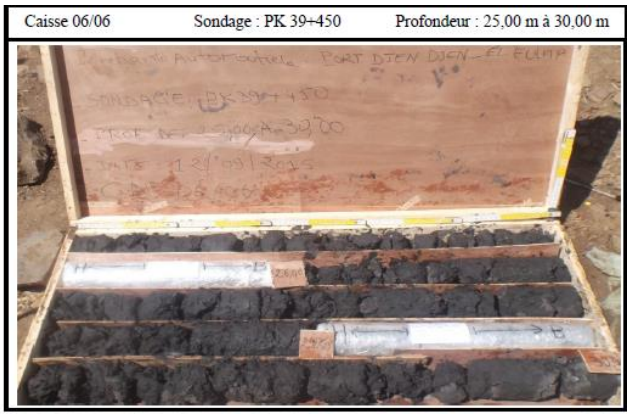
Caisse 04/06 Sondage : PK 39+450 Profondeur : 15,00 m à 20,00 m



BOULABIZA Maroua
ROUABHI Amina

ANNEXE A : Résultats Des Essais Géotechnique





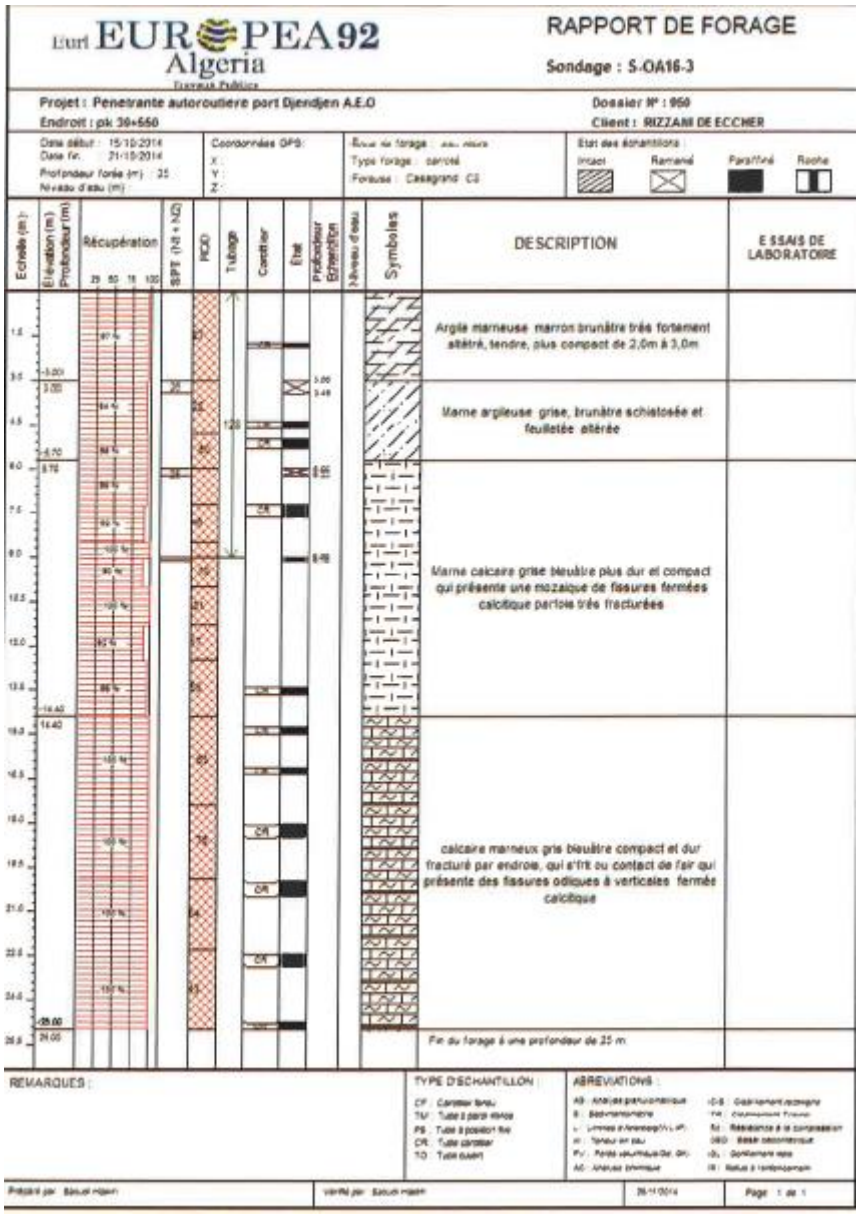
SONDAGE CAROTTE PK 39 450

EXEMPLE D'UN ESSAI PRESIOMETRIQUE



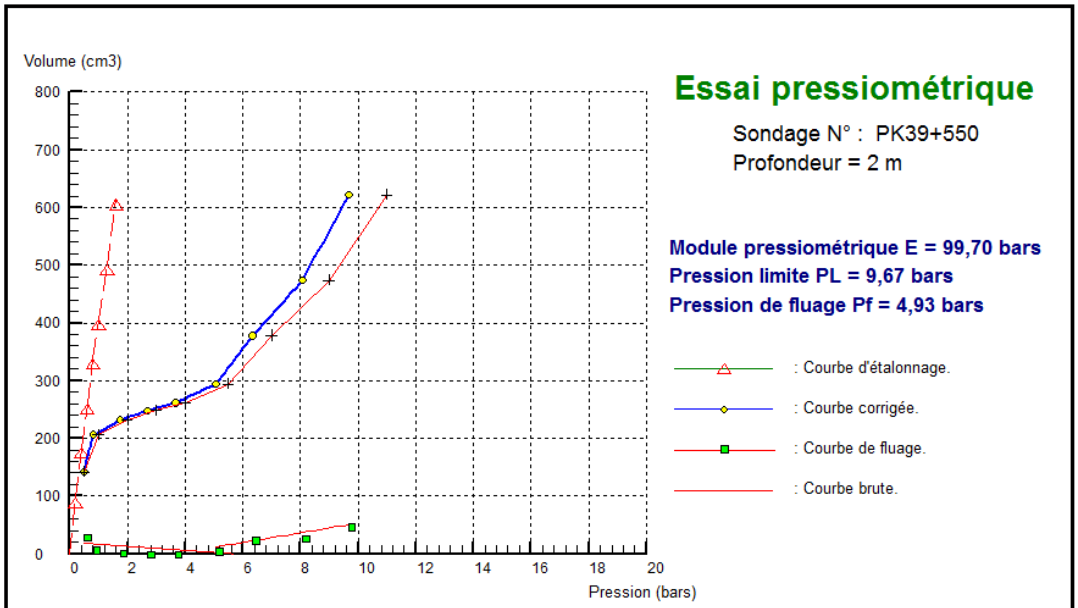
BOULABIZA Maroua
ROUABHI Amina

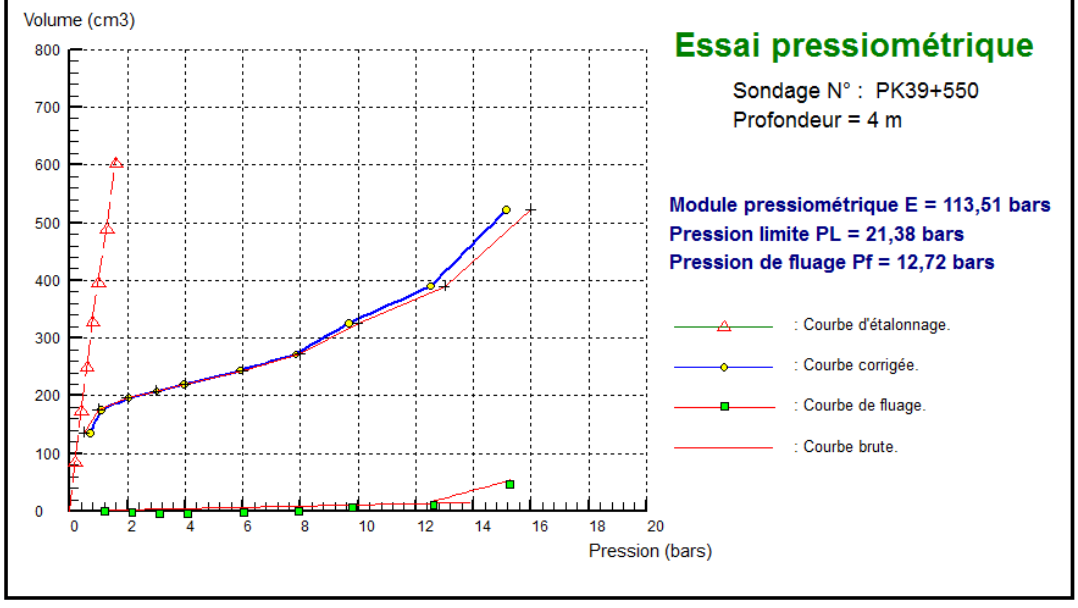
ANNEXE A : Résultats **D**es **E**ssais **G**éotechnique



BOULABIZA Maroua
ROUABHI Amina

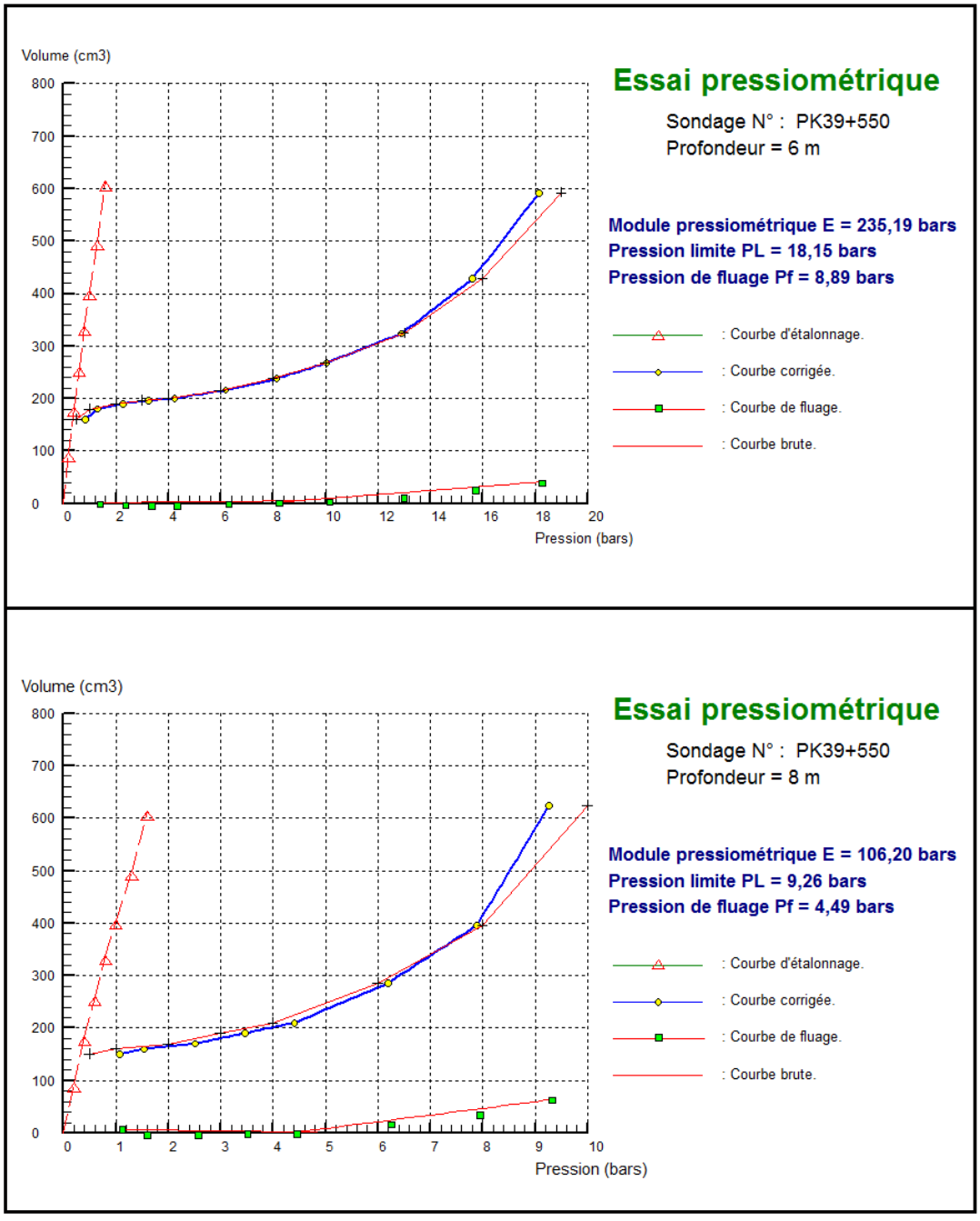
FONDASOIL Etude Géotechnique; Géologiques; Génie Civil





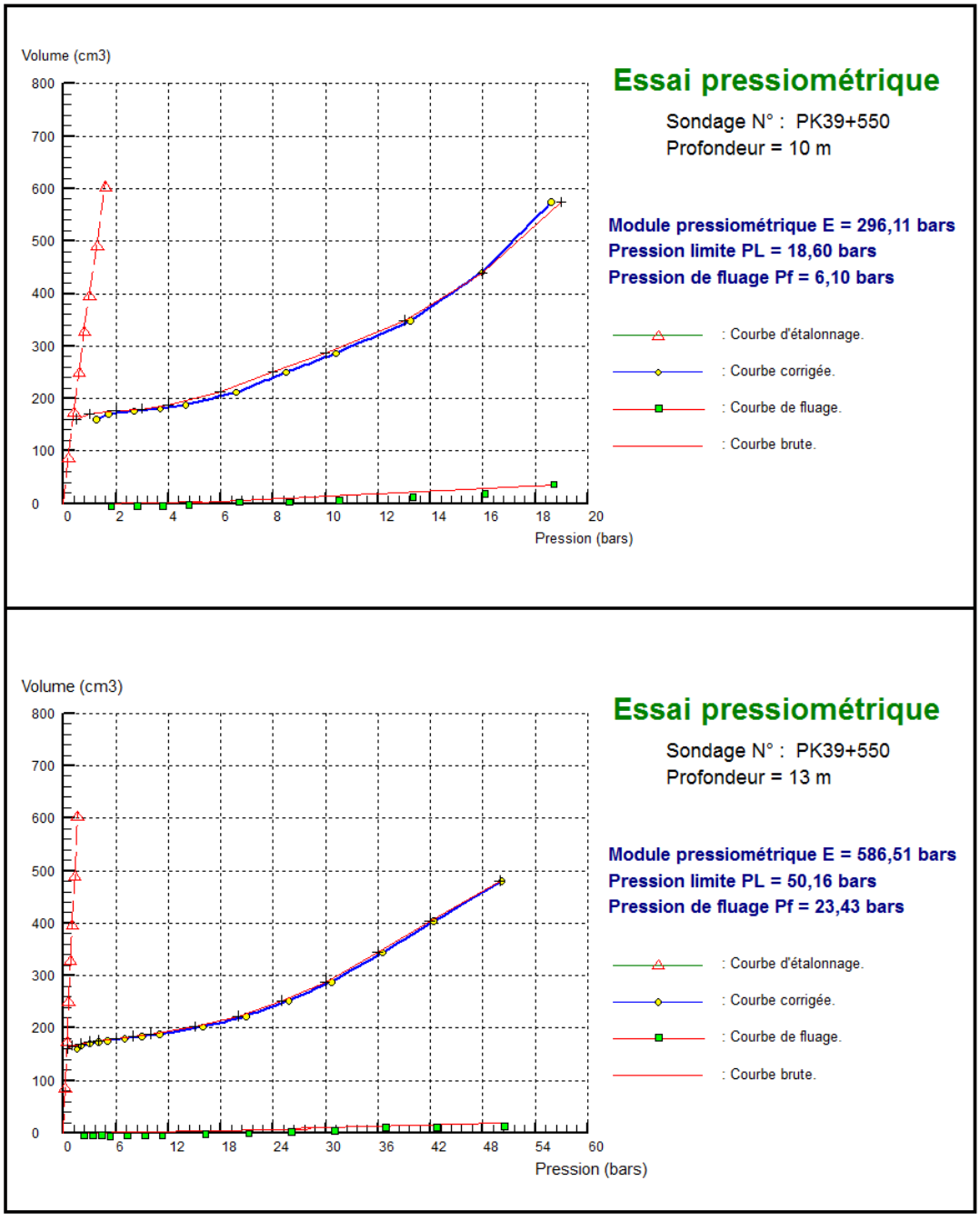
Programme: Soltests 2007 ©

FONDASOIL Etude Géotechnique; Géologiques; Génie Civil



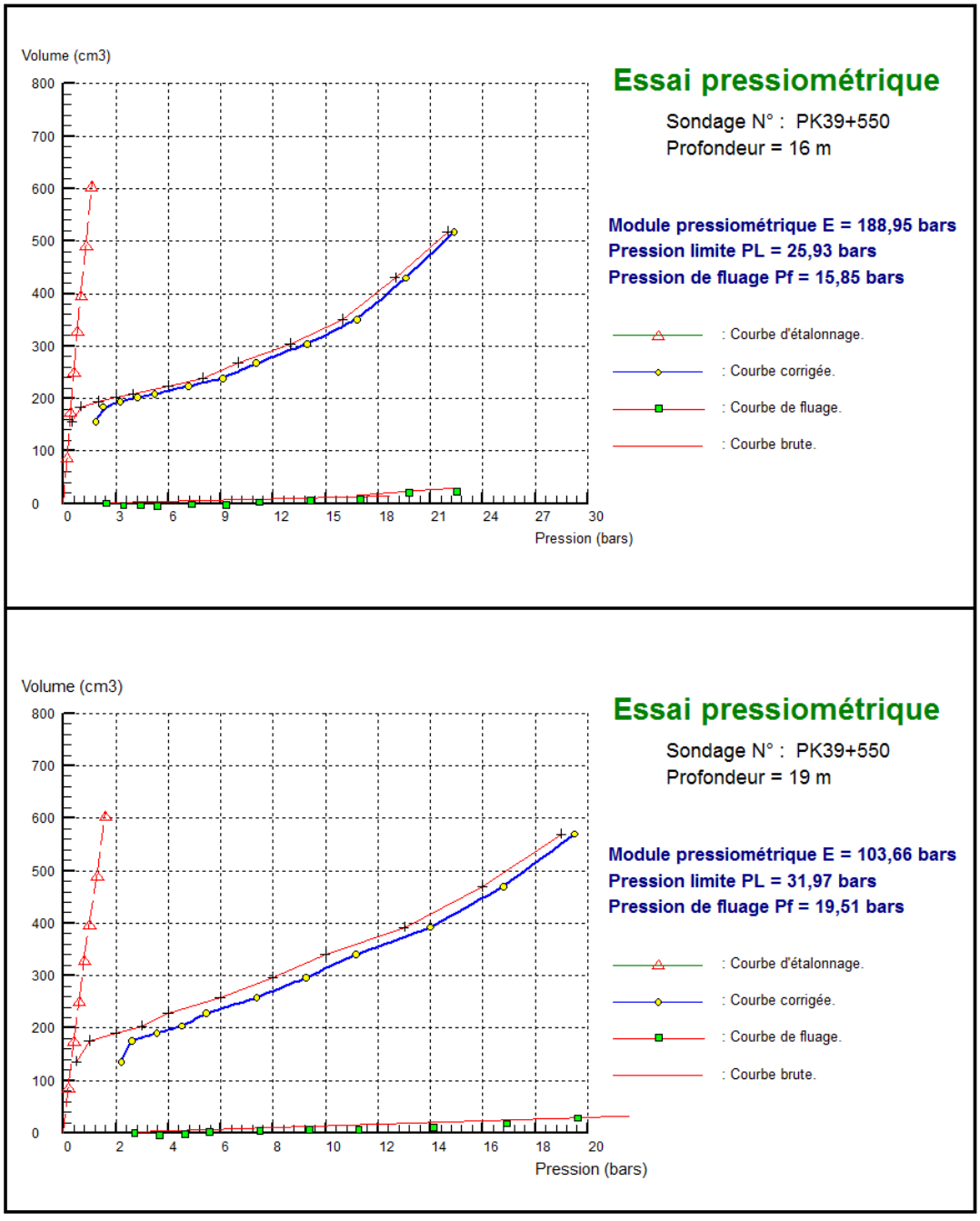
Programme: Soltests 2007 ©

FONDASOIL Etude Géotechnique; Géologiques; Génie Civil



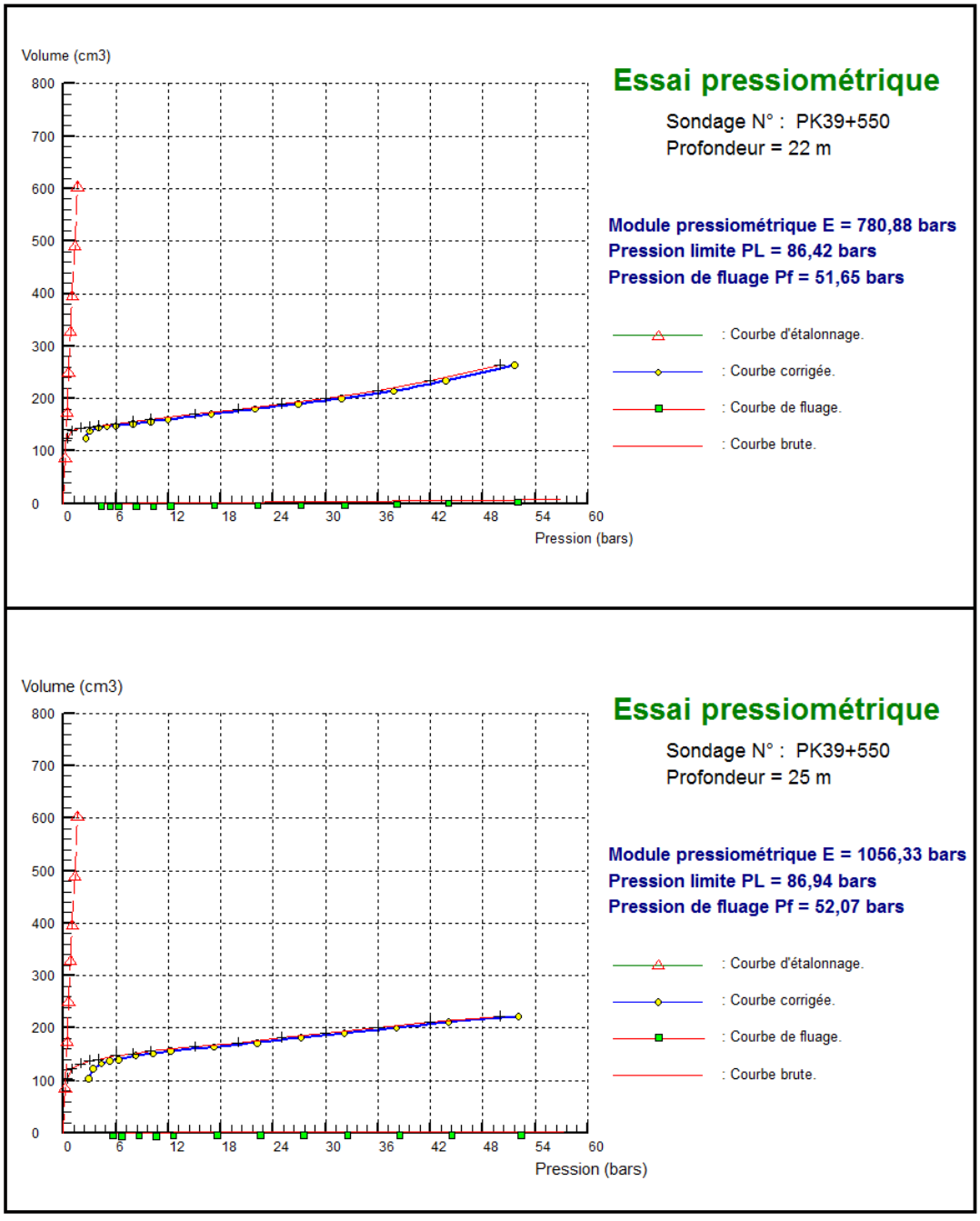
Programme: Soltests 2007 ©

FONDASOIL Etude Géotechnique; Géologiques; Génie Civil



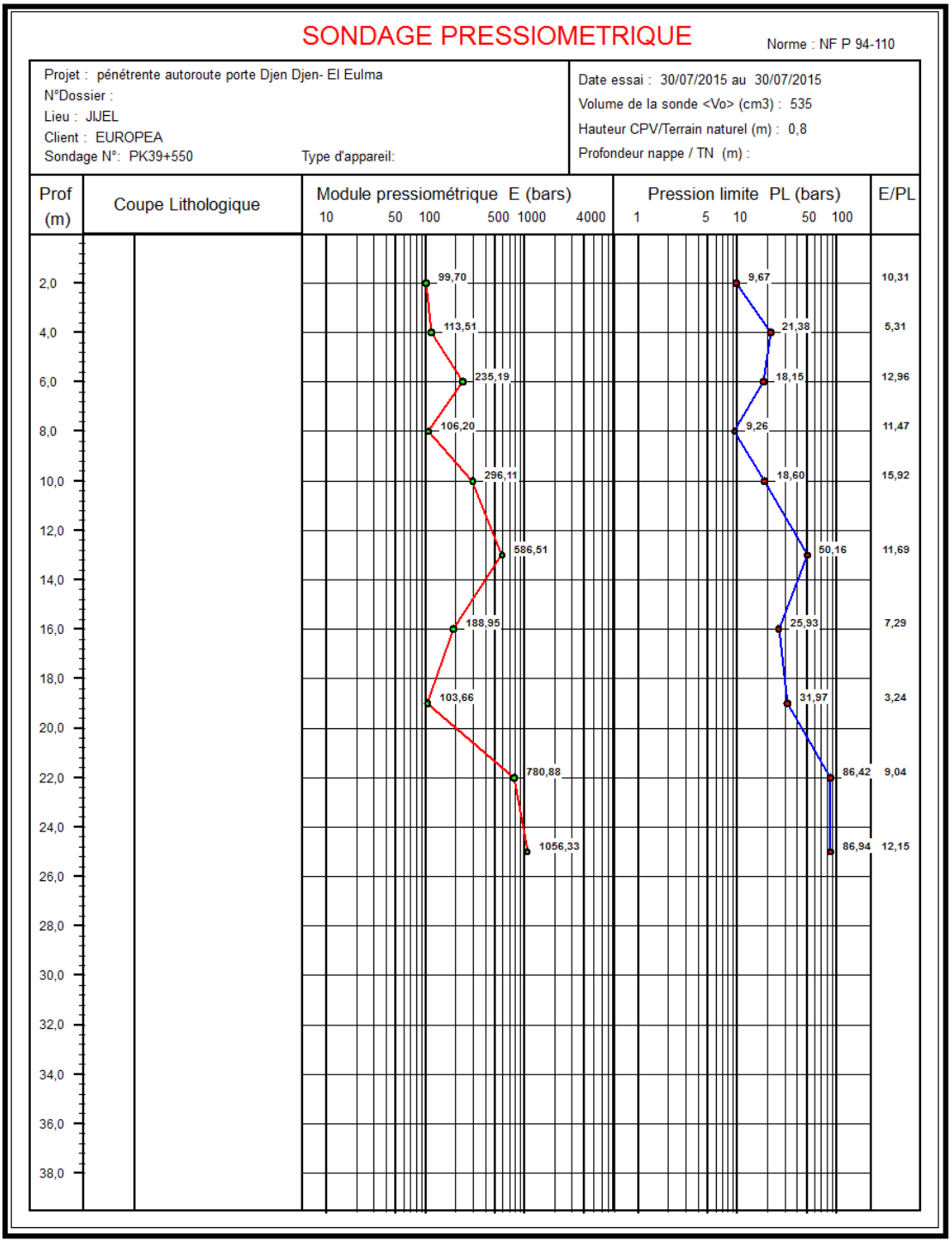
Programme: Soltests 2007 ©

FONDASOIL Etude Géotechnique; Géologiques; Génie Civil



Programme: Soltests 2007 ©

FONDASOIL Etude Géotechnique; Géologiques; Génie Civil



BOULABIZA Maroua
ROUABHI Amina

ANNEXE A : Résultats Des Essais Géotechnique

LES ESSAIS AUX LABORATOIRE

- Granulométrie — NFP 94-056 et NFP 94-057
- Teneur en eau — NFP 94-050
- Masses volumiques — NFP P4-053
- Porosité et indice des vides — NFP 94-053
- Limites d'Atterberg — NFP 94-051
- Résistance au cisaillement — NFP 94-071-1
- Analyse chimique — UNI-EN-206
- Valeur au bleu de méthylène VBS — NFP 9-068
- Résistance à la compressio uniaxiale — NFP 94-420

