

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et Structures

Thème

Conception et étude d'un pont de type VIPP relevant
du contournement de la ville de Blida entre Chiffa et Soumaa

Ouvrage d'art n° 13 Mohamed Boujro

Soutenu publiquement le 03/07/2022, devant le jury d'examen composé de :

Mr M. HADID

Président.

Mr N. MEZOUAR

Examineur.

Mr K. TOUNSI

Membre du jury.

Mr Y. BABAKHOUYA

Membre du jury.

Présenté par :

- DENIDENI Yacine Abdelmadjid.

- KALEM Rami.

Encadré par :

- Mme D. HADJARAB.

- Mr N. HEMAIDI ZOURGUI.

2021/2022

Ce mémoire est l'aboutissement d'un parcours accompli en cinq années ; que nous n'aurions pas pu réaliser seuls.

Après avoir rendu grâce à Dieu, le tout puissant et le miséricordieux, de nous avoir donné la force et la patience de mener à bien ce modeste travail, nous tenons à remercier chaleureusement, toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce document.

Il s'agit plus particulièrement de :

Mme D. HADJARAB, ingénieure au CTTTP Alger, notre encadreur, à qui nous exprimons notre gratitude, pour avoir accepté de diriger et de suivre ce travail.

Mr N. HEMAIDI ZOURGUI, Maître de Conférences B à l'ENTSP-FJ, à qui nous témoignons nos vifs remerciements, pour sa disponibilité, ses recommandations et ses orientations ainsi que sa qualité d'enseignement et surtout pour ses encouragements et ses nombreux conseils.

Mr M. HADID, professeur à l'ENSTP, à qui nous témoignons nos vifs remerciements, de nous avoir honoré de sa présence en acceptant de présider le jury de ce mémoire.

Mr N. MEZOUAR, directeur des recherches au CGS, pour ses recommandations et ses orientations, ainsi que d'avoir accepté d'examiner ce document et de faire partie du jury.

L'équipe du CTTTP Alger à leur tête Mr BOUNOUA qui nous a très bien accueilli au sein de son organisme.

L'équipe de la DTP de la wilaya de Blida.

Dans l'impossibilité de citer tous les noms, c'est avec un grand plaisir que nous réservons ces lignes en guise de gratitude et de reconnaissance à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour l'aboutissement de ce mémoire.

Enfin, nous lançons un merci rempli d'affection ; pour toutes les personnes, corps académique, employés et étudiants que nous avons croisé sur notre chemin durant ces cinq années et toutes les personnes intéressées par notre travail, en espérant qu'elles puissent trouver notre modeste mémoire utile pour leurs propres travaux.

Notre travail consiste à faire la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK 23 + 520 et le PK 23 + 625 au sein du projet routier de contournement de la ville de Blida, qui franchit une brèche d'une longueur de 100,2 mètres traversant oued Sidi Lekbir.

Nous avons commencé notre travail par une recherche bibliographique sur les procédés de précontrainte. Ensuite, nous avons abordé la conception du pont en considérant trois variantes. Nous avons choisi la conception qui nous a semblé la plus appropriée, en se basant sur une analyse multicritère. La variante retenue représente un pont à poutres précontraintes par post tension. Nous sommes ensuite passé à l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en s'appuyant sur le calcul des différentes charges et des calculs de béton précontraint. Nous avons également fait l'étude sismique et les divers équipements spéciaux, en se référant aux systèmes et lois en vigueur en Algérie.

Il convient de noter que nous avons utilisé le programme Robot structural analysis 2023 et d'autres programmes cités en détail dans ce document.

Mots clés : Pont à poutres (VIPP), variantes, précontrainte, étude sismique monomodale, étude de l'infrastructure.

SOMMAIRE

❖ INTRODUCTION GENERALE.....	01
I- CHAPITRE I : Recherche Bibliographique	
I.1. Introduction.....	03
I.2. Principe de la précontrainte.....	04
I.3. Modes de précontrainte.....	04
I.3.1. Précontrainte par pré-tension.....	04
I.3.2. Précontrainte par post-tension	05
I.3.2.1. Etapes générales de réalisation.....	05
I.4. Avantages et inconvénients.....	06
I.4.1. Avantages.....	06
I.4.2. Inconvénients.....	06
I.5. Conclusion.....	06
II- CHAPITRE II : Présentation du Projet	
II.1. Introduction.....	07
II.2. Présentation du projet.....	07
II.2.1. Situation géographique de l'ouvrage.....	07
II.2.2. Obstacles à franchir.....	08
II.2.3. Objectif du projet.....	08
II.3. Données du projet.....	08
II.3.1. Données fonctionnelles.....	08
II.3.1.1. Tracé en plan.....	08
II.3.1.2. Profil en long.....	08
II.3.1.3. Profil en travers.....	09
II.3.2. Données naturelles.....	10
II.3.2.1. Contexte géologique régional.....	10
II.3.2.2. Contexte hydrogéologique régional	10
II.3.2.3. Données sismologiques.....	11
II.4. Conclusion.....	12
III- CHAPITRE III : Conception et pré dimensionnement	
III.1. Introduction.....	13