LES ESSAIS AUX LABORATOIRE

I. ESSAIS PHYSIQUES :

1. Humidité :
W Teneur en eau.
γ_h : Densité humide.
γ_d : Densité sèche.

S_r : Degré de saturation

Code forage	Profondeur (m)	W %	γ_h t/m3	γ_d t/m3	S_r %
	1.75-1.90	-	2.24	2.11	-
	4.40-4.60	7.78	2.28	2.11	75.09
	7.20-7.60	10.34	2.25	2.03	84.54
	13.40-13.65	-	2.23	2.05	-
	16.15-16.35	-	2.25	2.12	-
	20.00-20.45	-	2.24	2.13	-
	24.75-25	-	2.24	2.12	-

2. Granulométrie par tamisage:
% < 2 mm : Pourcentage des passants inférieurs à 2 mm
% < 80 µ : Pourcentage des passants inférieurs à 80 µ
% < 2 µ : Pourcentage des passants inférieurs à 80 µ

Code Forage	Profondeur (m)	% < 2 mm	% < 80 µ	% 2µ
	4.40-4.60	43.96	9.96	6.48
	7.20-7.60	77.73	45.60	35.84

3. Porosité et Indice des vides :

Code Forage	Profondeur (m)	Porosité %	Indice des vides
	1.75-1.90	24	0.30
	4.40-4.60	23	0.29
	7.20-7.60	25	0.34
	13.40-13.65	24	0.32
	16.15-16.35	22	0.28
	20.00-20.45	21	0.27
	24.75-25	20	0.27

4. Limites d'Atterberg :

L_L : Limite de liquidité.
L_P : Limite de plasticité.
I_P : Indice de plasticité.

Code de forage	Profondeur (m)	LL %	LP %	IP %
	4.40-4.60	24.31	33.21	8.90
	7.20-7.60	29.97	21.61	8.36

II. Essais mécaniques :

1. Essais de Cisaillement CD :

C'**:** Cohésion en bar
Φ' : Angle de frottement en degré

Code de forage	Profondeur m	C' Bar	Φ' Degré
	7.20-7.60	**1.01**	**22.34**

RESISTANCE A LA COMPRESSION UNI-AXIALE

Code de forage	Profondeur m	Φ (cm)	H (cm)	Poids (kg)	Charge (kg)	R/C (kg/cm)
	18.05-18.60	7.50	13.50	3.104	1120	25.36
	22.45-22.85	7.50	12.60	2.195	1400	31.7

RESISTANCE A LA TRACTION PAR FENDAGE(BRESILIEN):

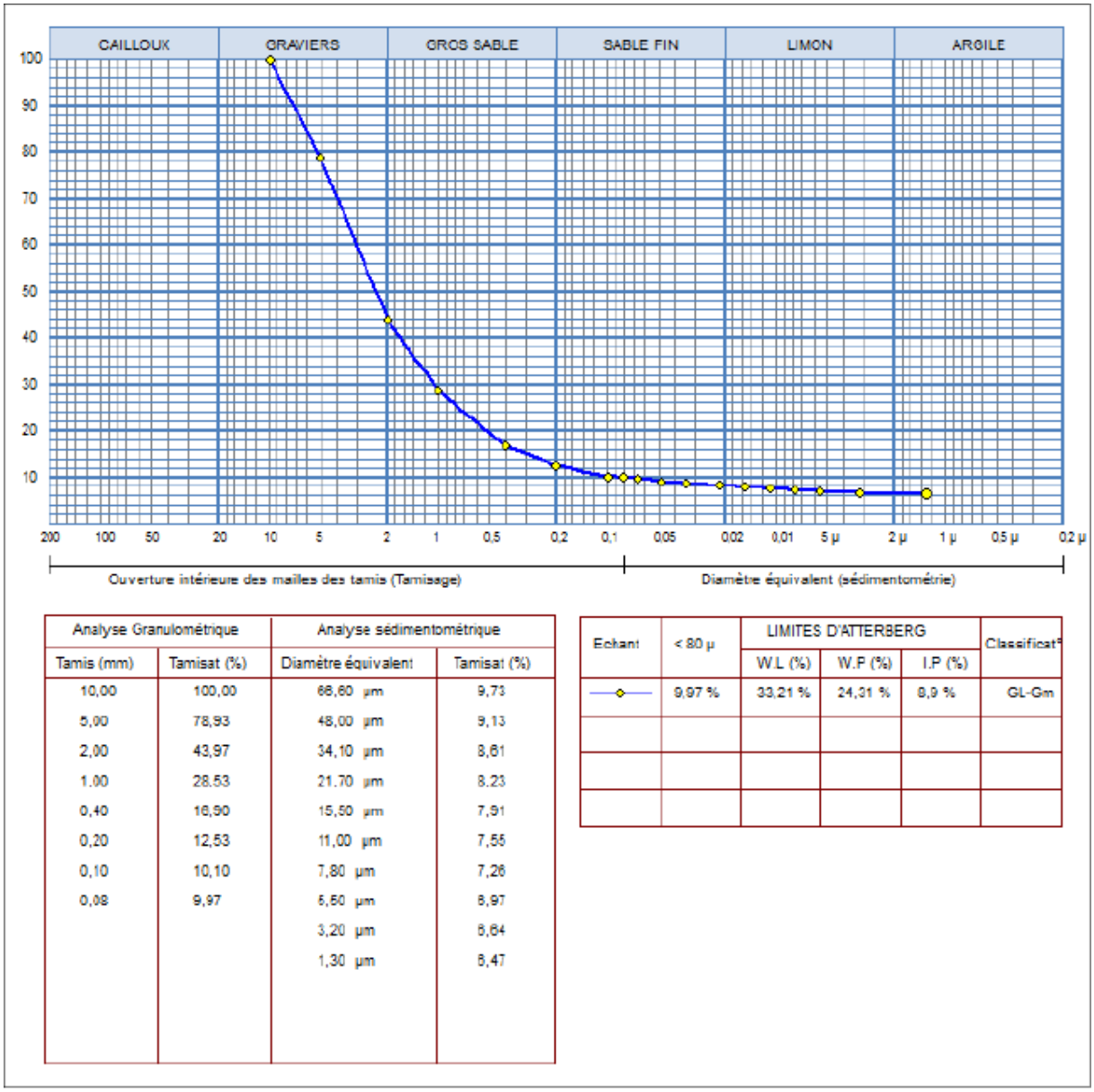
Code de forage	Profondeur m	Φ (cm)	H (cm)	Poids (kg)	Charge (kg)	R/T (kg/cm)
	18.05-18.60	7.50	14.30	3.135	530.2	3.15
	22.45-22.85	7.50	14.20	2.341	610.8	3.65

III. Essais chimique mécanique

1. Valeur au bleu de méthylène VBS

Code de forage	Profondeur (m)	VBS
	5.00-5.30	0.25
	7.20-7.60	0.34

Résultat de l'analyse granulométrique pour profondeur 4.4-4.60

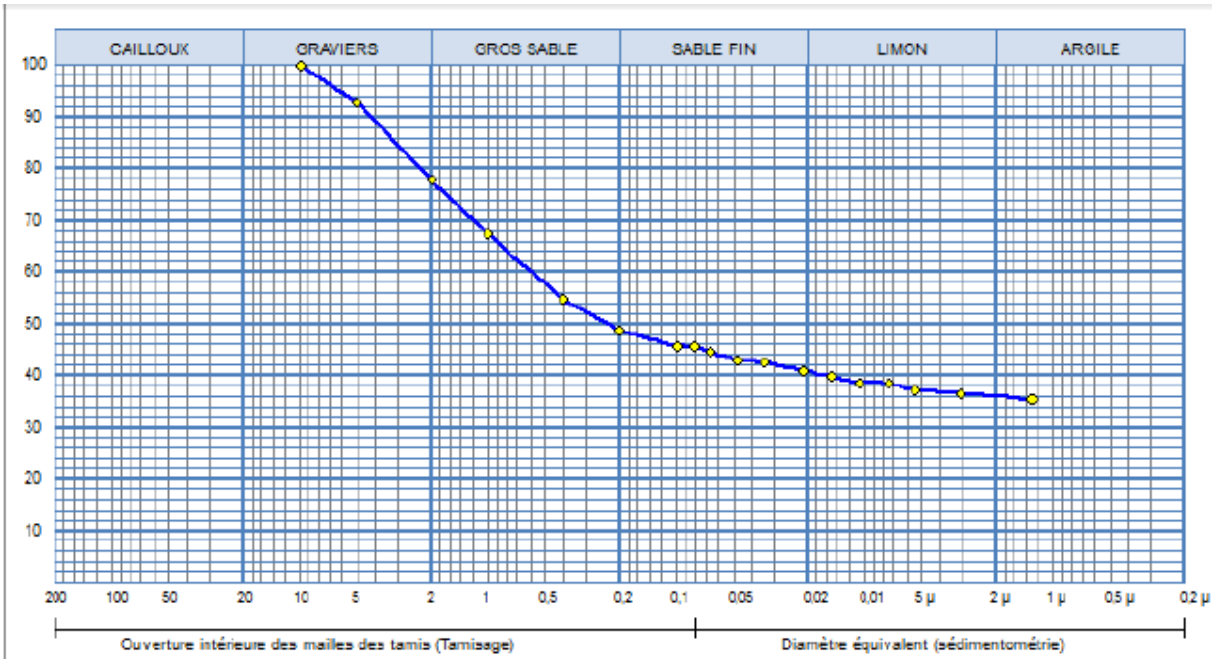


Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
10,00	100,00	66,60 µm	9,73
5,00	78,93	48,00 µm	9,13
2,00	43,97	34,10 µm	8,61
1,00	28,53	21,70 µm	8,23
0,40	16,90	15,50 µm	7,91
0,20	12,53	11,00 µm	7,55
0,10	10,10	7,80 µm	7,26
0,08	9,97	5,60 µm	6,97
		3,20 µm	6,64
		1,30 µm	6,47

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	9,97 %	33,21 %	24,31 %	8,9 %	GL-Gm

Résultat de l'analyse granulométrique pour profondeur 7.20-7.60

ANNEXE A : Résultats Des Essais Géotechnique

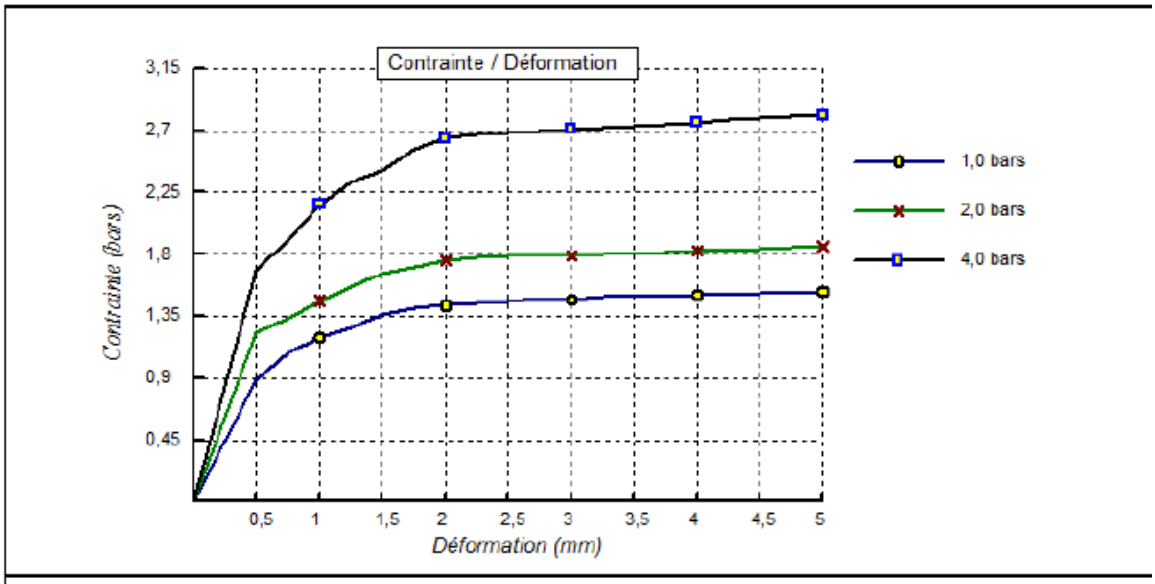


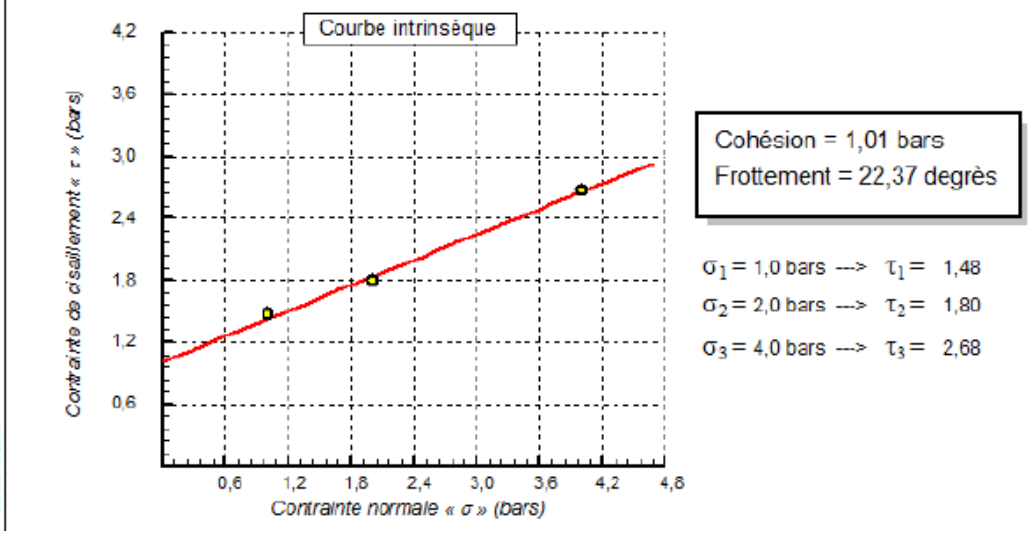
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
10,00	100,00	66,60 µm	44,60
5,00	92,97	47,50 µm	42,99
2,00	77,73	33,90 µm	42,49
1,00	67,23	21,40 µm	40,98
0,40	54,60	15,20 µm	39,65
0,20	48,83	10,80 µm	38,64
0,10	45,70	7,50 µm	38,49
0,08	45,60	5,40 µm	37,17
		3,10 µm	36,48
		1,30 µm	35,47

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	45,60 %	29,97 %	21,61 %	8,36 %	SA

Résultat d'essais de cisaillement

BOULABIZA Maroua
ROUABHI Amina

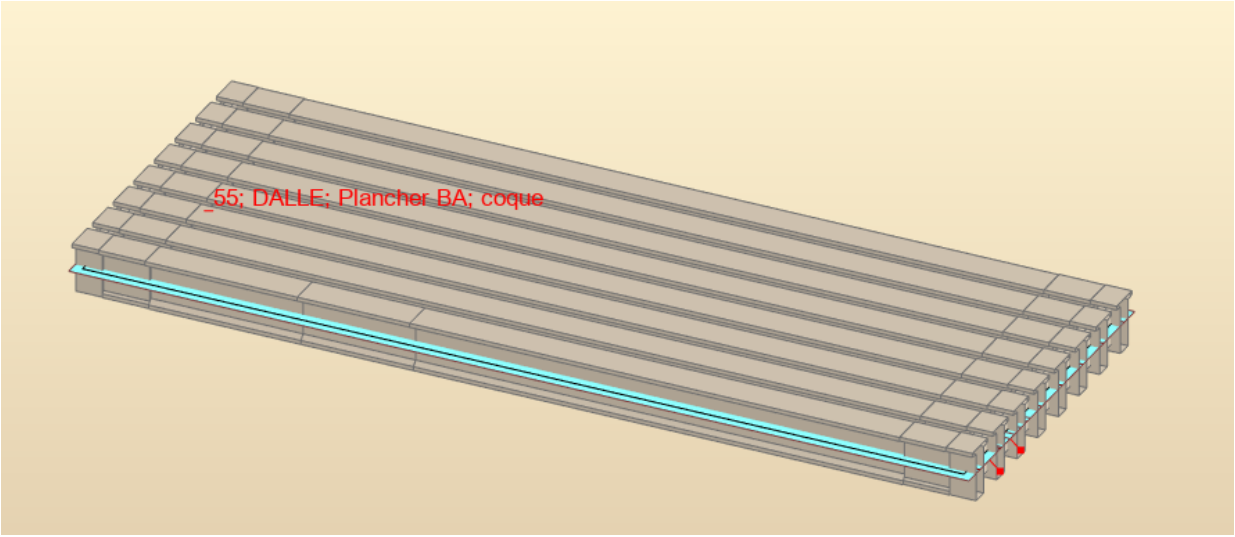

Contrainte / Déformation
Contrainte (bars)
3,15
2,7
2,25
1,8
1,35
0,9
0,45
0,5
1
1,5
2
2,5
3
3,5
4
4,5
5
Déformation (mm)
1,0 bars
2,0 bars
4,0 bars

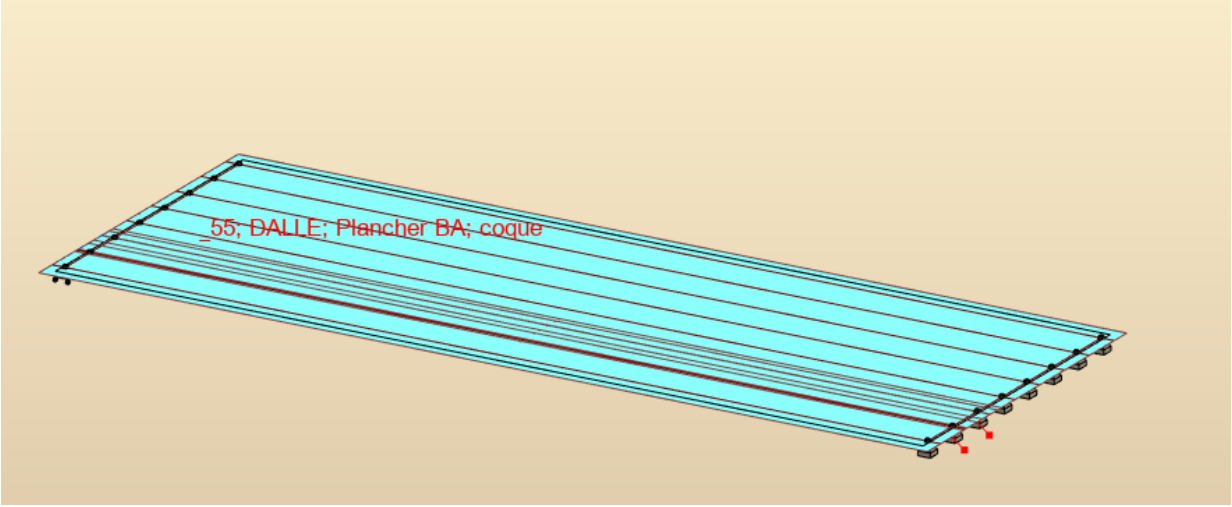

Courbe intrinsèque
Contrainte de cisaillement « τ » (bars)
4,2
3,6
3,0
2,4
1,8
1,2
0,6
0,6
1,2
1,8
2,4
3,0
3,6
4,2
4,8
Contrainte normale « σ » (bars)
Cohésion = 1,01 bars
Frottement = 22,37 degrès
σ1 = 1,0 bars ---> τ1 = 1,48
σ2 = 2,0 bars ---> τ2 = 1,80
σ3 = 4,0 bars ---> τ3 = 2,68

ANNEXE B

ENSTP 2021/2022

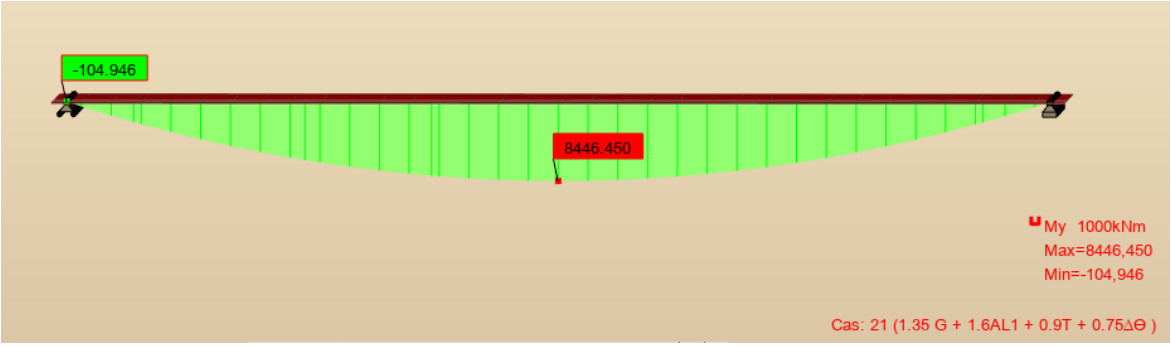
MODELISATION D'UN SEUL TRAVEE ETUDE TRANSVERSAL

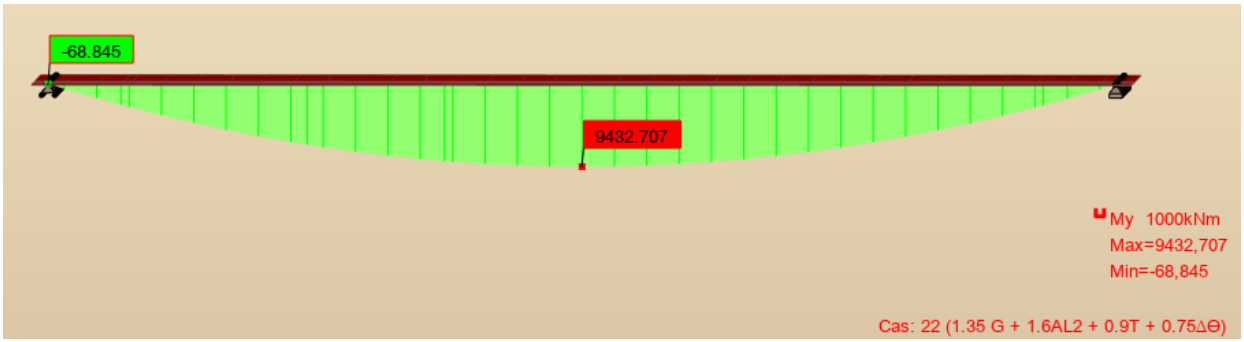


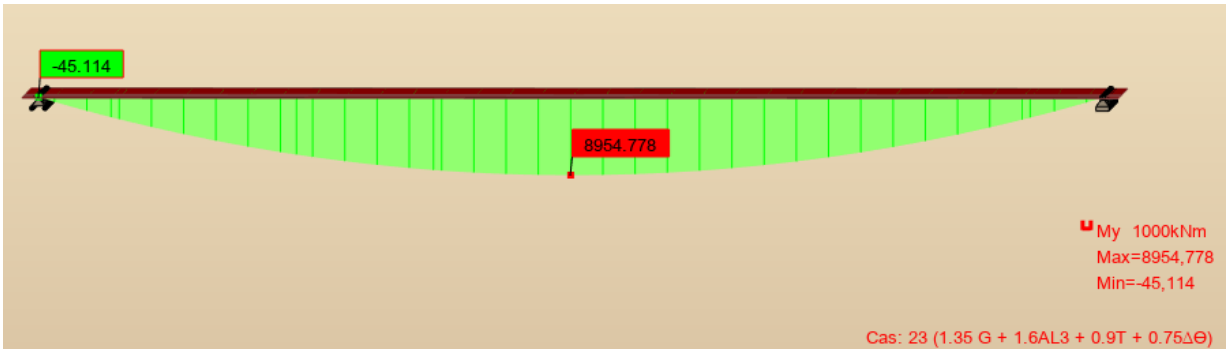


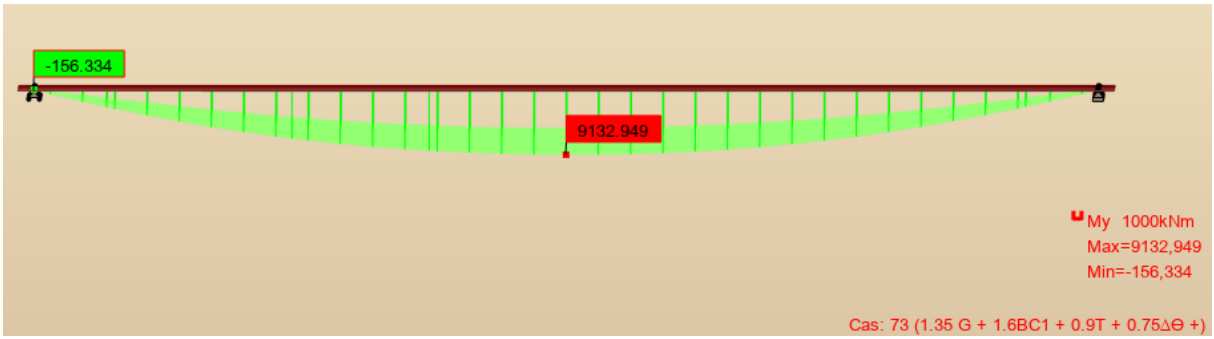
LE MOMENT DE TABLIER

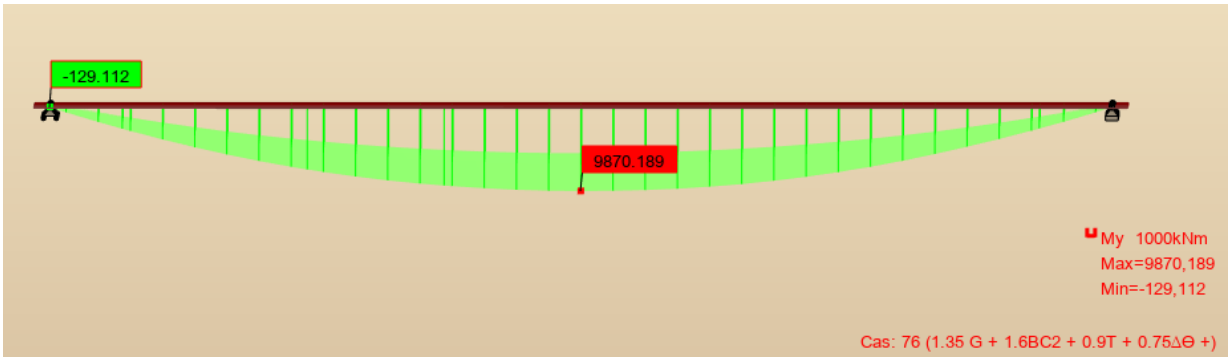
COMBINAISONS ELU

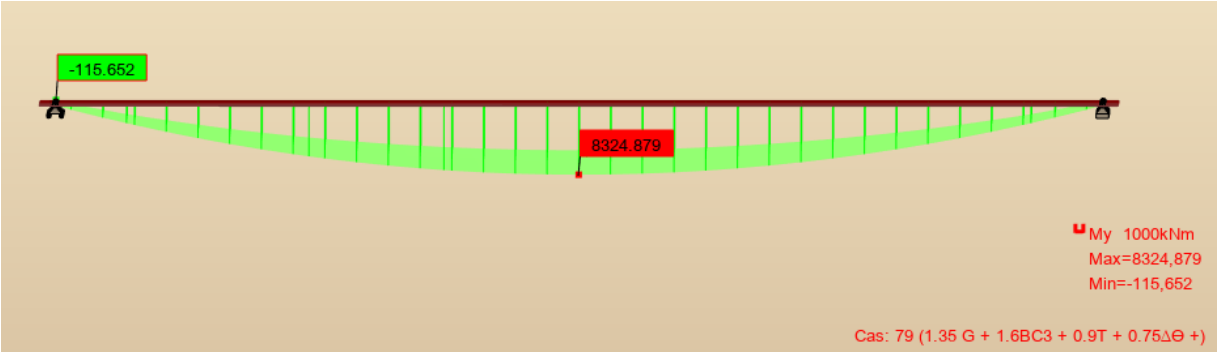


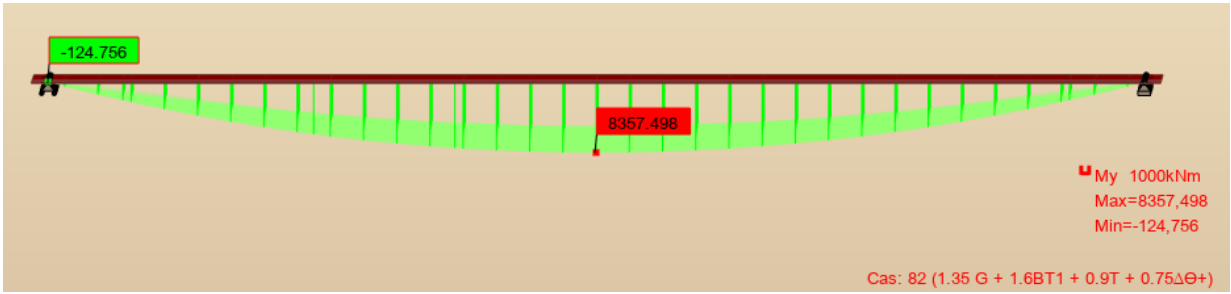

-68.845
9432.707
My 1000kNm
Max=9432,707
Min=-68,845
Cas: 22 (1.35 G + 1.6AL2 + 0.9T + 0.75ΔΘ)

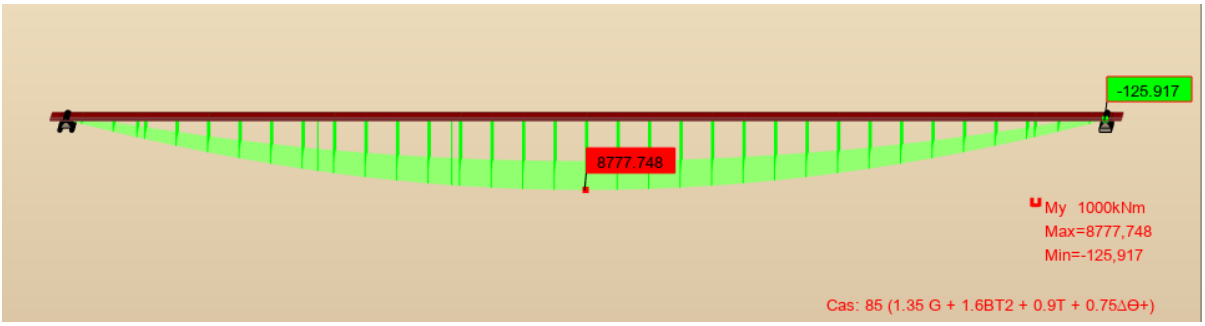

-45.114
8954.778
My 1000kNm
Max=8954,778
Min=-45,114
Cas: 23 (1.35 G + 1.6AL3 + 0.9T + 0.75ΔΘ)

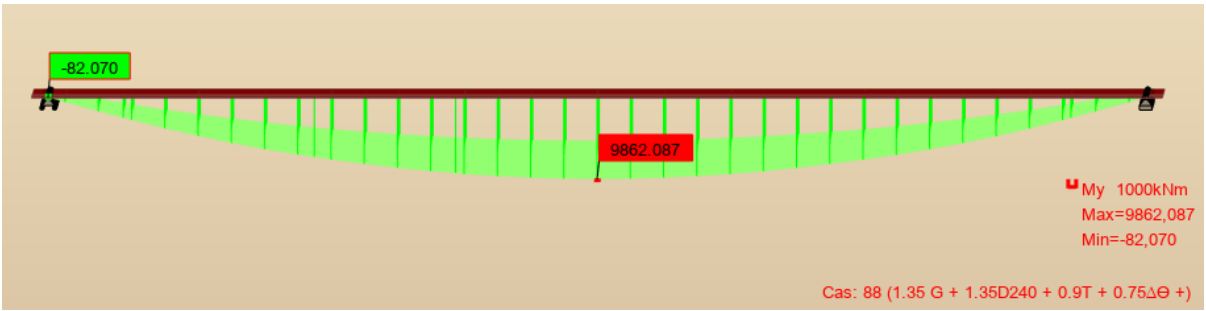

-156.334
9132.949
My 1000kNm
Max=9132,949
Min=-156,334
Cas: 73 (1.35 G + 1.6BC1 + 0.9T + 0.75ΔΘ +)

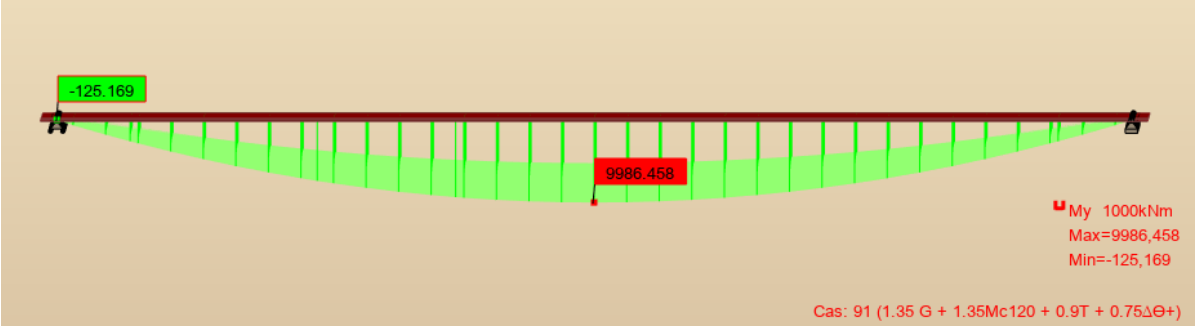

-129.112
9870.189
My 1000kNm
Max=9870,189
Min=-129,112
Cas: 76 (1.35 G + 1.6BC2 + 0.9T + 0.75ΔΘ +)


-115.652
8324.879
My 1000kNm
Max=8324,879
Min=-115,652
Cas: 79 (1.35 G + 1.6BC3 + 0.9T + 0.75ΔΘ +)

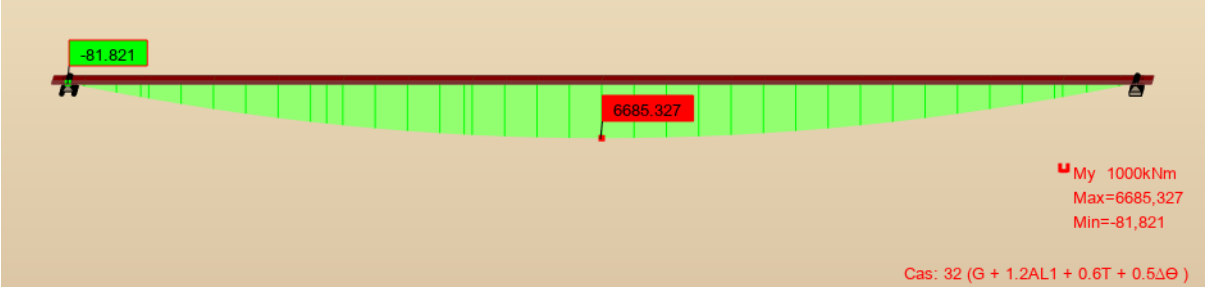

-124.756
8357.498
My 1000kNm
Max=8357,498
Min=-124,756
Cas: 82 (1.35 G + 1.6BT1 + 0.9T + 0.75ΔΘ+)

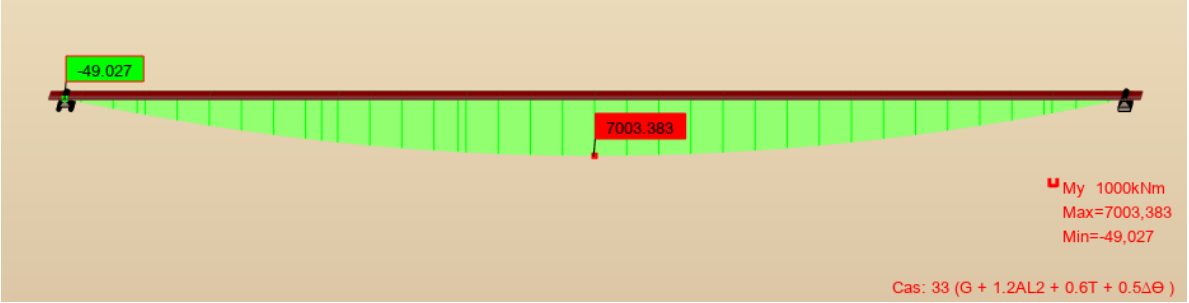

-125.917
8777.748
My 1000kNm
Max=8777,748
Min=-125,917
Cas: 85 (1.35 G + 1.6BT2 + 0.9T + 0.75ΔΘ+)

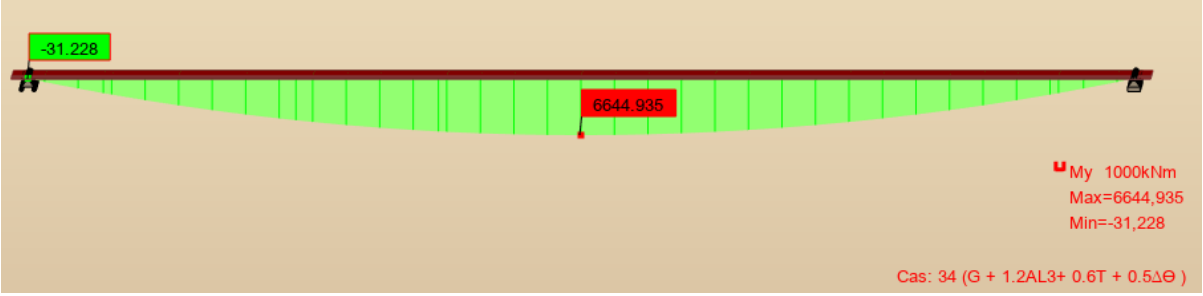

-82.070
9862.087
My 1000kNm
Max=9862,087
Min=-82,070
Cas: 88 (1.35 G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75ΔΘ +)

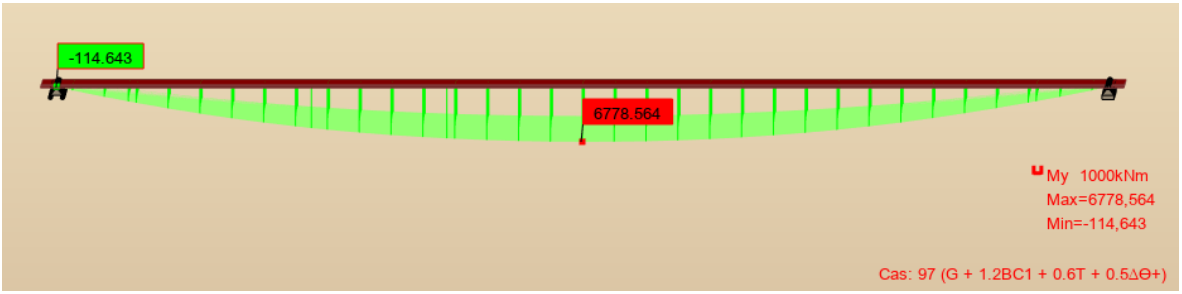


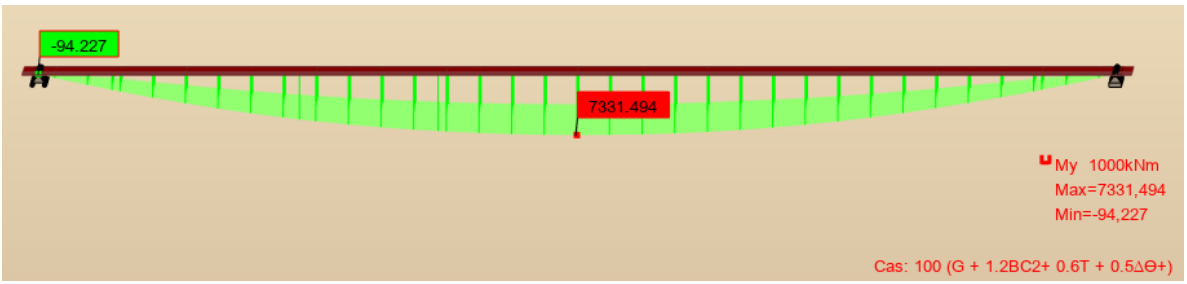
COMBINAISONS ELS

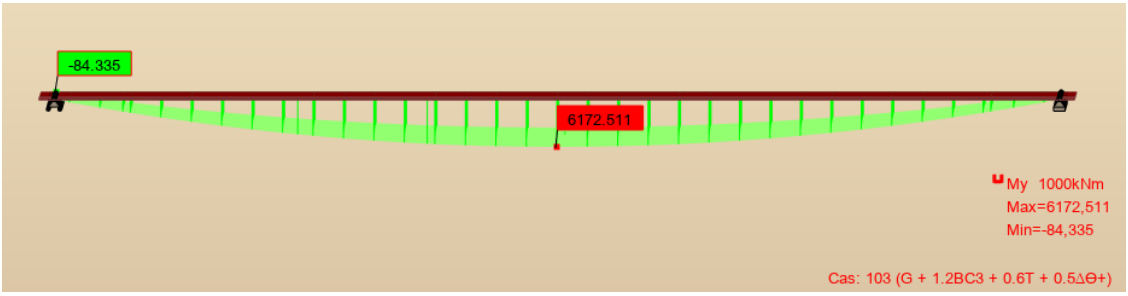


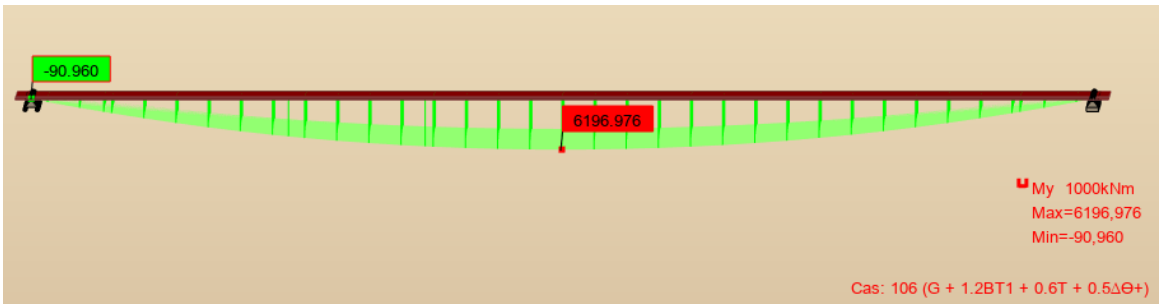


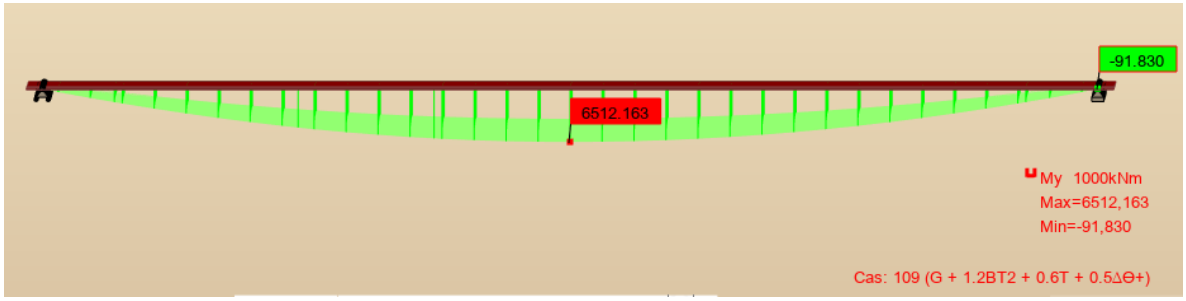


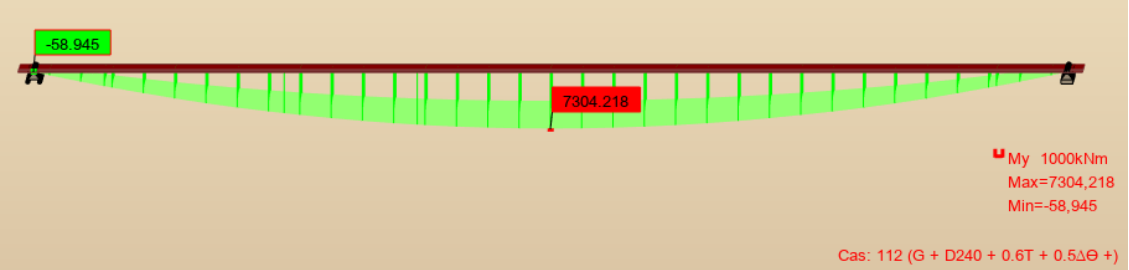

-114.643
6778.564
My 1000kNm
Max=6778,564
Min=-114,643
Cas: 97 (G + 1.2BC1 + 0.6T + 0.5ΔΘ+)

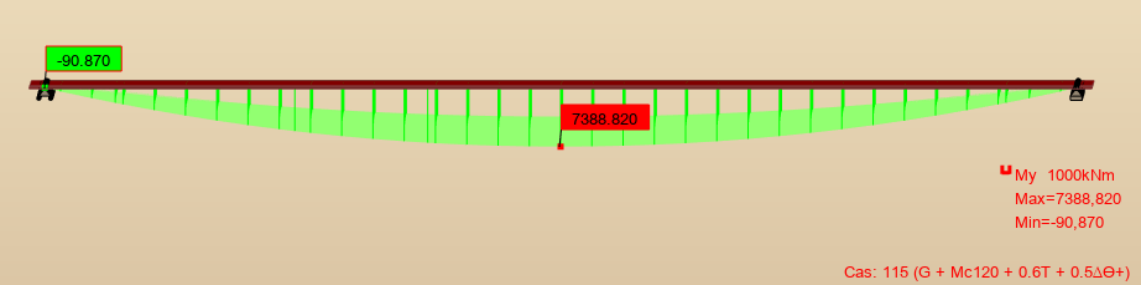

-94.227
7331.494
My 1000kNm
Max=7331,494
Min=-94,227
Cas: 100 (G + 1.2BC2+ 0.6T + 0.5ΔΘ+)


-84.335
6172.511
My 1000kNm
Max=6172,511
Min=-84,335
Cas: 103 (G + 1.2BC3 + 0.6T + 0.5ΔΘ+)


-90.960
6196.976
My 1000kNm
Max=6196,976
Min=-90,960
Cas: 106 (G + 1.2BT1 + 0.6T + 0.5ΔΘ+)

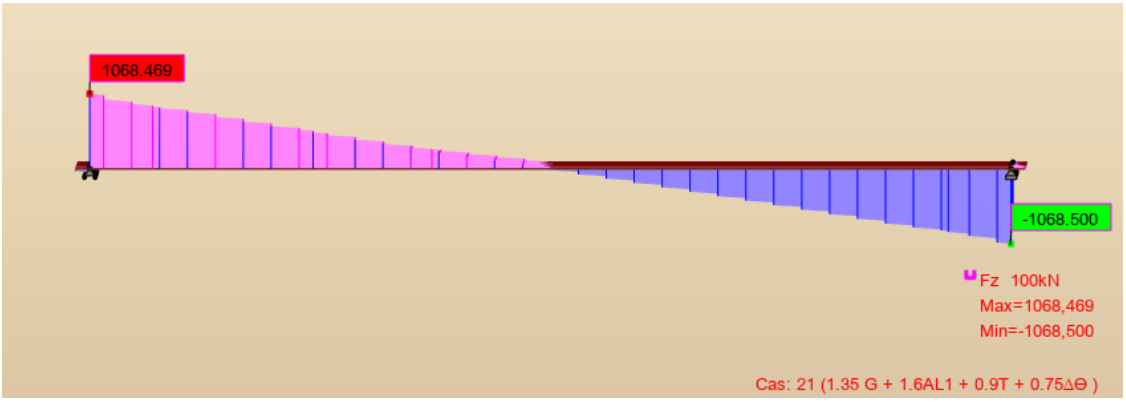

-91.830
6512.163
My 1000kNm
Max=6512,163
Min=-91,830
Cas: 109 (G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5ΔΘ+)

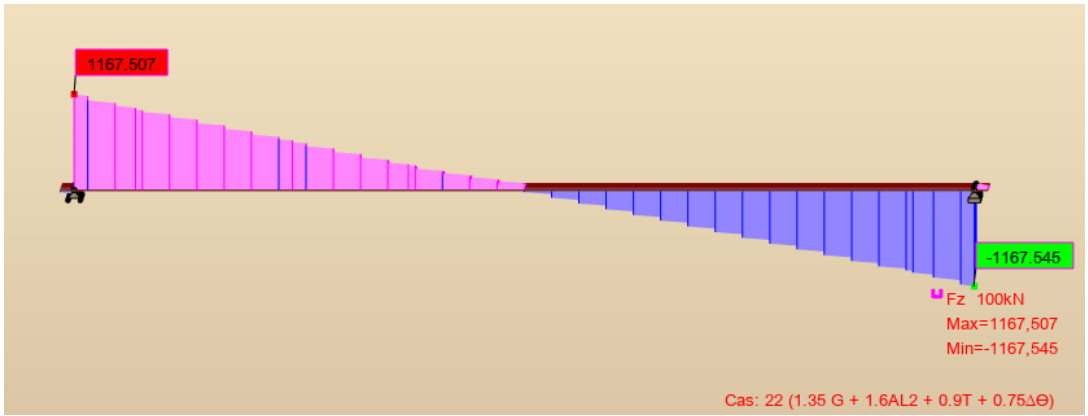


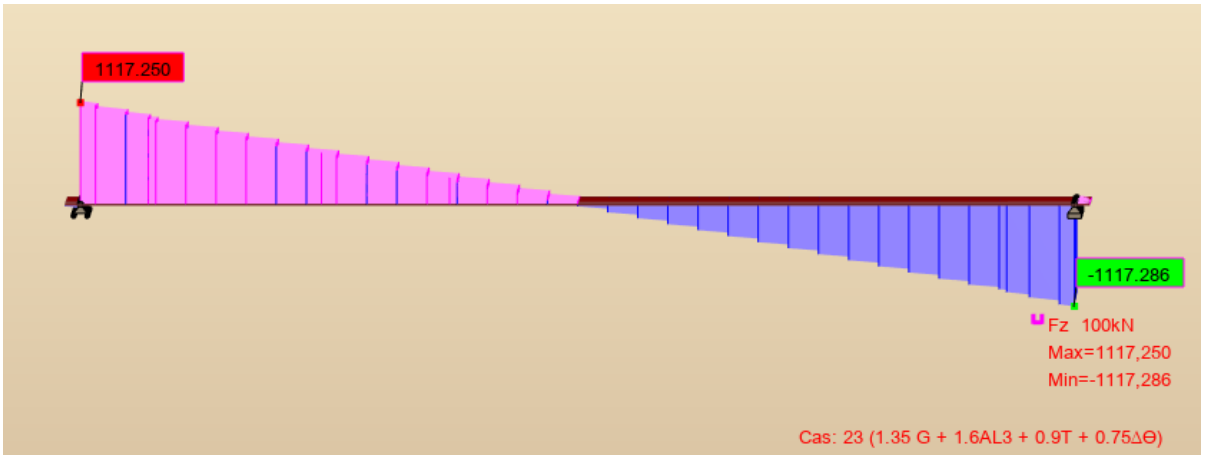


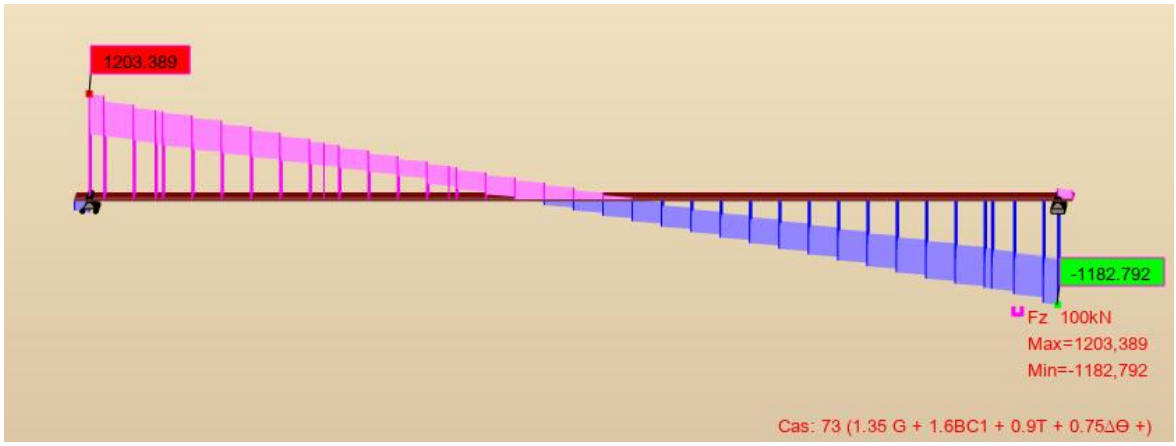
EFFORT TRANCHANT DE TABLIER

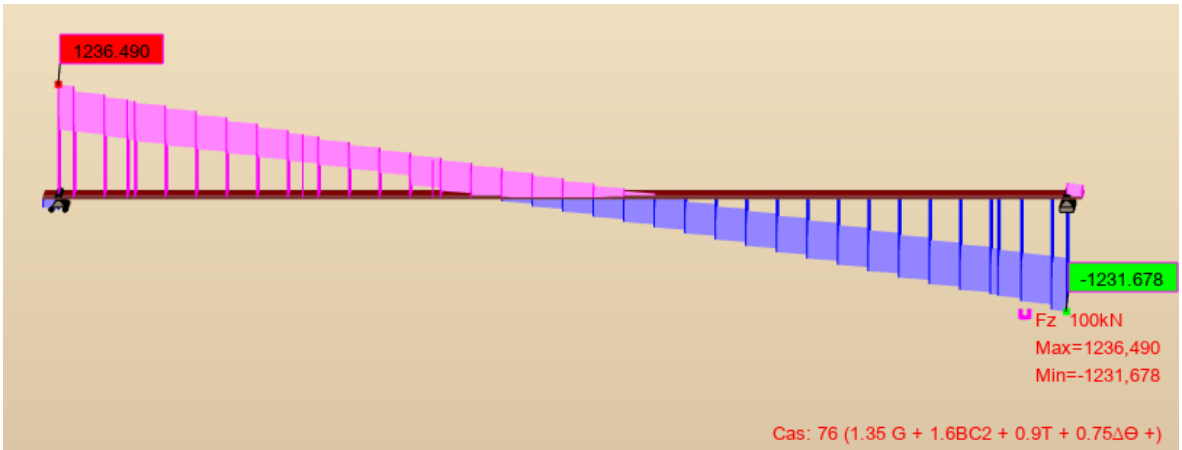
COMBINAISONS ELU

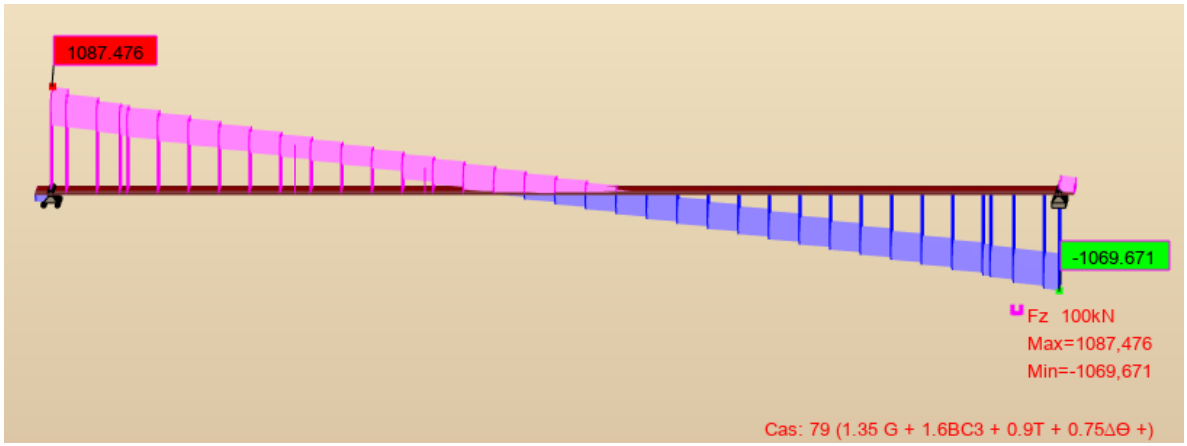


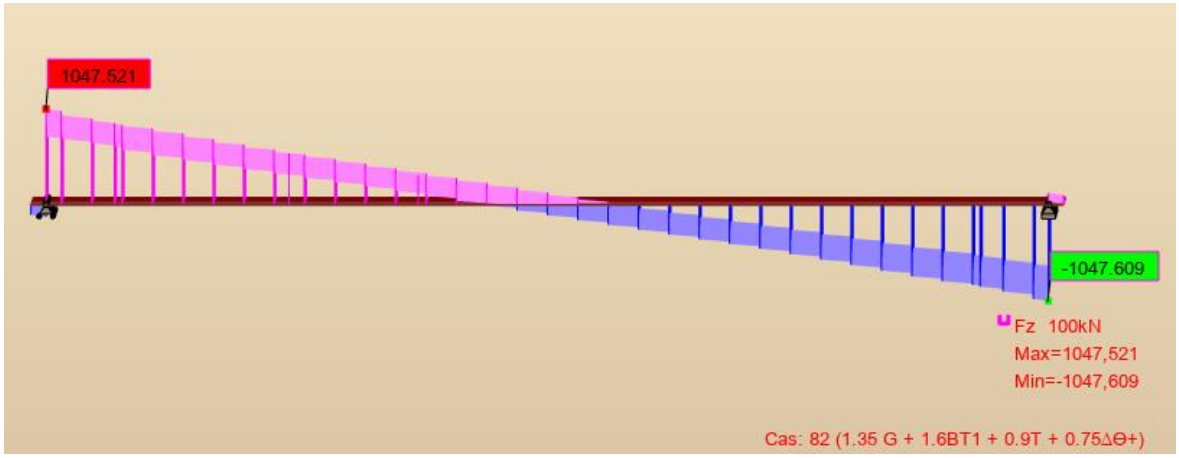


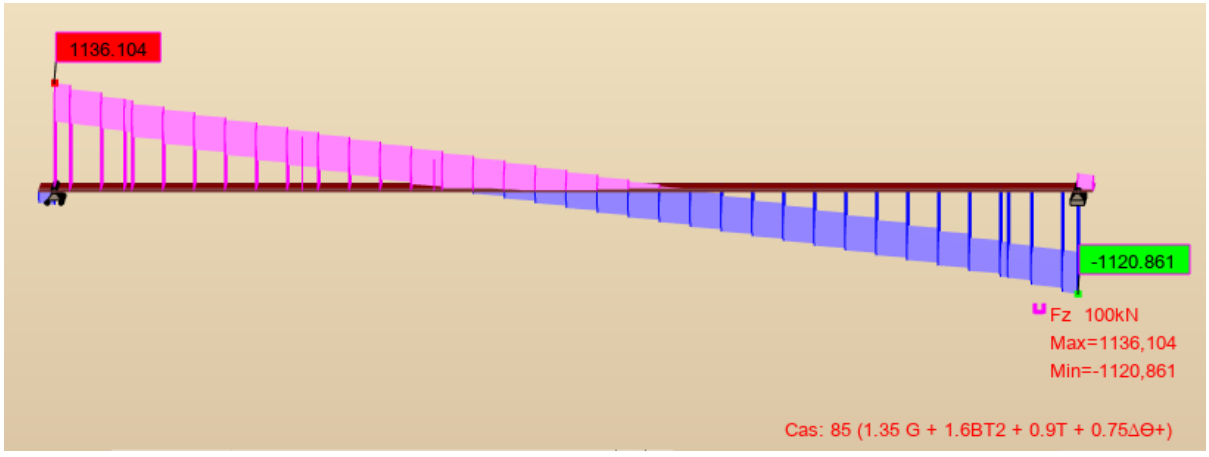

1117.250
-1117.286
Fz 100kN
Max=1117,250
Min=-1117,286
Cas: 23 (1.35 G + 1.6AL3 + 0.9T + 0.75ΔΘ)

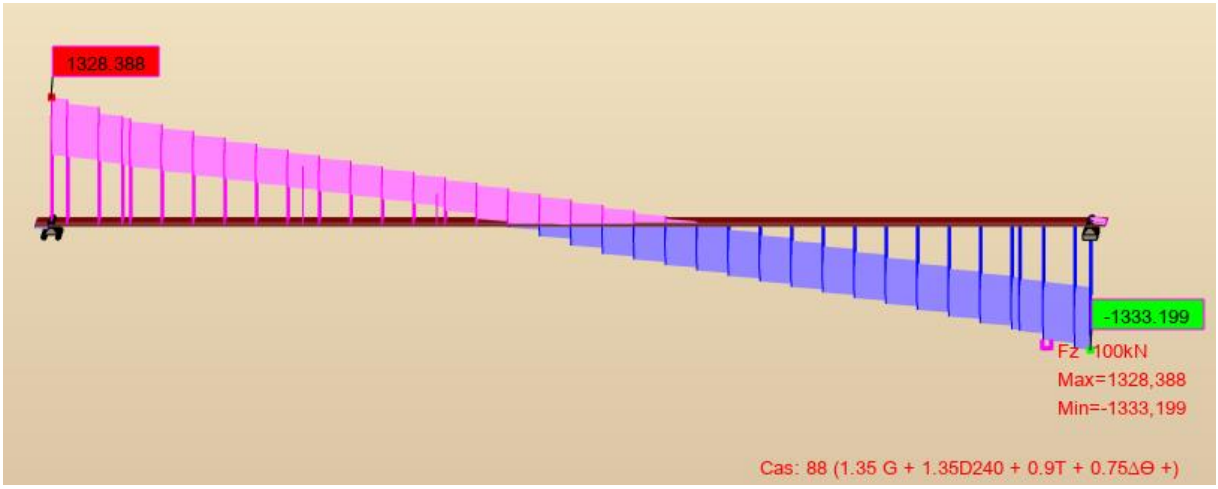

1203.389
-1182.792
Fz 100kN
Max=1203,389
Min=-1182,792
Cas: 73 (1.35 G + 1.6BC1 + 0.9T + 0.75ΔΘ +)

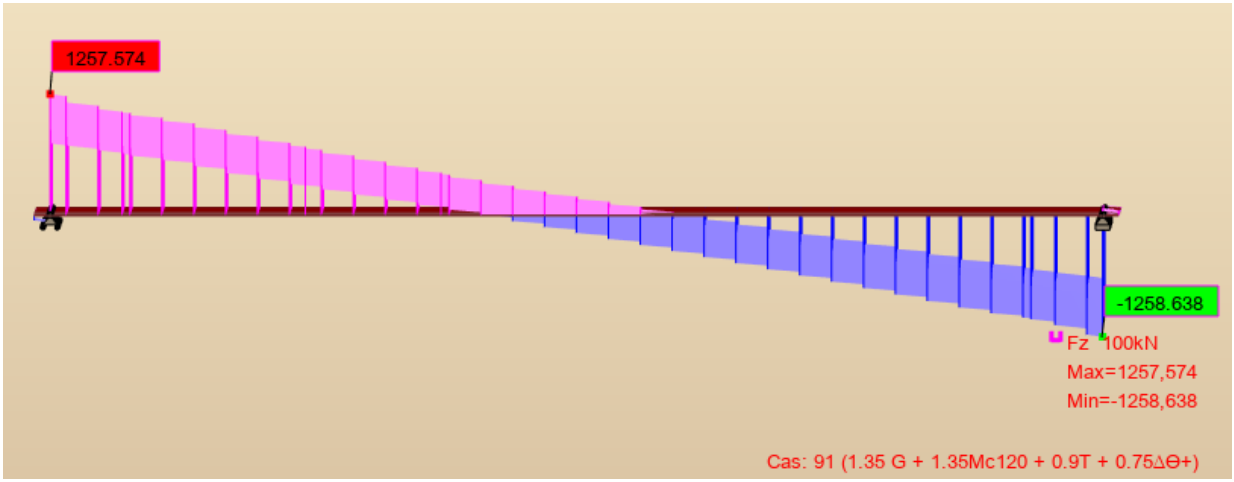

1236.490
-1231.678
Fz 100kN
Max=1236,490
Min=-1231,678
Cas: 76 (1.35 G + 1.6BC2 + 0.9T + 0.75ΔΘ +)


1087.476
-1069.671
Fz 100kN
Max=1087,476
Min=-1069,671
Cas: 79 (1.35 G + 1.6BC3 + 0.9T + 0.75ΔΘ +)

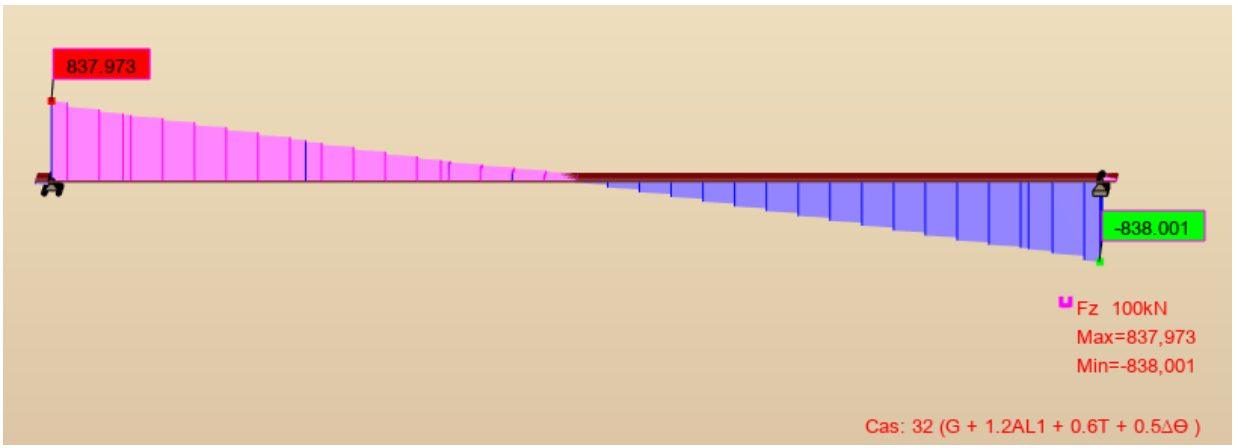

1047.521
-1047.609
Fz 100kN
Max=1047,521
Min=-1047,609
Cas: 82 (1.35 G + 1.6BT1 + 0.9T + 0.75ΔΘ+)

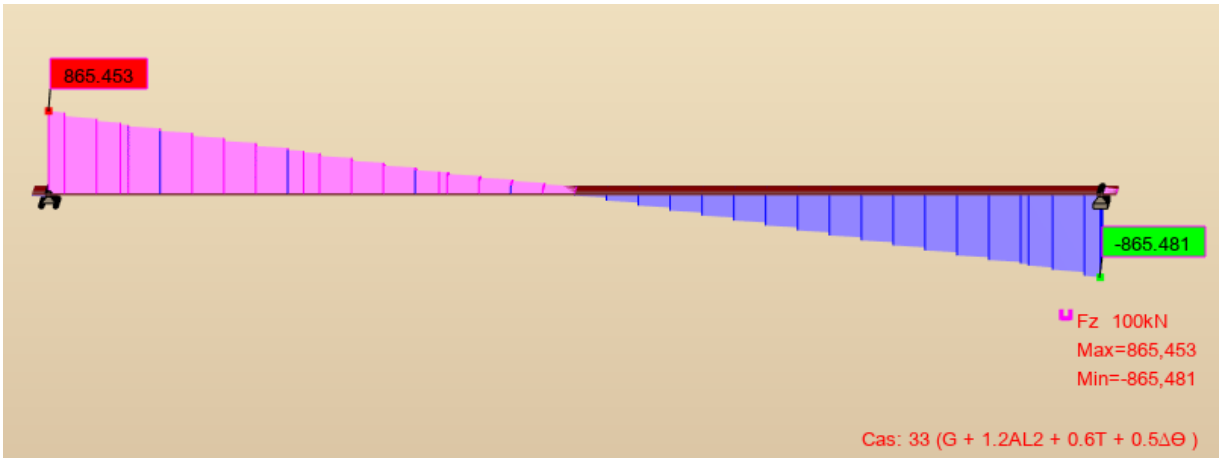

1136.104
-1120.861
Fz 100kN
Max=1136,104
Min=-1120,861
Cas: 85 (1.35 G + 1.6BT2 + 0.9T + 0.75ΔΘ+)

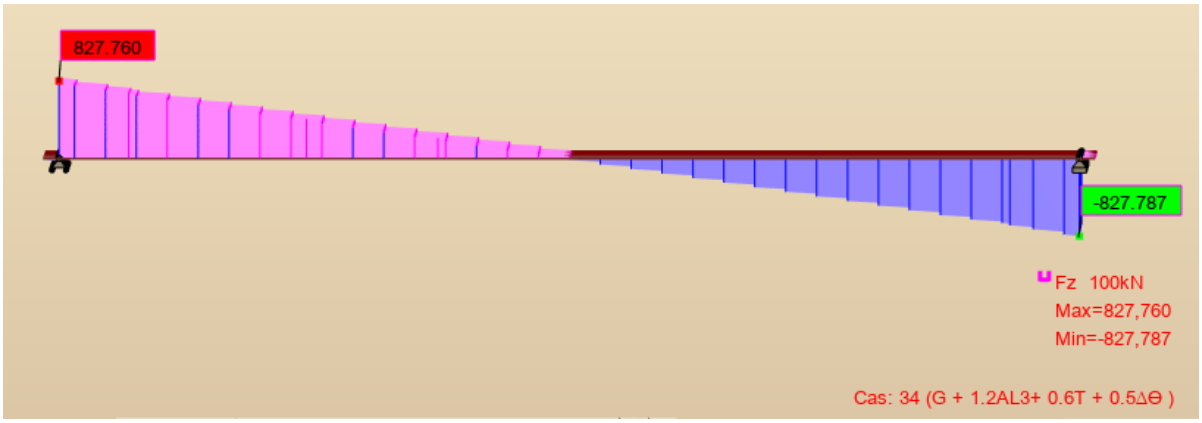


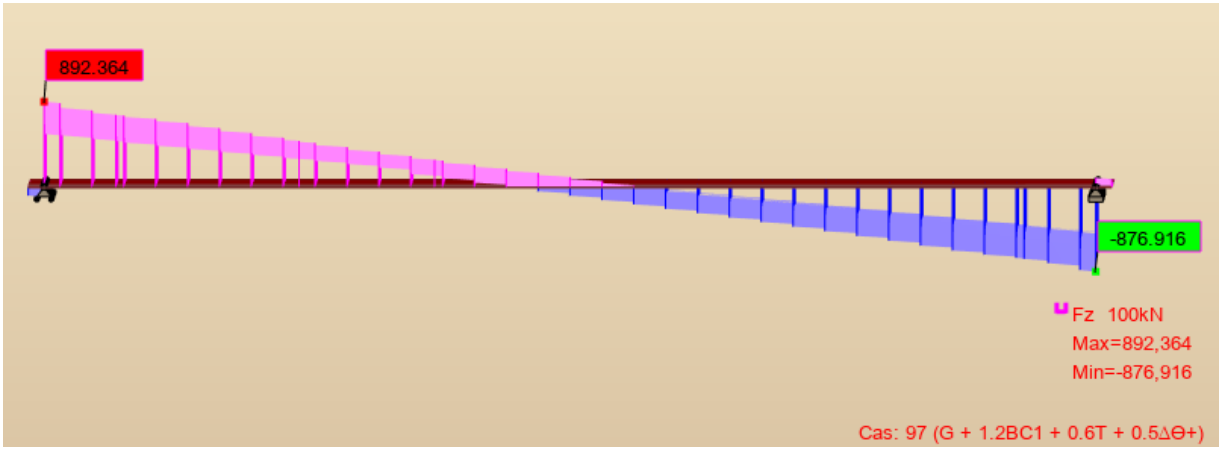


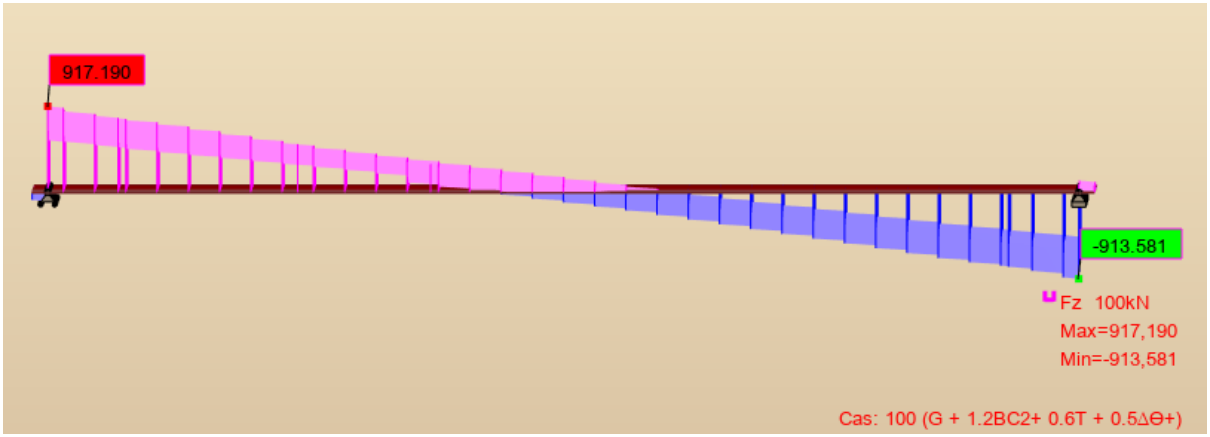
COMBINAISONS ELS

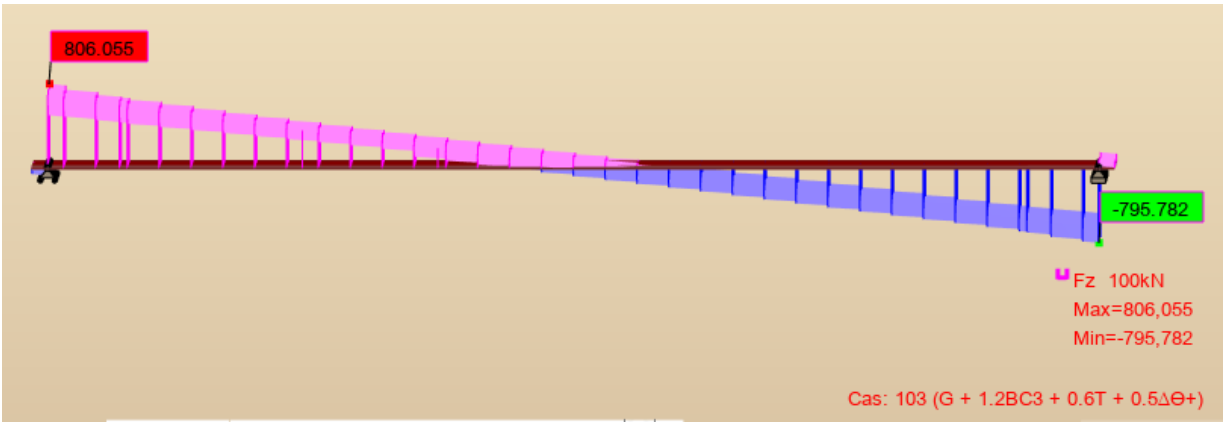


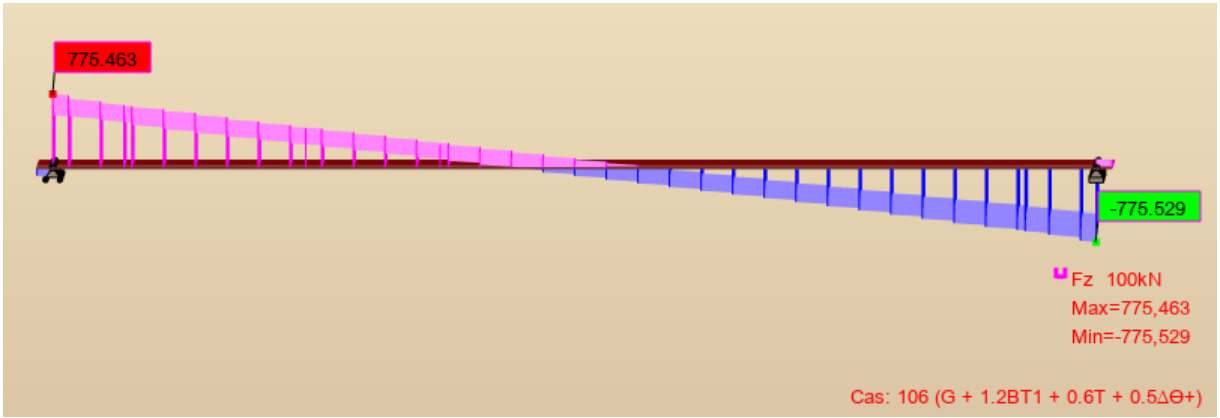

865.453
-865.481
Fz 100kN
Max=865,453
Min=-865,481
Cas: 33 (G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5ΔΘ)

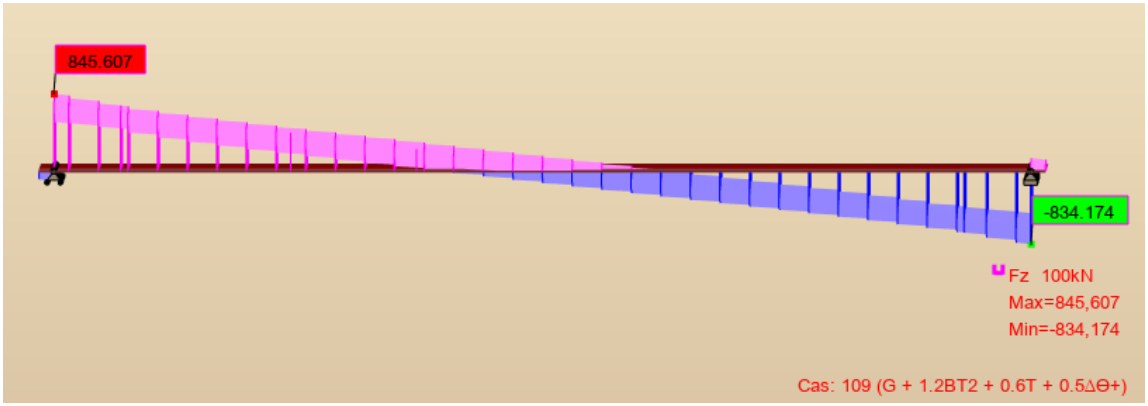

827.760
-827.787
Fz 100kN
Max=827,760
Min=-827,787
Cas: 34 (G + 1.2AL3+ 0.6T + 0.5ΔΘ)

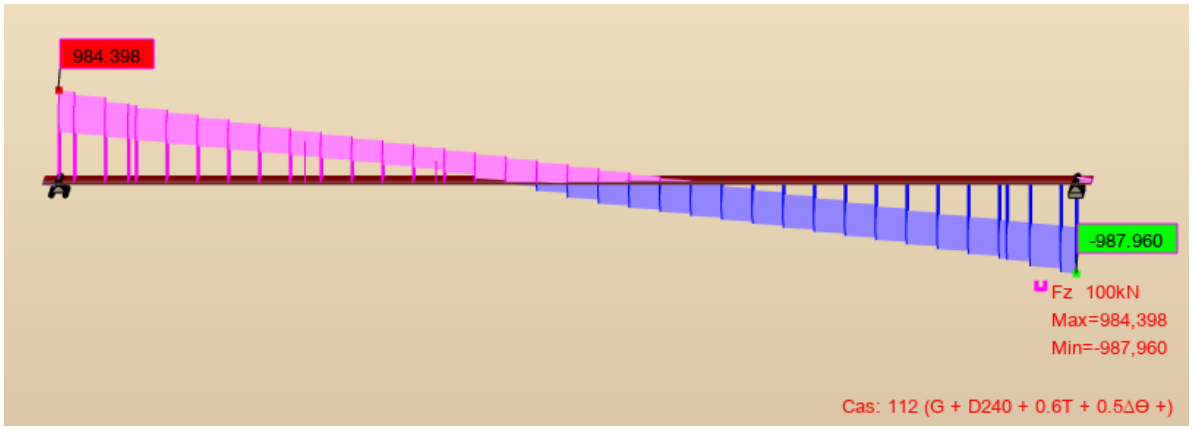

892.364
-876.916
Fz 100kN
Max=892,364
Min=-876,916
Cas: 97 (G + 1.2BC1 + 0.6T + 0.5ΔΘ+)

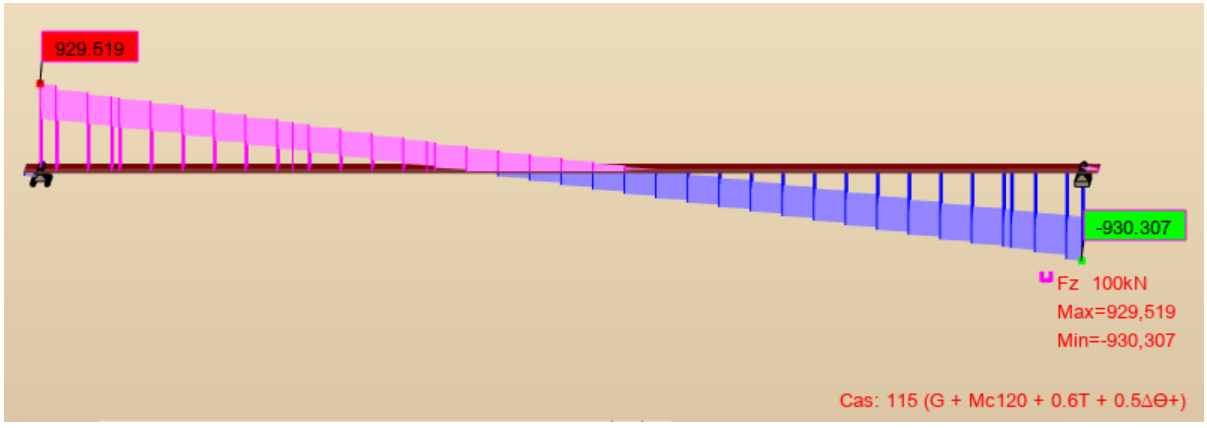

917.190
-913.581
Fz 100kN
Max=917,190
Min=-913,581
Cas: 100 (G + 1.2BC2+ 0.6T + 0.5ΔΘ+)


806.055
-795.782
Fz 100kN
Max=806,055
Min=-795,782
Cas: 103 (G + 1.2BC3 + 0.6T + 0.5ΔΘ+)


775.463
-775.529
Fz 100kN
Max=775,463
Min=-775,529
Cas: 106 (G + 1.2BT1 + 0.6T + 0.5ΔΘ+)

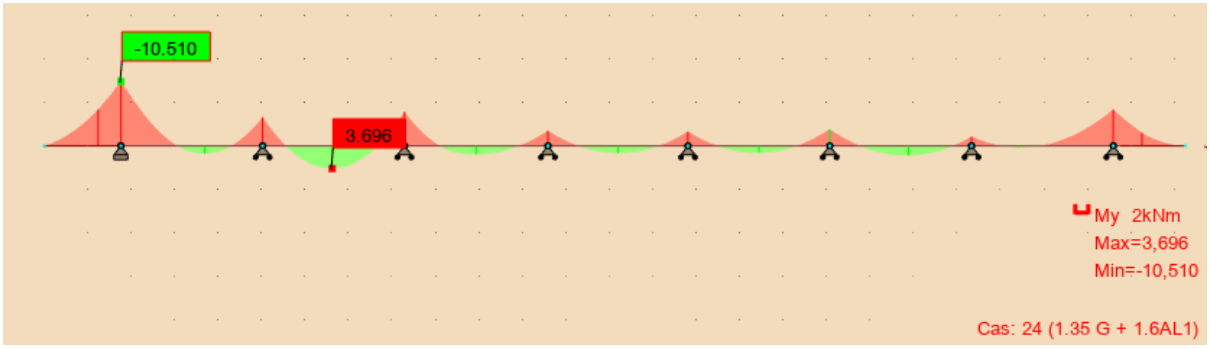

845.607
-834.174
Fz 100kN
Max=845,607
Min=-834,174
Cas: 109 (G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5ΔΘ+)

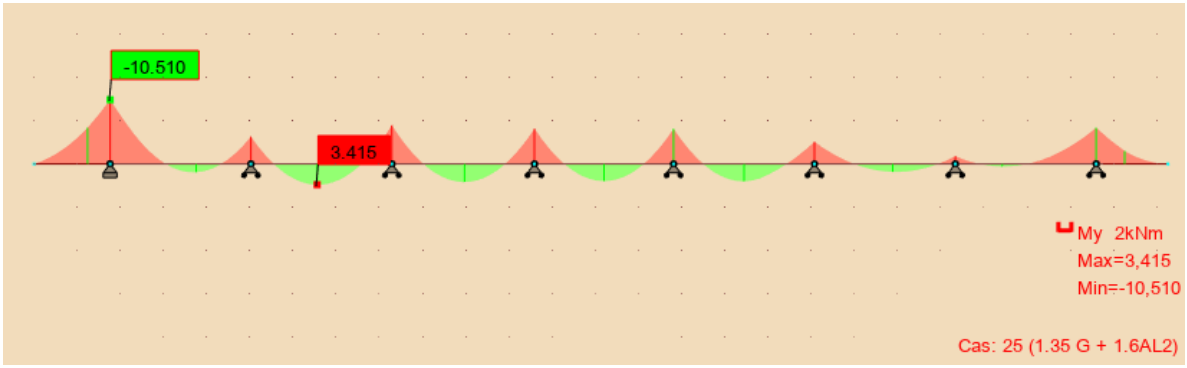

984.398
-987.960
Fz 100kN
Max=984,398
Min=-987,960
Cas: 112 (G + D240 + 0.6T + 0.5ΔΘ +)

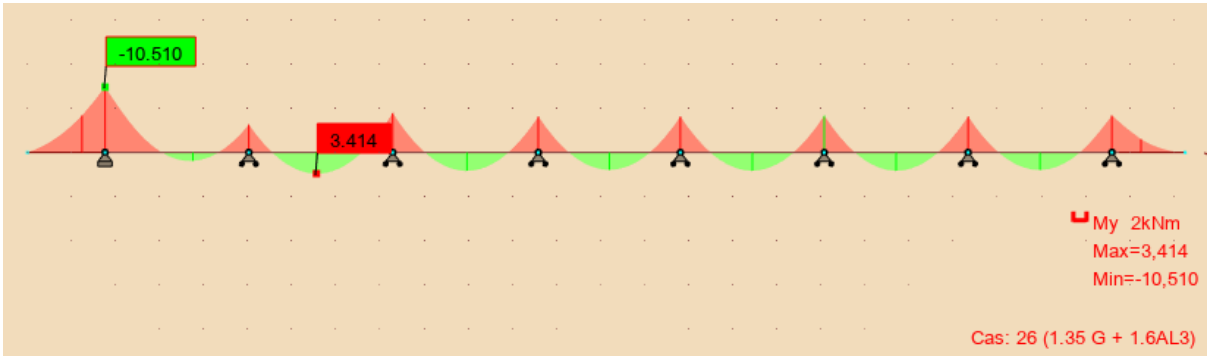

929.519
-930.307
Fz 100kN
Max=929,519
Min=-930,307
Cas: 115 (G + Mc120 + 0.6T + 0.5ΔΘ+)

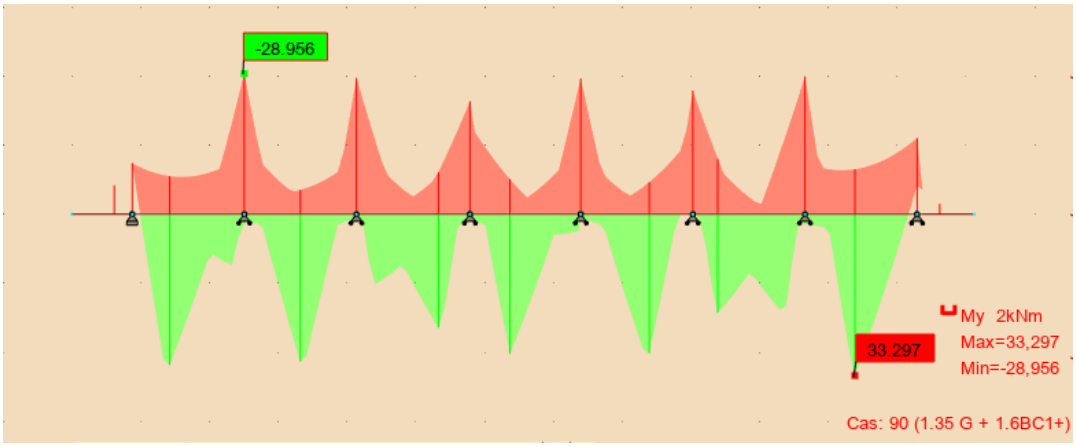
LE MOMENT DE L'HOURDIS

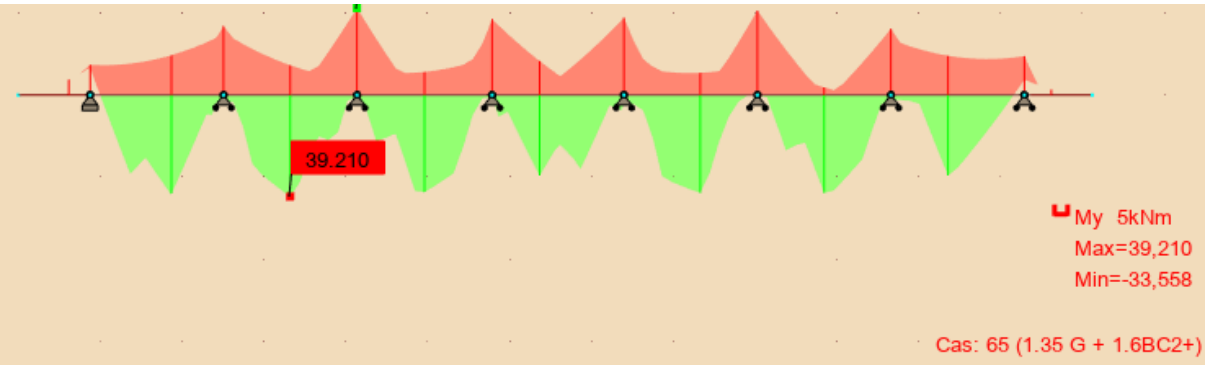
COMBINAISONS ELU

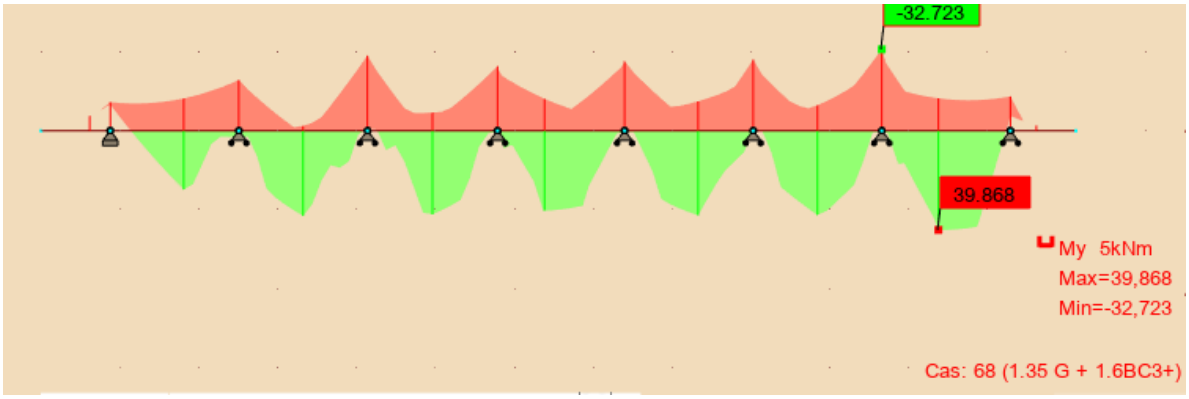


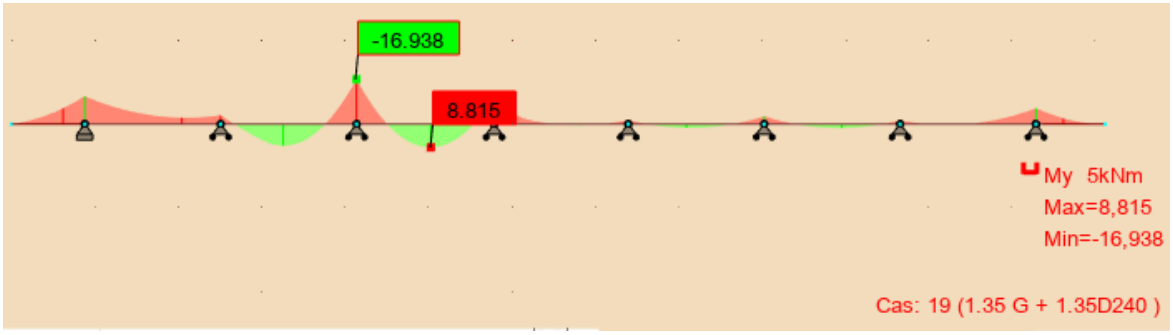




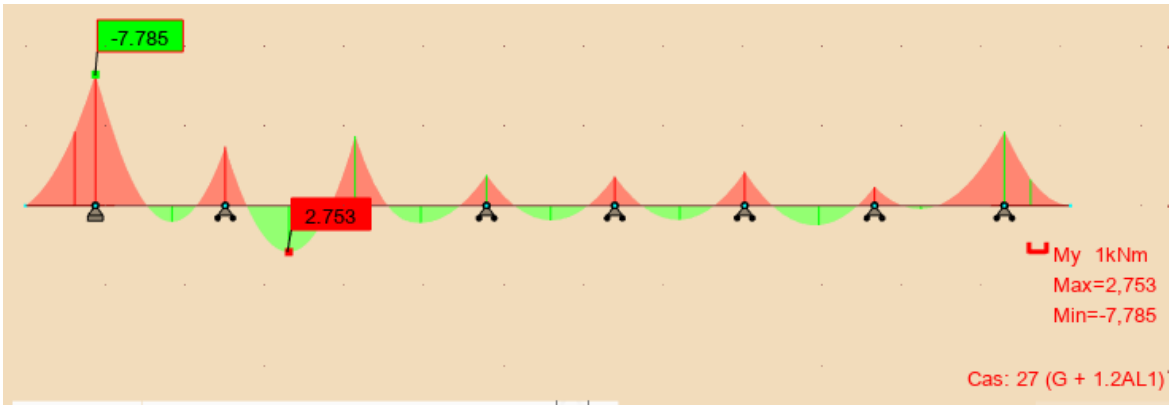


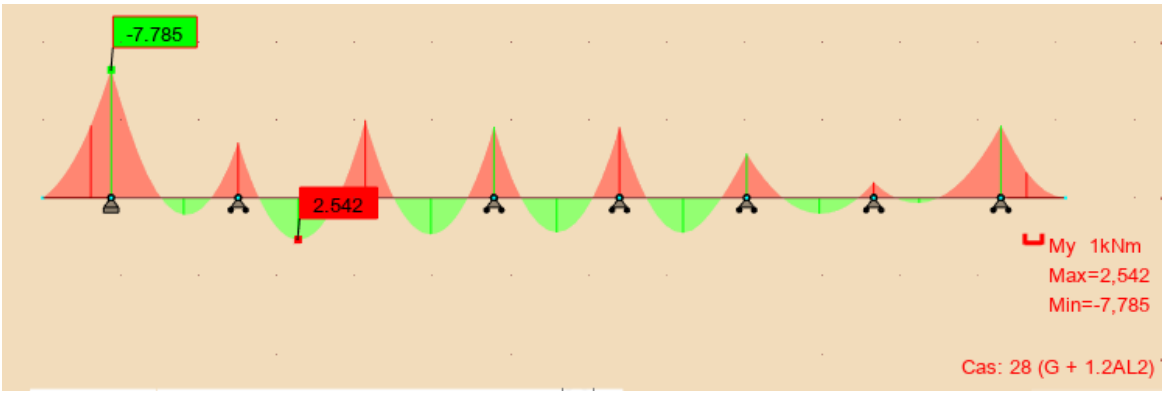


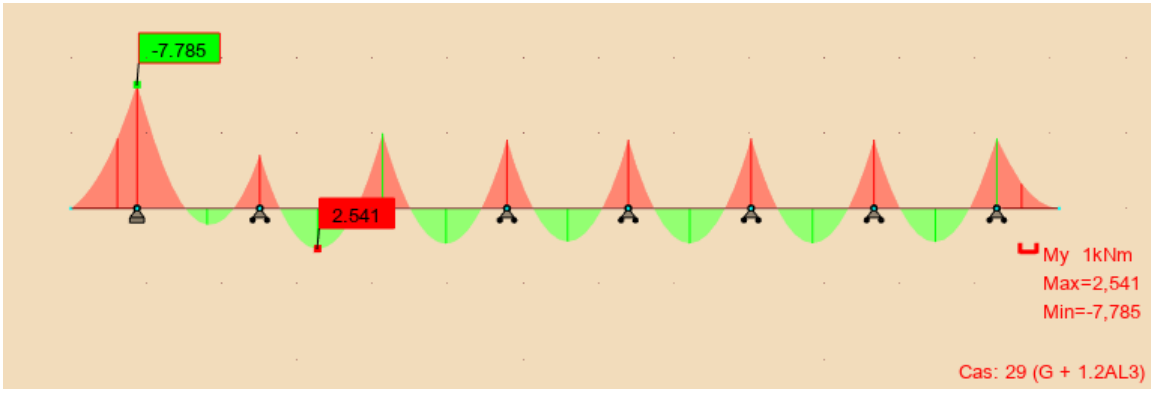


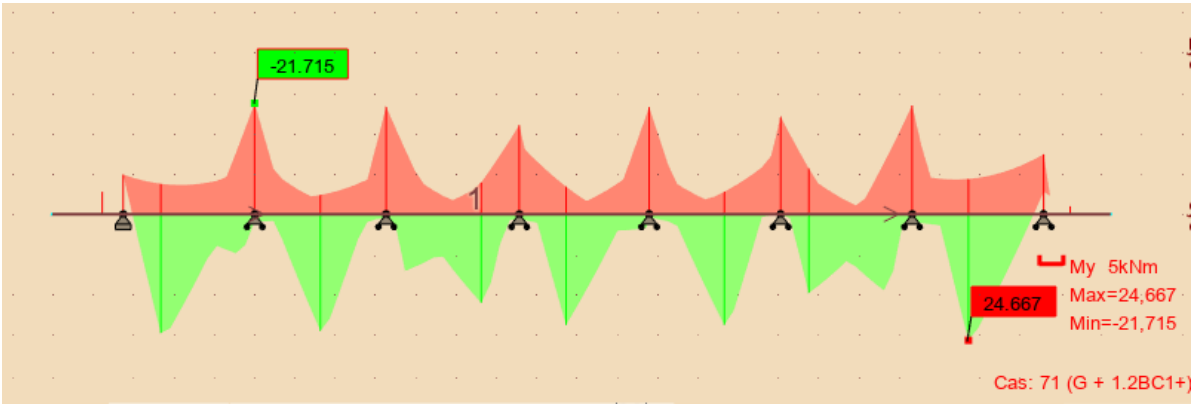


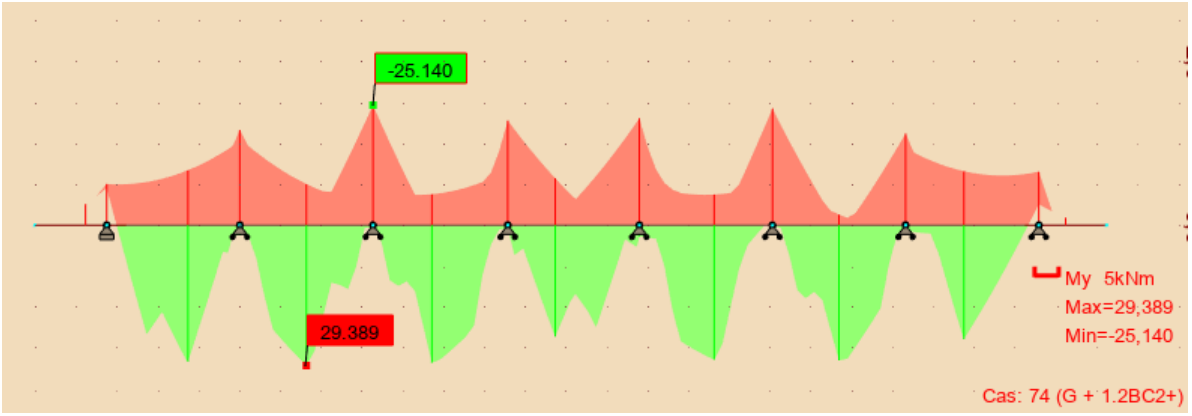
COMBINAISONS ELS

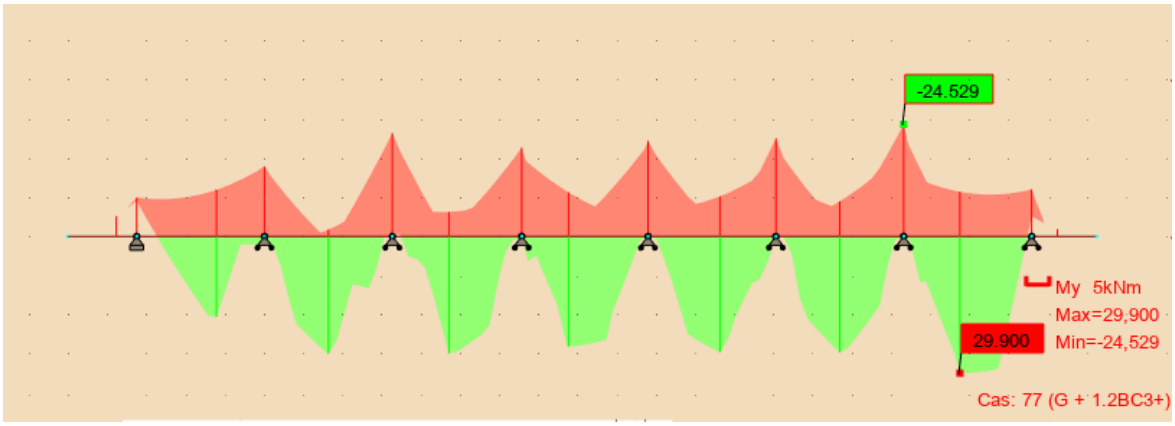


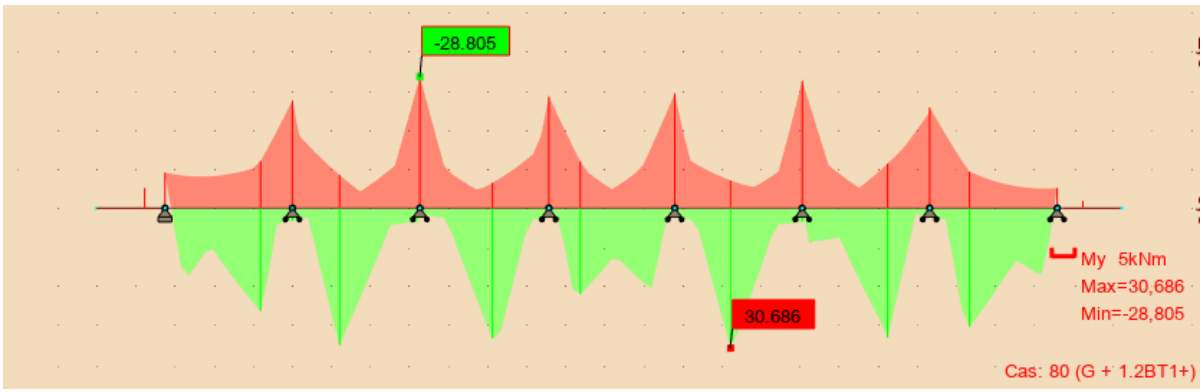

-7.785
2.542
My 1kNm
Max=2,542
Min=-7,785
Cas: 28 (G + 1.2AL2)

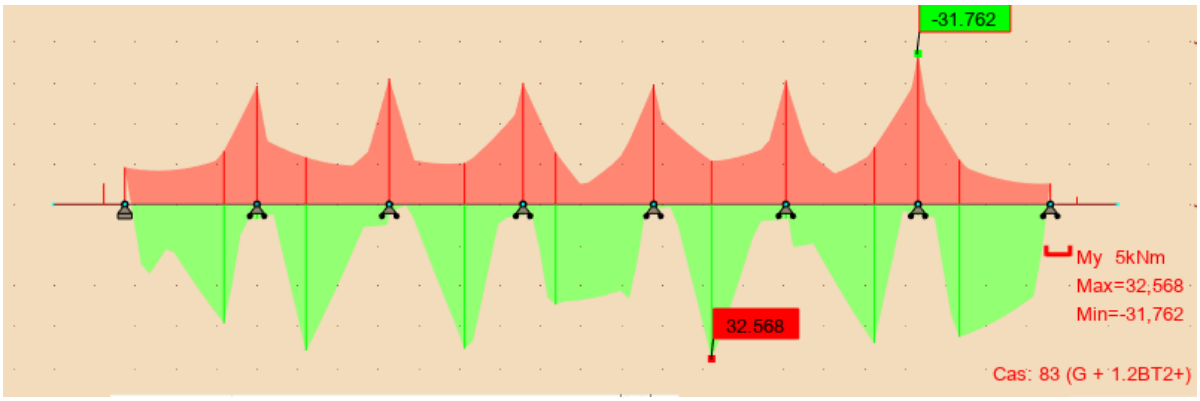

-7.785
2.541
My 1kNm
Max=2,541
Min=-7,785
Cas: 29 (G + 1.2AL3)

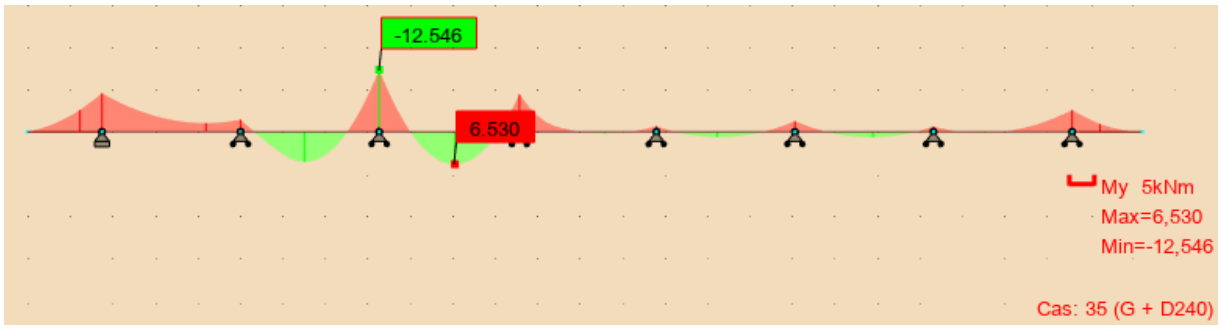

-21.715
My 5kNm
Max=24,667
Min=-21,715
24.667
Cas: 71 (G + 1.2BC1+)


-25.140
My 5kNm
Max=29,389
Min=-25,140
29.389
Cas: 74 (G + 1.2BC2+)


-24.529
My 5kNm
Max=29,900
29.900
Min=-24,529
Cas: 77 (G + 1.2BC3+)

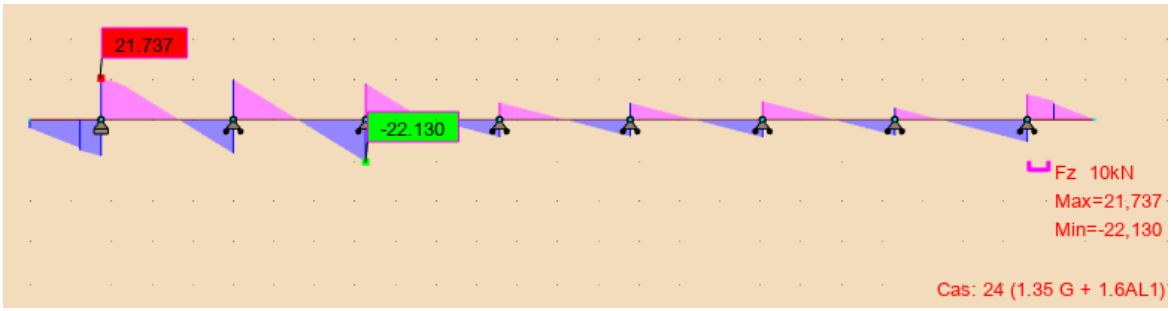

-28.805
My 5kNm
Max=30,686
30.686
Min=-28,805
Cas: 80 (G + 1.2BT1+)

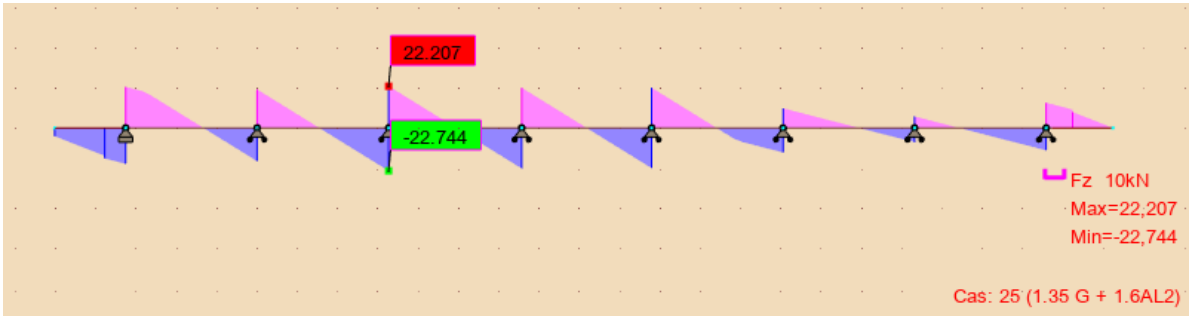

-31.762
My 5kNm
Max=32,568
32.568
Min=-31,762
Cas: 83 (G + 1.2BT2+)

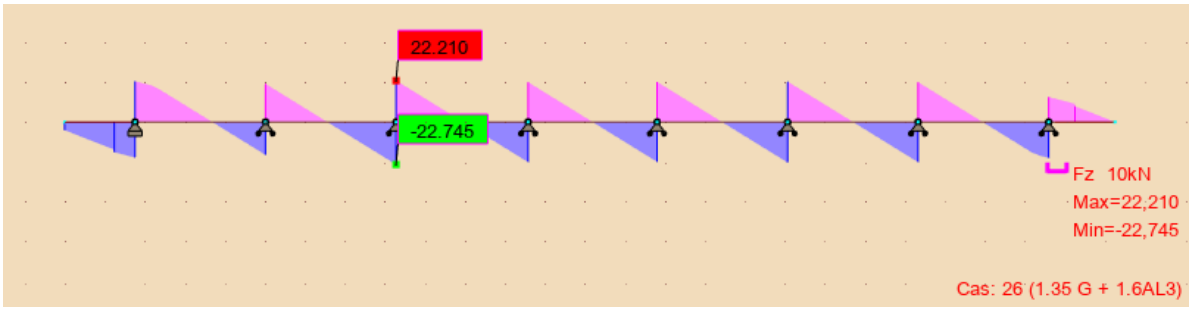

-12.546
6.530
My 5kNm
Max=6,530
Min=-12,546
Cas: 35 (G + D240)

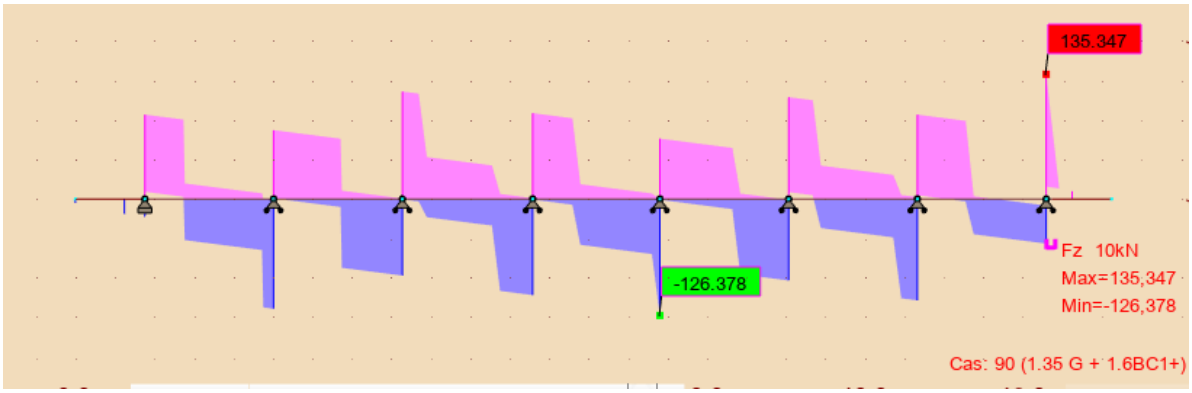
L'EFFORT TRANCHANT DE L'HOURDIS

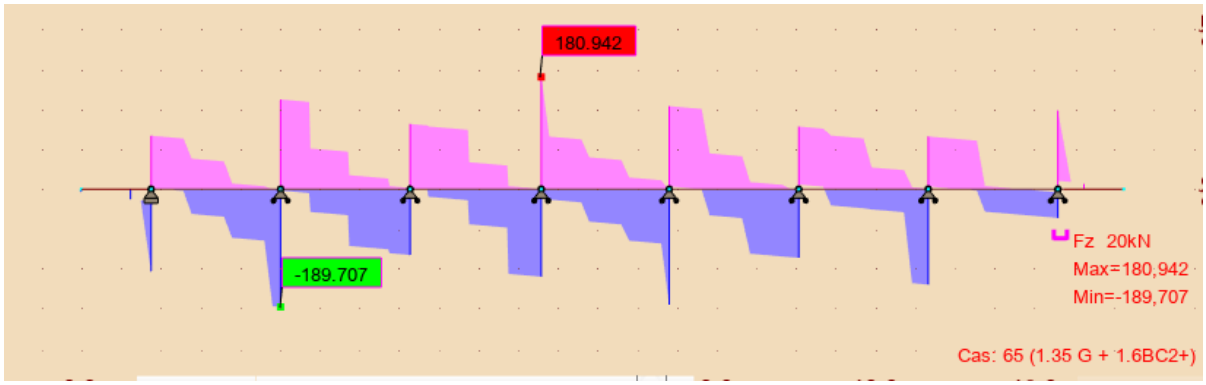
COMBINAISON ELU

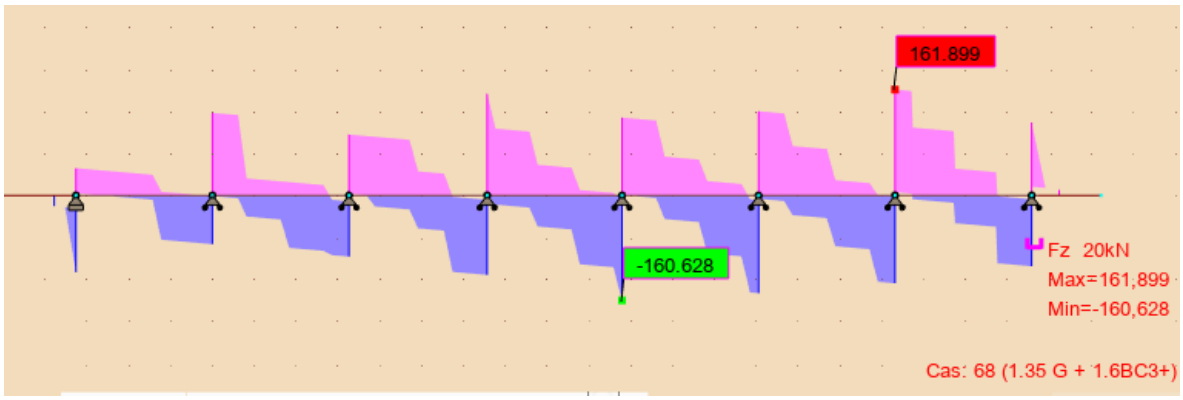


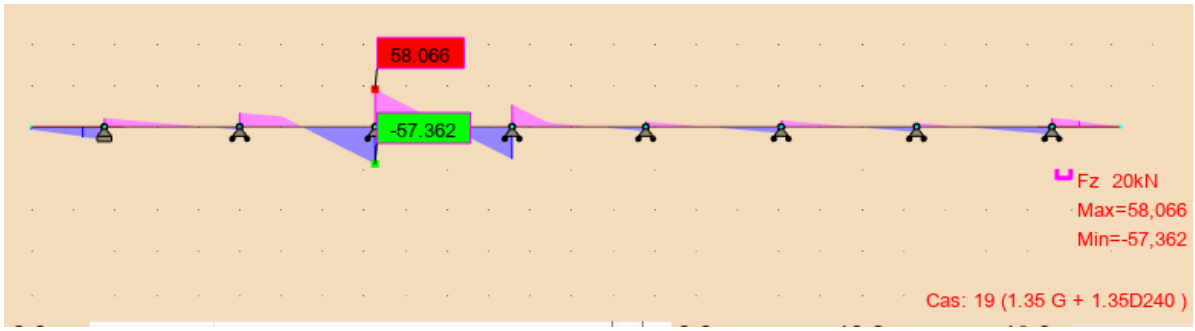




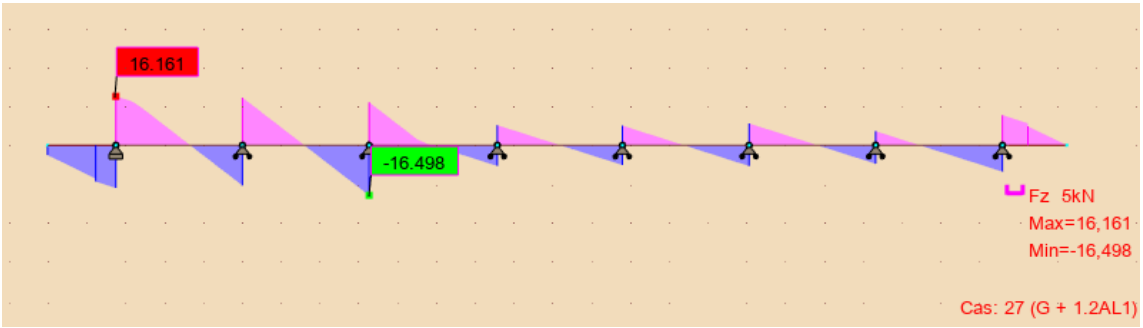


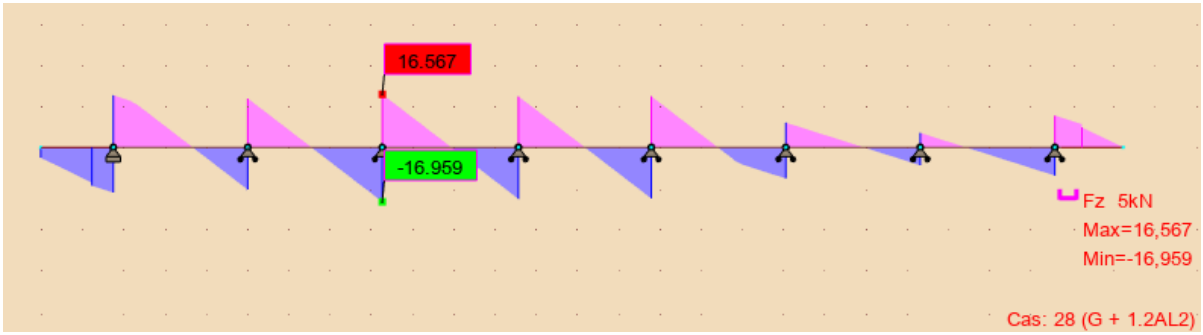


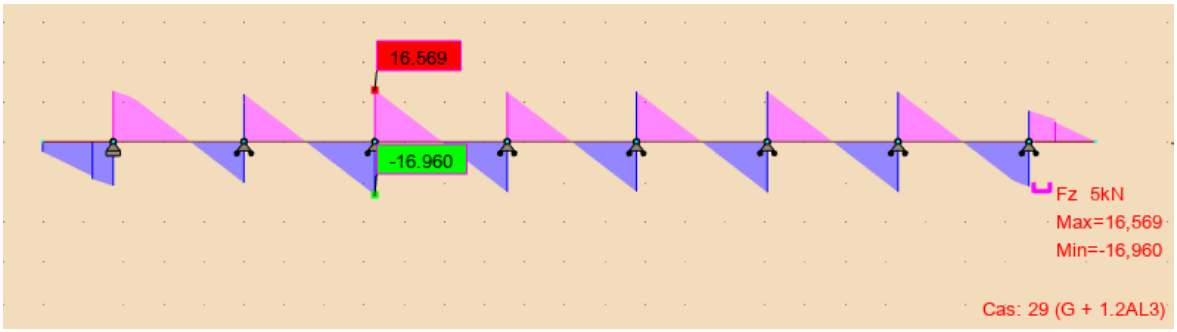


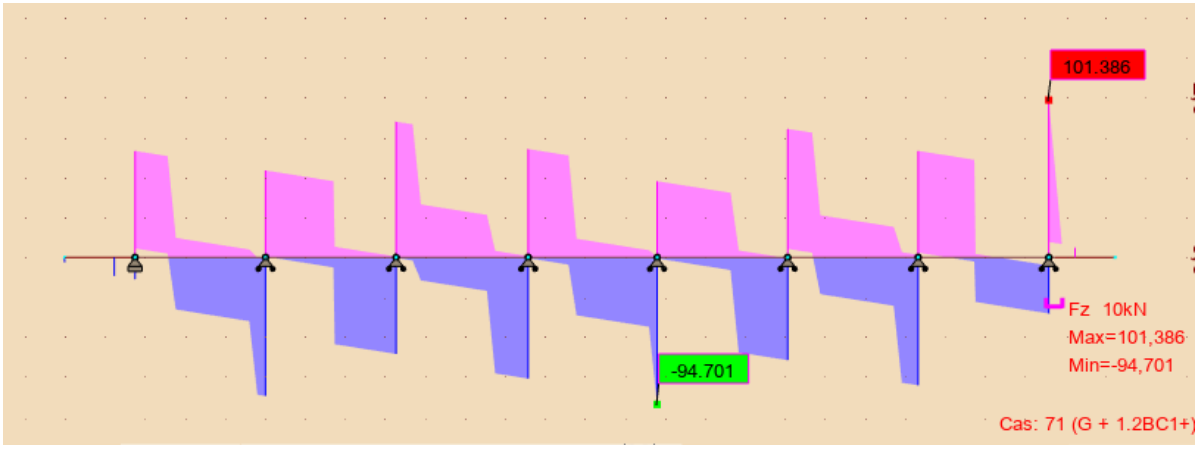


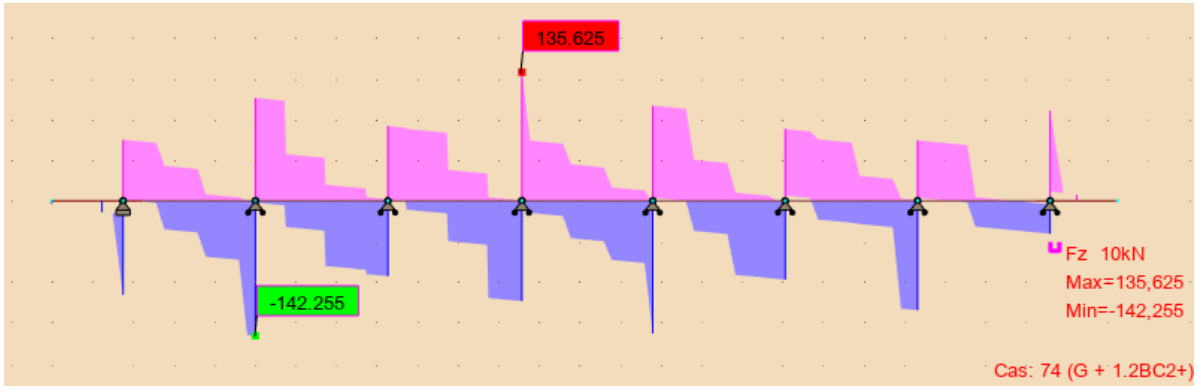
COMBINAISON ELS

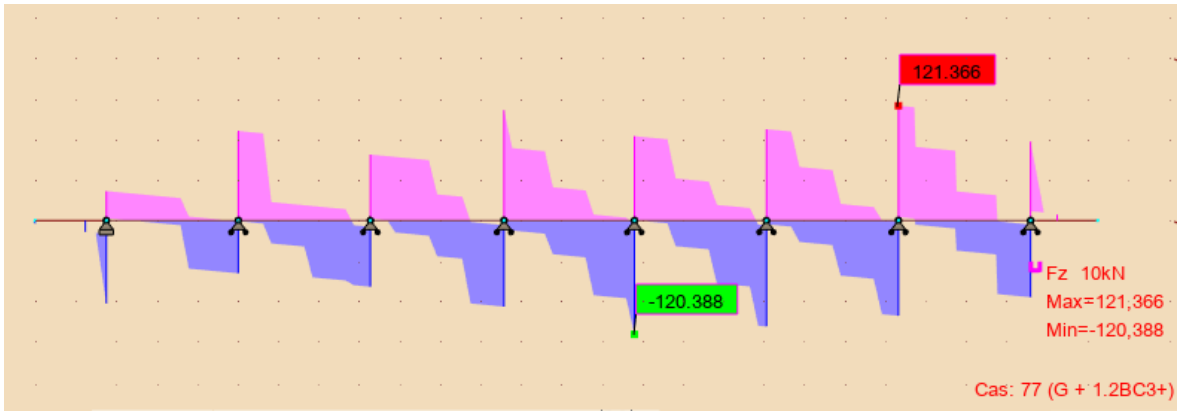


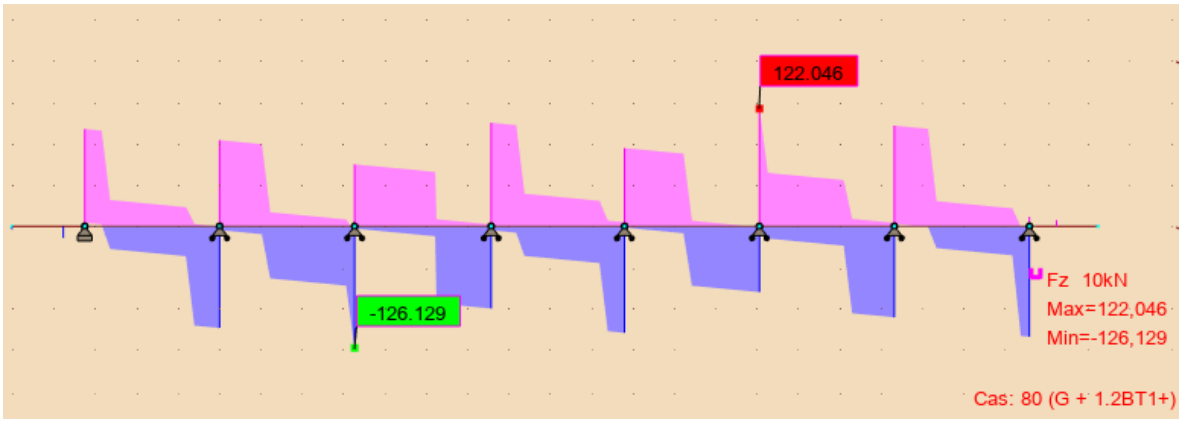

16.567
-16.959
Fz 5kN
Max=16,567
Min=-16,959
Cas: 28 (G + 1.2AL2)

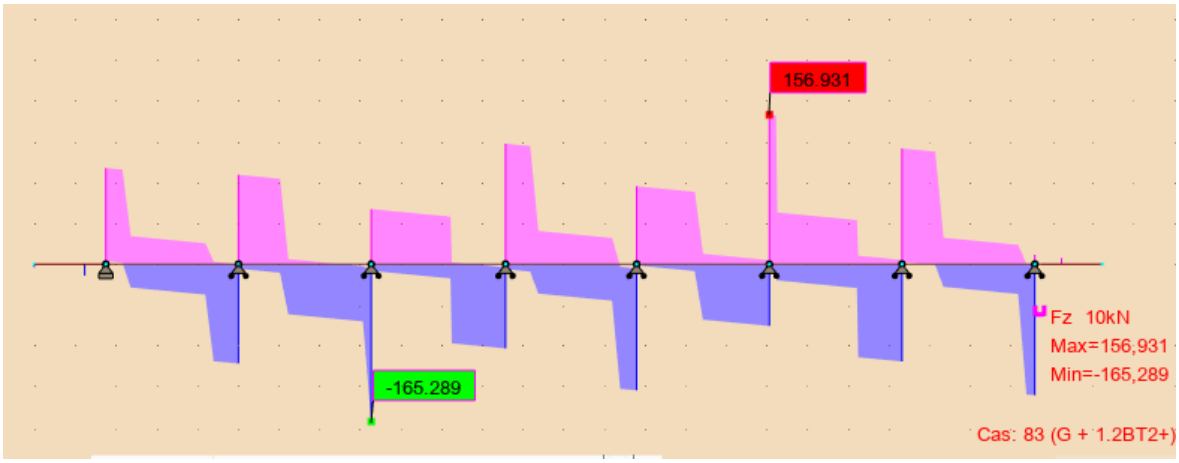

16.569
-16.960
Fz 5kN
Max=16,569
Min=-16,960
Cas: 29 (G + 1.2AL3)

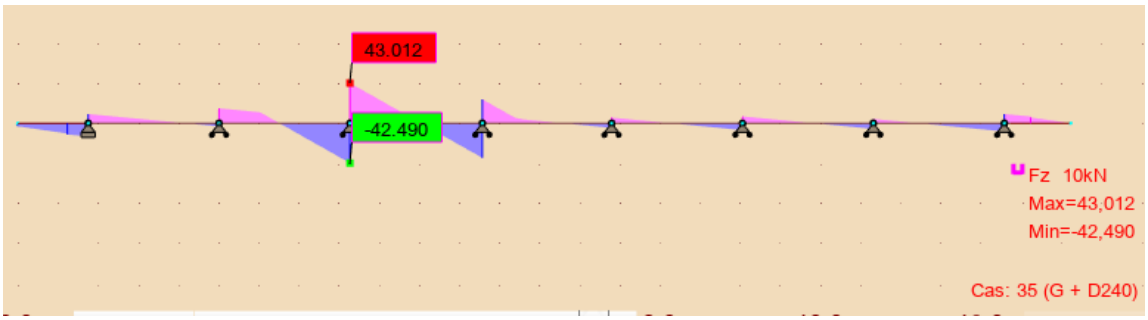

101.386
-94.701
Fz 10kN
Max=101,386
Min=-94,701
Cas: 71 (G + 1.2BC1+)


135.625
-142.255
Fz 10kN
Max=135,625
Min=-142,255
Cas: 74 (G + 1.2BC2+)


121.366
-120.388
Fz 10kN
Max=121,366
Min=-120,388
Cas: 77 (G + 1.2BC3+)

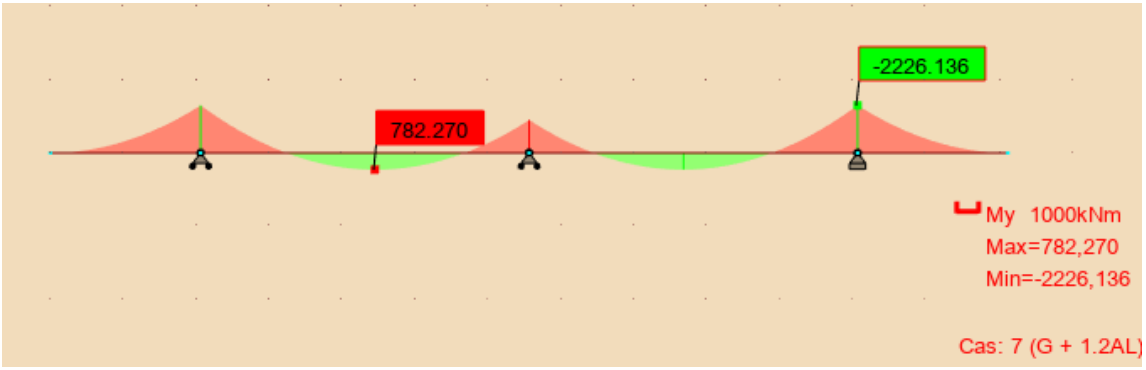

122.046
-126.129
Fz 10kN
Max=122,046
Min=-126,129
Cas: 80 (G + 1.2BT1+)

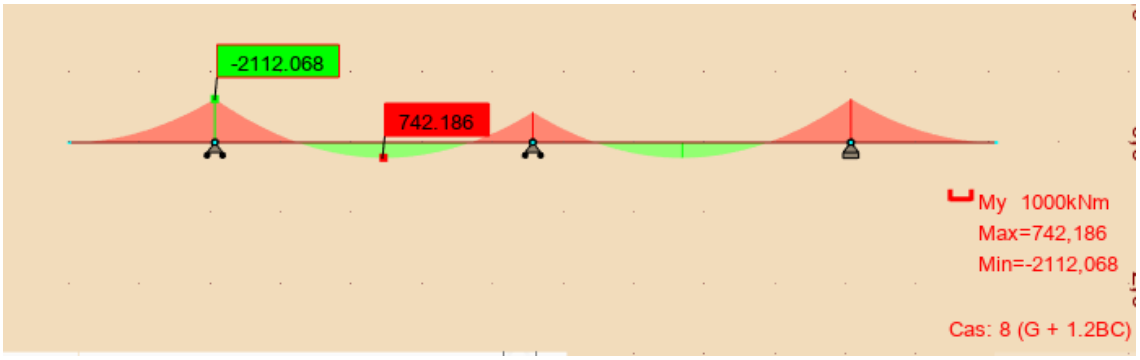

156.931
-165.289
Fz 10kN
Max=156,931
Min=-165,289
Cas: 83 (G + 1.2BT2+)

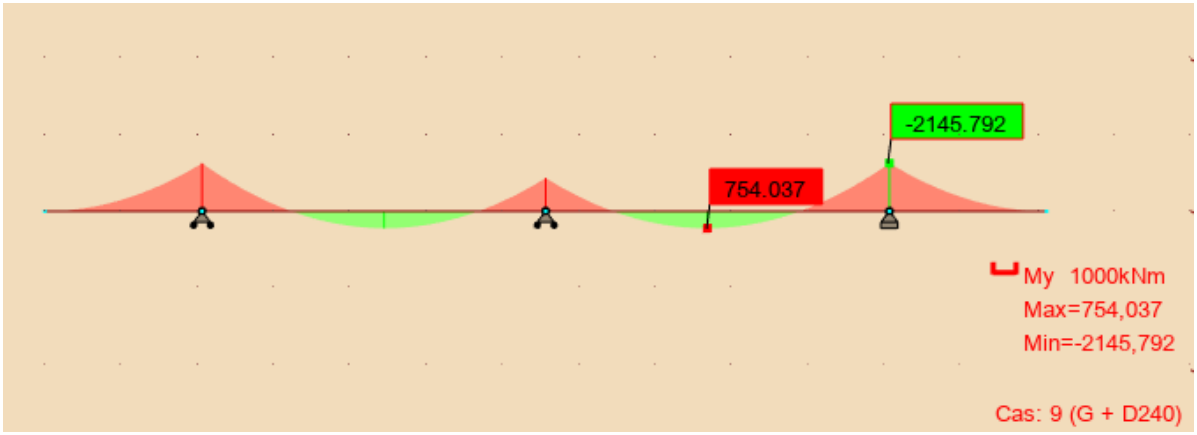

43.012
-42.490
Fz 10kN
Max=43,012
Min=-42,490
Cas: 35 (G + D240)

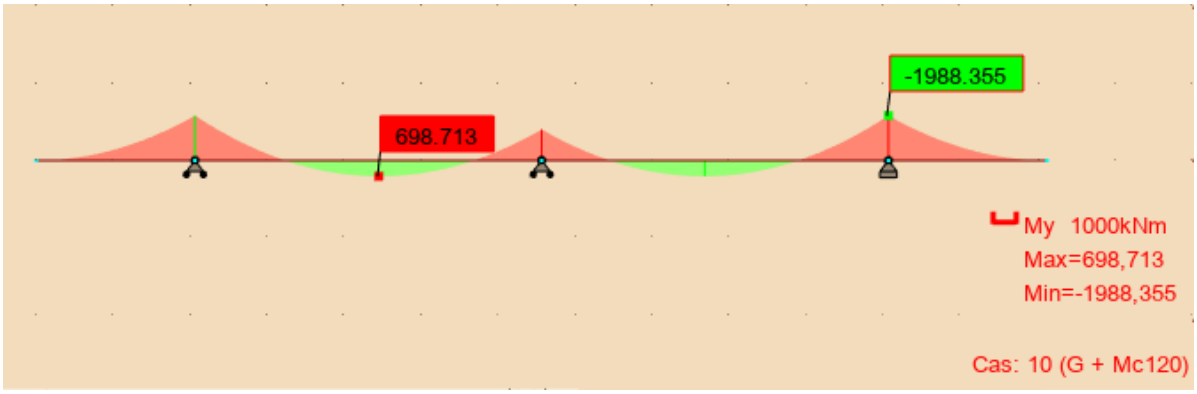
MOMENT DE CHEVETREE

COMBINAISONS ELS

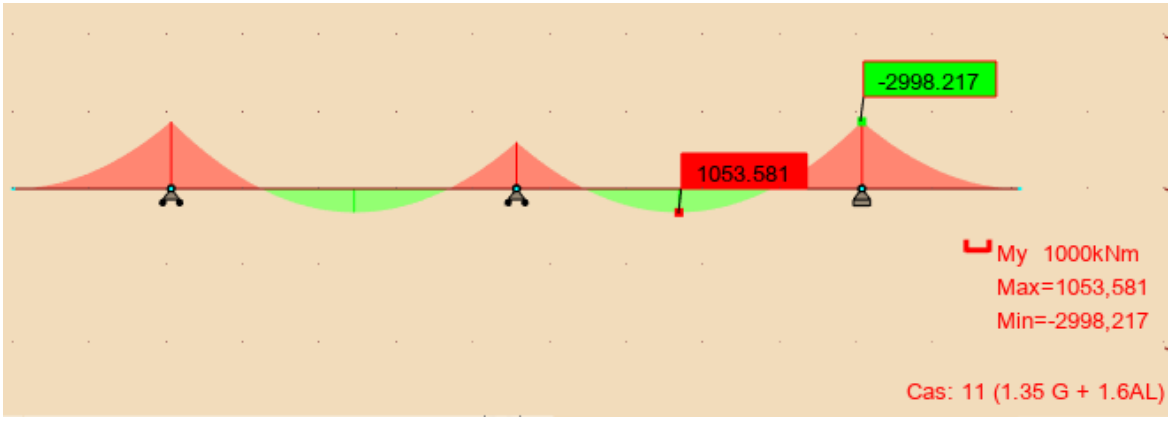


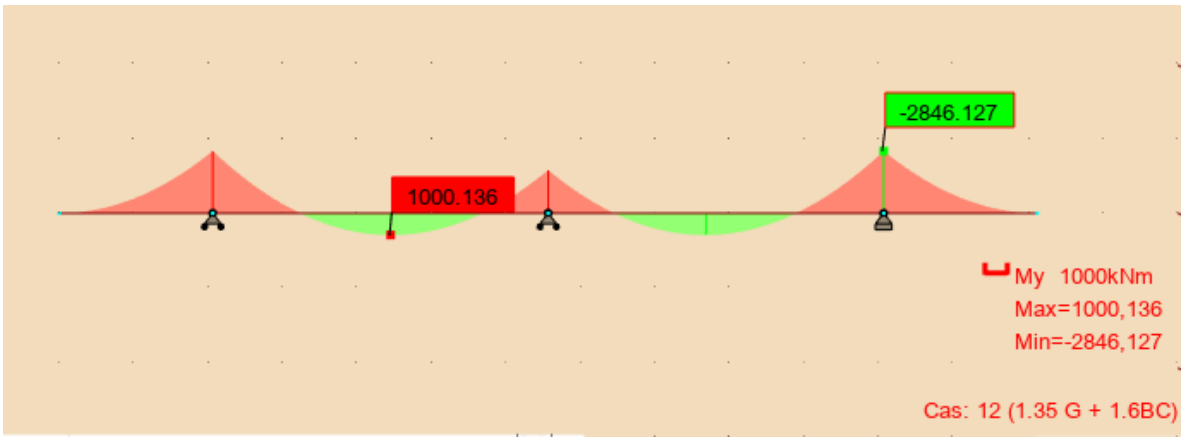


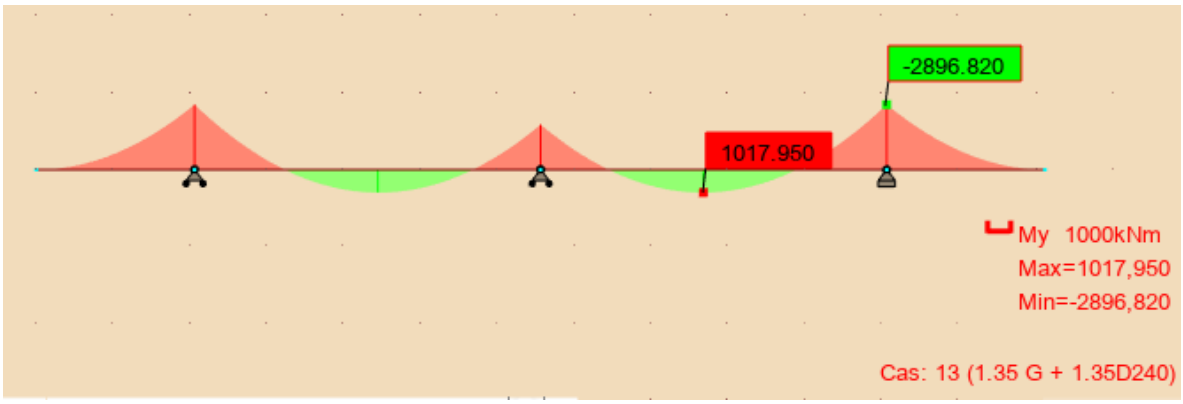


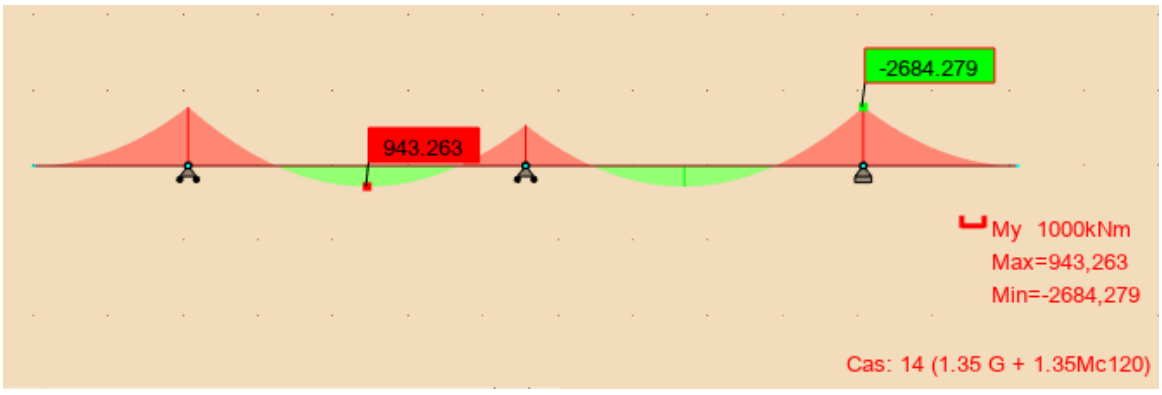


COMBINAISONS ELU



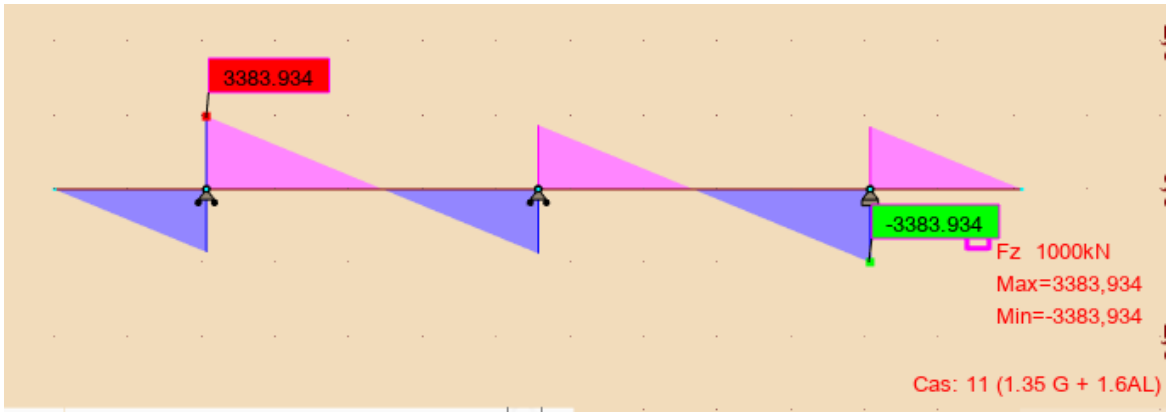


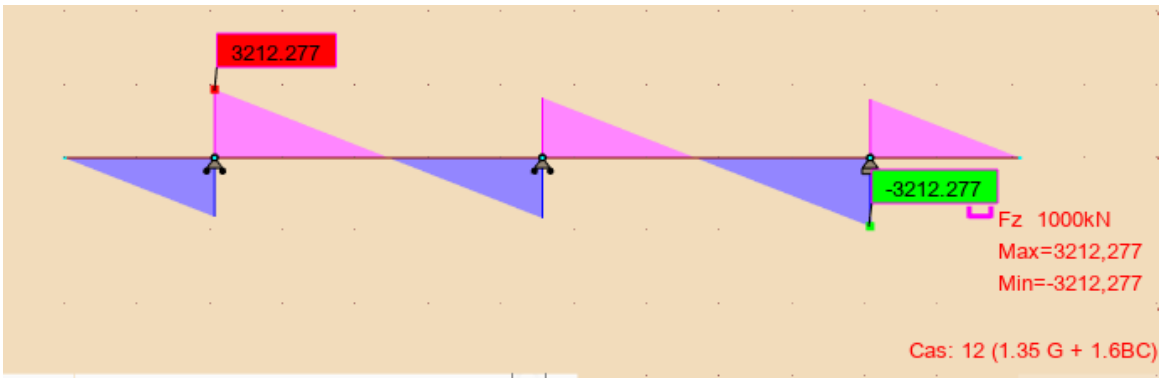


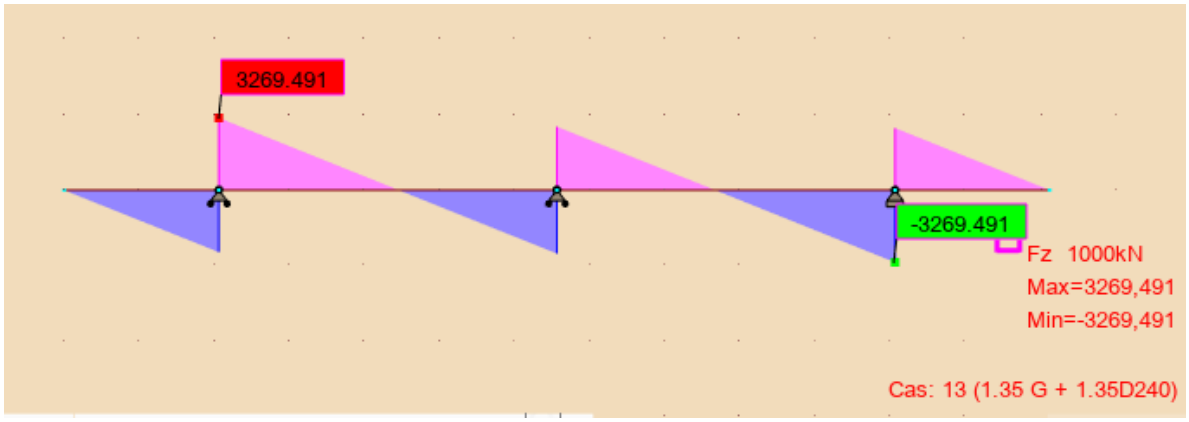


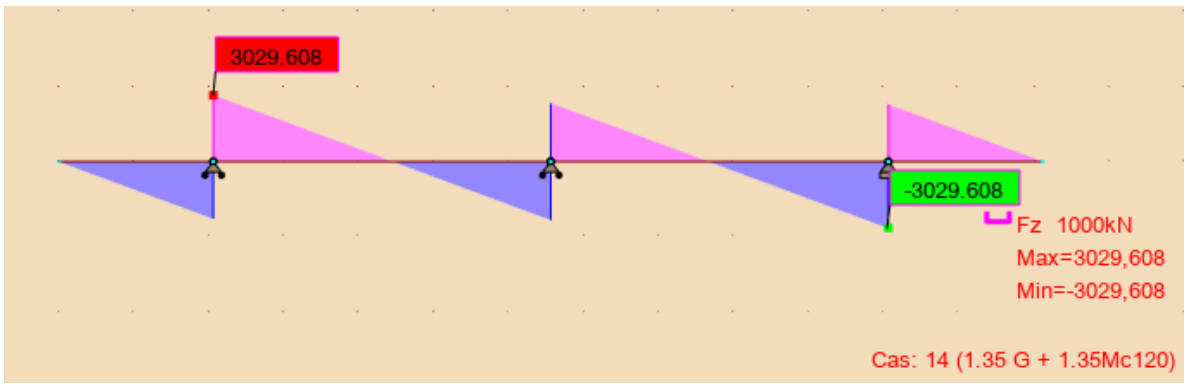
L'EFFORT TRANCHANT DE CHEVETERE

COMBINAISONS ELU

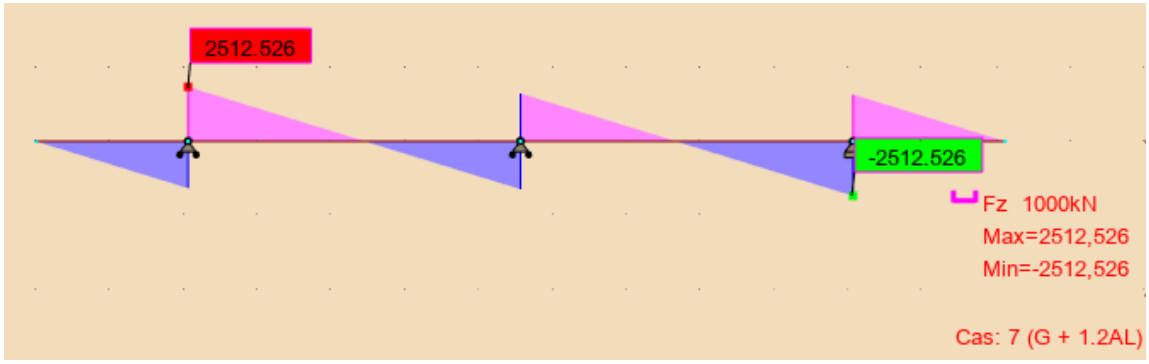


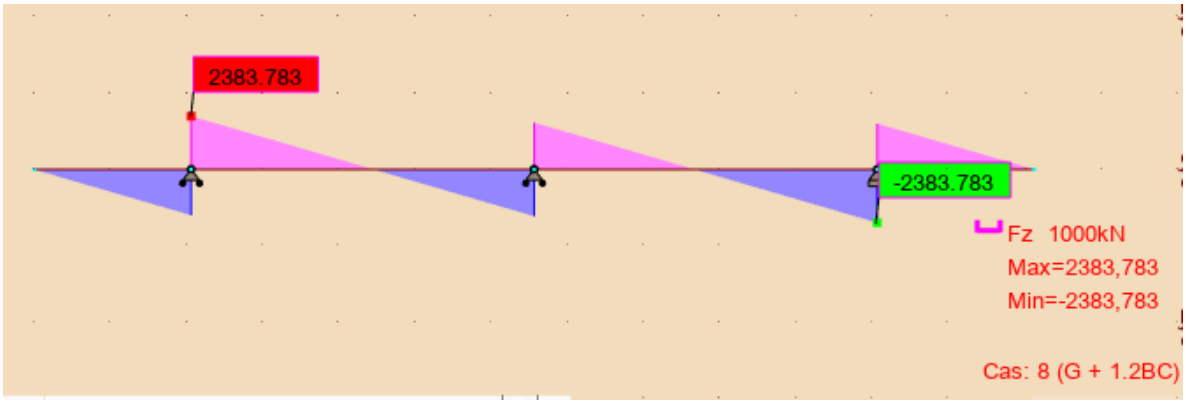


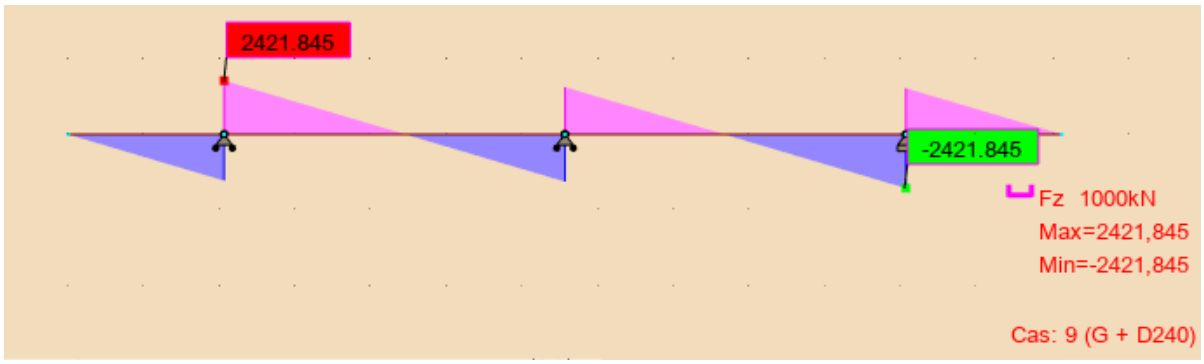


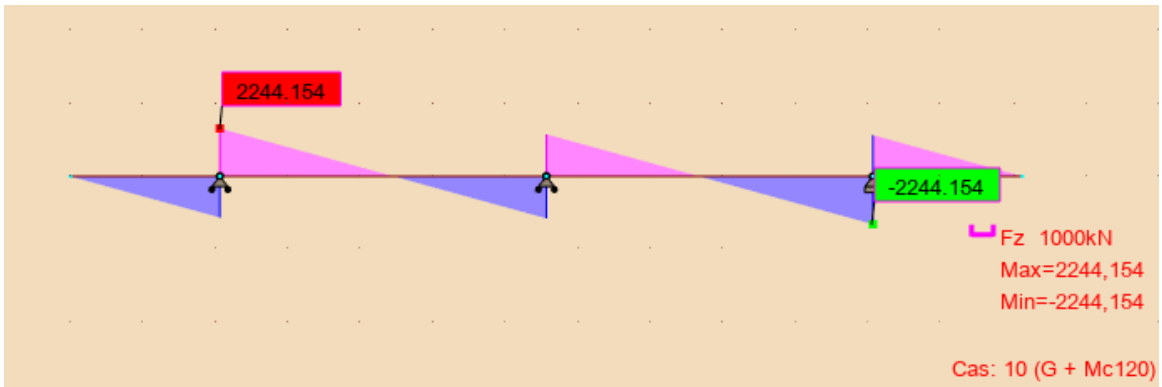


COMBINAISONS ELS









ANNEXE C

ENSTP 2021/2022

REACTIONS DUES AUX SURCHARGES

Système de charge A(l)

Une travée chargée

$Q_{A(l)}$	35.441	KN/ml	Pour une voie chargé
$Q_{A(l)}$	70.883	KN/ml	Pour deux voies chargées
$Q_{A(l)}$	95.692	KN/ml	Pour trois voies chargées

Deux travées chargées

$Q_{A(l)}$	23.80	KN/ml	Pour une voie chargé
$Q_{A(l)}$	47.60	KN/ml	Pour deux voies chargées
$Q_{A(l)}$	64.26	KN/ml	Pour trois voies chargées

Réactions

Culée	$R_{A(l)}$	1626.76	KN/ml
Pile	$R_{A(l)}$	3253.51	KN/ml

Système de charge Bc

Culée	R	471.82	KN	/
	R_{Bc}	601.43	KN	Pour une voie chargée
	R_{Bc}	1111.81	KN	Pour deux voies chargées
	R_{Bc}	1447.4	KN	Pour trois voies chargées

Pile	R	520.45	KN	/
	R_{Bc}	663.432	KN	Pour une voie chargée
	R_{Bc}	1226.42	KN	Pour deux voies chargées
	R_{Bc}	1597.10	KN	Pour trois voies chargées

Réactions

Culée	R_{Bc}	1447.84	KN/ml
Pile	R_{Bc}	1597.10	KN/ml

Charge militaire MC120

Q_{Mc120}	1100	KN
Q_{Mc120}	180.33	KN/ml

Réactions

Culée	R	1015.00	KN
	R_{Mc120}	1083.92	KN

Pile	R	1078.33	KN
	R_{Mc120}	1151.55	KN

Convoi exceptionnel : D240

Q_{D240}	2400	KN
Q_{D240}	129.03	KN/ml

Réactions

Culée	R_{D240}	1760.00	KN

Pile	R_{D240}	2125.09	KN

INFRASTRUCTURE

Etude statique

Calcul des Futs

Combinaisons à l'ELS

	N	H	MH	MV	M
G	16079,55	150,06	3391,45	0,00	3391,45
G+1.2Al+0.6T	19983,77	281,46	6360,97	0,00	636.97
G+1.2Bc+0.6T	17996,07	366,06	11242,57	0,00	11242,57
G+Mc120+0.6T	17231,10	150,06	3391,45	0,00	3391,45
G+D240+0.6T	18204,64	150,06	3391,45	0,00	3391,45

Combinaisons à l'ELU

	N	H	MH	MV	M
1,35G	21707,40	208,76	4718,01	0,00	4718,01
1.35G+1.6Al++0.9T	26913,01	383,95	8677,36	0,00	8677.36
1.35G+1.6B+0.9T	24262,75	496,76	11226,81	0,00	11226,81
1.36G+1.35Mc120+0.9T	23261,99	208,76	4718,01	0,00	4718,01
1.35G+1.35D240+0.9T	24576,27	208,76	4718,01	0,00	4718,01

Calcul des Pieux

Combinaisons à l'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM	R_1	R_2
G	18994,05	150,06	3609,04	0,00	3609,04	2123,63	2624,88
G+1.2Al+0.6T	22898,27	281,46	6769,08	0,00	6769,08	2392,21	3332,36
G+1.2Bc+0.6T	20910,57	366,06	11963,88	0,00	11963,88	1783,00	3444,65
G+Mc120+0.6T	20145,60	150,06	3609,04	0,00	3609,04	2267,57	2768,83
G+D240+0.6T	21119,14	150,06	3609,04	0,00	3609,04	2389,26	2890,52

Combinaisons à l'ELU

	N	H	MH	MV	ΔM	R_1	R_2
1,35G	25641,97	208,76	5020,71	0,00	5020,71	2856,59	3553,91
1.35G+1.6Al++0.9T	30847,59	383,95	9234,09	0,00	9234,09	3214,69	4497,21
1.35G+1.6B+0.9T	28197,33	496,76	11947,11	0,00	11947,11	2695,01	4354,33
1.36G+1.35Mc120+0.9T	27196,56	208,76	5020,71	0,00	5020,71	3050,91	3748,23
1.35G+1.35D240+0.9T	28510,84	208,76	5020,71	0,00	5020,71	3215,20	3912,52

Evaluation des efforts agissants sur la culée

Combinaisons à l'ELS

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	18864,08	5967,70	-26720,80	17205,77	-9515.03
G+0.6T+1.2Q	18864,08	6532,55	-30395,10	17205,77	-13189,33
G+0.6T+1.2A(l)+ST	20816,18	6059,31	-27631,40	17205,77	-10425,63
G+0.6T+1.2Bc+ST	20198,25	6147,703	-28510,00	17205,77	-11304,23
G+0.6T+Mc120	19947,99	5967,70	-26720,80	17205,77	-9515,03
G+0.6T+D240	20624,08	5967,70	-26720,80	17205,77	-9515,03

Combinaisons à l'ELU

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	25466,50	8062,57	-36134,45	23227,79	-12906.66
1.35G+0.9T+1.6Q	25466,50	8815,70	-41033,52	23227,79	-17805,73
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	28069,31	8184,72	-37348,59	23227,79	-14120,79
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	27245,40	8302,57	-38520,05	23227,79	-15292,26
1.35G+0.9T+1.35Mc120	26929,79	8062,57	-36134,45	23227,79	-12906,66
1.35G+0.9T+1.35D240	27842,50	8062,57	-36134,45	23227,79	-12906,66

Calcul des Pieux

Combinaisons à l'ELS

	1ère file	3ème file
	R1(KN)	R3(KN)
G+0.6T	1693,55	3022,47
G+0.6T+1.2Q	1436,97	3279,05
G+0.6T+1.2A(l)+ST	1873,98	3330,07
G+0.6T+1.2Bc+ST	1735,38	3314,18
G+0.6T+Mc120	1829,04	3157,96
G+0.6T+D240	1913,55	3242,47

Combinaisons à l'ELU

	1ère file	3ème file
	R1(KN)	R3(KN)
1.35G+0.9T	2282,01	4084,62
1.35G+0.9T+1.6Q	1939,90	4426,73
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	2522,57	4494,75
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	2337,78	4473,57
1.35G+0.9T+1.35Mc120	2464,92	4267,53
1.35G+0.9T+1.35D240	2579,01	4381,62

Résultats De La Méthode Spectral

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumule de participation (%)		
			UX	UY	UZ	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	4.02	0.25	1.34	14.32	0.00	1.34	14.32	0.00
2	4.53	0.22	43.20	0.00	0.00	44.53	14.32	0.00
3	4.87	0.21	0.93	4.35	0.00	45.46	18.87	0.00
4	5.52	0.18	3.05	25.14	0.00	48.51	43.81	0.00
5	5.83	0.17	0.21	0.17	0.00	48.72	43.97	0.00
6	5.94	0.17	0.97	13.13	0.00	49.70	57.10	0.00
7	6.02	0.17	0.02	0.01	0.00	49.71	57.11	0.00
8	6.04	0.17	0.22	12.90	0.00	49.93	70.01	0.00
9	6.70	0.15	13.71	0.33	0.00	63.64	70.34	0.00
10	6.87	0.15	0.42	20.16	0.00	64.06	90.50	0.00
11	7.03	0.14	0.00	1.08	0.00	68.89	91.58	0.00
12	7.09	0.14	4.82	0.11	0.00	70.75	91.70	0.00
13	7.14	0.14	0.01	0.13	0.00	70.75	91.82	0.00
14	7.25	0.14	1.86	0.04	0.00	70.75	91.88	0.00
15	7.96	0.13	0.00	0.00	0.00	70.87	91.87	0.00
16	8.34	0.12	0.00	1.89	0.00	71.10	93.76	0.00
17	8.45	0.12	0.12	0.09	0.00	72.78	93.85	0.00
18	8.51	0.12	0.23	0.07	0.00	94.22	93.92	0.00
19	8.74	0.11	1.68	0.00	0.00	97.99	93.92	0.00
20	10.30	0.10	21.45	0.31	0.00	94.22	94.23	0.00
21	10.44	0.10	3.77	0.00	0.00	97.99	94.23	0.00
22	11.49	0.09	0.03	1.78	0.00	98.02	96.01	0.00

23	11.56	0.09	0.01	0.85	0.00	98.03	96.86	0.00
24	12.63	0.08	0.34	0.64	0.00	98.37	97.50	0.00
25	12.78	0.08	0.05	0.25	0.00	98.42	97.75	0.00
26	13.18	0.08	0.00	0.27	0.00	98.42	98.01	0.00
27	14.46	0.07	1.48	0.02	0.00	99.90	98.04	0.00
28	16.78	0.06	0.00	0.22	0.00	99.90	98.26	0.00
29	17.18	0.06	0.01	0.55	0.00	99.91	98.81	0.00
30	17.48	0.06	0.00	0.00	0.00	99.91	98.81	0.00

Evaluation des efforts sur les appareils d'appuis selon la combinaison E1

Appareil d'appui des culées (E1)	FX	FY	FZ
1	13.57	4.008	0.00
2	1.113	3.283	0.00
3	5.533	5.517	5.456
4	1.256	3.587	0.000
5	2.027	4.809	0.001
6	1.690	4.288	0.001
7	1.457	3.883	0.000
8	1.085	3.390	0.000
9	12.782	3.642	0.000
10	15.965	3.358	0.000
11	9.954	3.933	0.000
12	7.892	4.145	0.000
13	6.480	4.295	0.000
14	5.138	4.458	0.000
15	5.073	4.485	0.000

16	5.592	4.396	0.000

Evaluation des efforts sur les appareils d'appuis selon la combinaison E2

Appareil d'appui des culées (E1)	FX	FY	FZ
1	3.056	12.714	2.122
2	1.563	9.962	0.001
3	1.246	8.338	0.000
4	1.111	7.645	0.000
5	1.821	11.171	0.003
6	1.386	9.026	0.000
7	1.140	7.882	0.000
8	5.499	7.887	0.000
9	2.239	8.110	0.000
10	2.232	8.107	0.001
11	6.026	8.132	0.001
12	4.637	8.100	0.000
13	3.593	8.121	0.000
14	2.858	8.117	0.000
15	2.441	8.114	0.000
16	2.162	8.110	0.000

ANNEXE D

Ferraillage de l'Hourdis

➢ Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

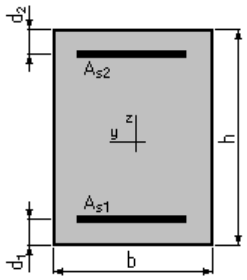
1. Hypotheses:

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)	42,37	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	31,76	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 7,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,1 (cm2)
théorique ρ = 0,35 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 42,37 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1,9 (cm)
Bras de levier: Z = 19,2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,06 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 31,76 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 5,5 (cm)
Bras de levier: Z = 18,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,3 (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 inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)**

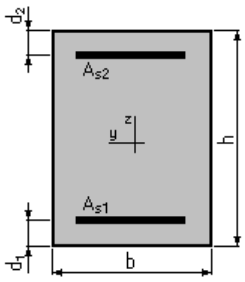
1. <u>Hypothčses:</u>

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. <u>Section:</u>

b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. <u>Moments appliqués:</u>

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	42,67	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	31,99	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 7,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,1 (cm2)

théorique ρ = 0,35 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 42,67 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1,9 (cm)
Bras de levier: Z = 19,2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,07 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 31,99 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 5,5 (cm)
Bras de levier: Z = 18,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,4 (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)

Ferraillage de Chevêtre

➢ **Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)**

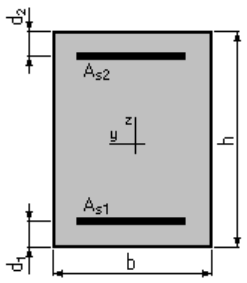
1. <u>Hypothčses:</u>

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. <u>Section:</u>

b = 275,0 (cm)
h = 165,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. <u>Moments appliqués:</u>

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	1053,58	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	782,27	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 44,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 44,0 (cm2)
théorique ρ = 0,10 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $\mathbf{M_{max}}$ = 1053,58(kN*m) $\mathbf{M_{min}}$ = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 2,86 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,7 (cm)
Bras de levier: Z = 157,7 (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 $\mathbf{M_{max}}$ = 782,27 (kN*m) $\mathbf{M_{min}}$ = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 2,13
Position de l'axe neutre: y = 25,4 (cm)
Bras de levier: Z = 151,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 8,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

➢ **Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)**

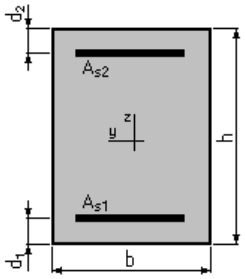
1. <u>Hypothčses:</u>

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. <u>Section:</u>

b = 275,0 (cm)
h = 165,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. <u>Moments appliqués:</u>

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	2226,14	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 59,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 44,0 (cm2)
théorique ρ = 0,13 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 2226,14(kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 29,1 (cm)
Bras de levier: Z = 150,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 23,4 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

- **Armatures transversales(Calcul de Section à l'effort Tranchant)**

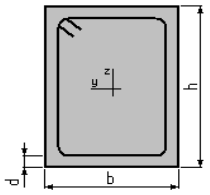
1. <u>Hypothèses</u> :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. <u>Section</u> :

b = 275,0 (cm)
h = 165,0 (cm)
d = 5,0 (cm)



3. <u>Efforts tranchants appliqués</u> :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	3383,93	0,00

4. <u>Résultats</u> :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,8 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,6 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 13,1 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4,0 (cm2)
Cadres: 2 Ø 16

Espacement : S_t = 18,3 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 8 + 8*16 + 1*20 + 1*25 + 11*40 (cm)

Ferraillage des Futs

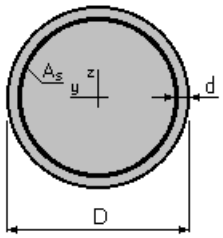
➢ Ferraillage longitudinale (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



D = 200,0 (cm)
d = 8,0 (cm)

3. <u>Efforts appliqués:</u>

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	5847,27	21518,70	7375,16

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 552,1 (cm2)
Section minimum $A_{S\,min}$ = 314,2 (cm2) Section maximum $A_{S\,max}$ = 1570,8 (cm2)
théorique ρ = 1,76 (%)
minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELA N = 5847,27 (kN) M_y = 21518,70 (kN*m) M_z = 7375,16 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 67,1 (cm)
Bras de levier: Z = 160,1 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 6,50 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

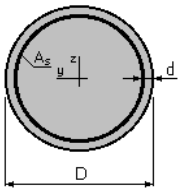
- **Armature transversale (Calcul de Section dans la zone courante à l'effort Tranchant)**

1. <u>Hypothèses</u> :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. <u>Section</u> :



D = 200,0 (cm)
d = 8,0 (cm)

3. <u>Efforts tranchants appliqués</u> :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELA	1731,44	5847,87

4. <u>Résultats</u> :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,6 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,6 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 1,5 (cm2)
Cadres: 1 Ø 14
Espacement : S_t = 25,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30,0 (cm)

- **Armature transversale (Calcul de Section dans la zone critique à l'effort Tranchant)**

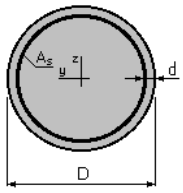
1. <u>Hypothèses</u> :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. <u>Section</u> :

D = 200,0 (cm)
d = 8,0 (cm)



3. <u>Efforts tranchants appliqués</u> :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELA	1731,44	5847,87

4. <u>Résultats</u> :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,6 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,6 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 1,5 (cm2)
Cadres: 1 Ø14
Espacement : S_t = 3,9 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15,0 (cm)

Ferraillage des pieux

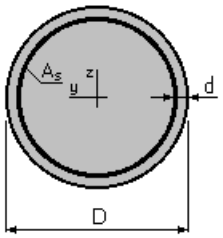
➢ **Armature longitudinale (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)**

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)
d = 8,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	2768,33	2507,65	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 ELA N = 2768,33 (kN) M_y = 2507,65 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,47 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 44,6 (cm)
Bras de levier: Z = 90,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 5,26 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S =500,0 (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

- **Armature transversale (Calcul de Section dans la zone courante à l'effort Tranchant)**

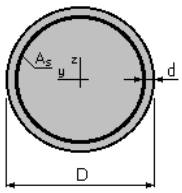
1. <u>Hypothèses</u> :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. <u>Section</u> :

D = 120,0 (cm)
d = 8,0 (cm)



3. <u>Efforts tranchants appliqués</u> :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	655,86	0,00

4. <u>Résultats</u> :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,7$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3,6$ (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 1,5$ (cm2)
Cadres: 1 Ø 14
Espacement : $S_t = 27,3$ (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max} = 30,0$ (cm)

➢ **Armature transversale (Calcul de Section dans la zone critique à l'effort Tranchant)**

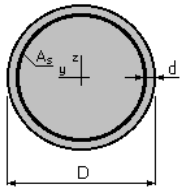
1. <u>Hypothèses</u> :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. <u>Section</u> :

D = 120,0 (cm)
d = 8,0 (cm)



3. <u>Efforts tranchants appliqués</u> :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	655,86	0,00

4. <u>Résultats</u> :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,7 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,6 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 1,5 (cm2)
Cadres: 1 Ø 14
Espacement : S_t = 6,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15,0 (cm)

Ferraillage de Mur Frontal :
(Calcul de Section en Flexion Composée)

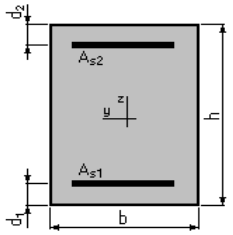
1. <u>Hypothčses:</u>

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 = 159,0 (cm)
d_1 = 6,0 (cm)
d_2 = 6,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1157,89	2039,26
2.	ELS	887,52	1509,29

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 26,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 26,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 31,8 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 795,0 (cm2)
théorique ρ = 0,33 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1157,89 (kN) M = 2039,26 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,39 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 18,5 (cm)
Bras de levier: Z = 145,6 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1,37 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 185,1 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 887,52 (kN) M = 1509,29 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 42,1 (cm)
Bras de levier: Z = 139,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 81,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de CORBEAU:
(Calcul d'une Section Comprimée)

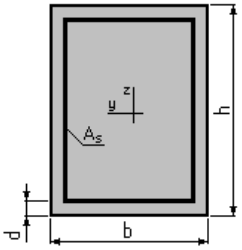
1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (cm)
d = 5,0 (cm)



3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	105,36
Etat **L**imite de **S**ervice	78,34
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:
Section brute B = 3500,0 (cm2)

Béton:

σ(ELS) = 0,2 (MPa)
0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Acier:

Section théorique A_S = 10,8 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 10,8 (cm2)
Section maximum $A_{S\ max}$ = 175,0 (cm2)
théorique ρ = 0,46 (%)
minimum ρ_{min} = 0,31 (%)
maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Ferraillage de DALLE DE TRANSITION :
(Calcul de Section en Flexion Simple)

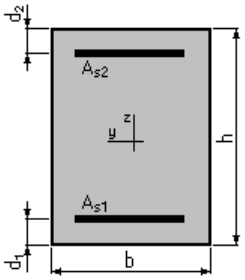
1. Hypothčses:

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)	105,36	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	78,34	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 14,1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,56 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 105,36 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,34 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,0 (cm)
Bras de levier: Z = 23,0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,51 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 78,34 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,4 (cm)
Bras de levier: Z = 22,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,4 (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)

Ferraillage de MUR GARDE GREVE :

(Calcul de Section en Flexion Simple)

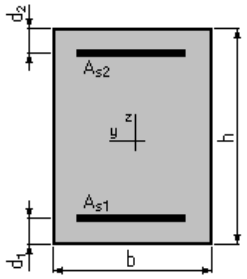
1. <u>Hypothčses:</u>

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. <u>Section:</u>

b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. <u>Moments appliqués:</u>

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	105,36	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	78,34	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 14,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,0 (cm2)
théorique ρ = 0,56 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 105,36 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,34 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,0 (cm)
Bras de levier: Z = 23,0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,51 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 78,34 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,4 (cm)
Bras de levier: Z = 22,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,4 (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)