III.2. Présentation et pré dimensionnement des variantes.....	14
III.2.1. Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes de type VIPP ».....	14
III.2.1.1. Conception longitudinale.....	15
III.2.1.2. Conception transversale.....	15
III.2.2. Variantes 02 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs.....	17
III.2.2.1. Conception longitudinale.....	17
III.2.2.2. Conception transversale.....	18
III.2.3. Variantes 03 : « Pont mixte bipoutre »	21
III.2.3.1. Conception longitudinale.....	21
III.2.3.2. Conception transversale	21
III.3. Analyse multicritères	25
III.3.1. Devis estimatifs des variantes.....	26
III.4. Conclusion	27
IV- CHAPITRE IV : Hypothèses de calculs, charges et modélisation	
IV.1. Hypothèses de calculs.....	28
IV.1.1 Introduction	28
IV.1.2. Normes	28
IV.1.3 Matériaux.....	28
IV.1.3.1. Béton.....	28
IV.1.3.2. Armatures	30
IV.1.3.3. Acier.....	32
IV.2. Charges	33
IV.2.1. Introduction	33
IV.2.2. Description des charges et surcharges	33
IV.2.3. Evaluation des actions	34
IV.2.3.1. Evaluation des actions hors trafic	34
IV.2.3.2. Evaluation des actions dues au trafic	36
IV.2.4. Réactions	44
IV.2.4.1. Réactions du tablier	44
IV.3. Modélisation	50

IV.3.1. Introduction	50
IV.3.2. Etapes de modélisation	50
IV.3.3. Résultats.....	51
IV.3.4. Conclusion	53
V- CHAPITRE V : Etude de la précontrainte	
V.1. Introduction.....	54
V.2. Calcul de précontrainte	54
V.3. Vérification de la précontrainte	59
V.4. Disposition des câbles.....	60
V.5. Tracé des câbles.....	61
V.5.1. Position des plaques d'encrages.....	65
V.6. Position des câbles.....	66
V.7. Calcul des pertes.....	69
V.7.1. Perte de tension instantanée	69
V.7.1.1. Pertes par frottements	69
V.7.1.2. Pertes par recul d'encrage.....	70
V.7.1.3. Pertes par déformations instantanées du béton	71
V.7.2. Perte de tension différée	72
V.7.2.1. Pertes dues au retrait du béton	72
V.7.2.2. Pertes par fluage.....	73
V.7.2.3. Pertes par relaxation	73
V.8. Vérification des contraintes normales à l'ELS	75
V.9. Justification des contraintes tangentielles à l'ELS	79
V.10. Justification des contraintes tangentielles à l'ELU	80
V.11. Ferrailage de la poutre.....	81
VI- CHAPITRE VI : Etude de l'hourdis	
VI.1. Introduction	83
VI.2. Vérification de la flèche	83
VI.3. Modélisation	84
VI.4 Ferrailage de la dalle.....	85

VII- CHAPITRE VII : Etude sismique et équipements de ponts

VII.1. Introduction	87
VII.2. Appareil d'appui.....	87
VII.2.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui	88
VII.3. Introduction	90
VII.4. Conditions d'application de la méthode monomodale	90
VII.5. Evaluation de la raideur totale K	92
VII.5.1. Composante longitudinale	93
VII.5.1.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal.....	94
VII.5.2. Composante transversale	97
VII.5.2.1. Evaluation de l'effort sismique transversale	97
VII.5.3. Composante verticale	99
VII.6. Combinaisons des composantes de l'action sismique.....	101
VII.6.1. Calcul des efforts dus à la variation linéaire	101
VII.7. Vérification des appareils d'appui	102
VII.8. Des d'appuis	105
VII.9. Joints de chaussées.....	107

VIII- CHAPITRE VIII : Etude statique de la pile

VIII.1. Introduction	109
VIII.2. Etude de la pile	109
VIII.2.1. Dimensions de la pile	109
VIII.3. Evaluation des efforts	111
VIII.4. Ferrailage de la pile	113
VIII.4.1. Ferrailage du chevêtre	113
VIII.4.2. Ferrailage du fut	117
VIII.5. Etude des fondations de la pile	120
VIII.5.1. Ferrailage de la semelle	120
VIII.5.2. Ferrailage des pieux	122

IX- CHAPITRE IX : Etude sismique de la pile

IX.1. Introduction.....	125
-------------------------	-----

IX.2. Evaluation des charges sismiques	125
IX.3. Ferrailage du fut	128
IX.4. Ferrailage de la semelle	130
IX.5. Ferrailage des pieux	133
X- CHAPITRE X : Etude de la culée	
X.1. Introduction	135
X.2. Etude de la culée	135
X.2.1. Dimensionnement de la culée	135
X.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la culée	137
X.2.3. Etude des pieux	139
X.3. Ferrailage des éléments de la culée.....	141
X.3.1. Ferrailage du mur frontal	141
X.3.2. Ferrailage de la dalle de transition	145
X.3.3. Ferrailage du corbeau	146
X.3.4. Ferrailage du mur garde grève	147
X.3.5. Ferrailage du mur en retour	150
❖ CONCLUSION GENERALE	153
❖ BIBLIOGRAPHIE	
❖ ANNEXES	
ANNEXE A : Rapport géotechnique	
ANNEXE B : Résultats des calculs numériques	
ANNEXE C : Notes de calculs ferrailage	

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Principe de la précontrainte.....	04
Figure I.2 : Etapes générales de la précontrainte par pré-tension.....	05
Figure I.3 : Etapes générales de la précontrainte par post-tension.....	05
Figure II.1 : Situation géographique du projet.....	07
Figure II.2 : Tracé en plan.	08
Figure II.3 : Profil en long.....	08
Figure II.4 : Profil en travers.	09
Figure II.5 : Carte géologique de la région d'étude.....	10
Figure II.6 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	11
Figure III.1 : Dimensionnement des poutres.....	15
Figure III.2 : Plan d'ensemble variante 01.	16
Figure III.3 : Dimension du voussoir.	19
Figure III.4 : Plan d'ensemble variante 02.....	20
Figure III.5 : Dimensions de la poutre métallique.....	22
Figure III.6 : Plan d'ensemble variante 03	24
Figure IV.1 : Système Bc.....	39
Figure IV.2 : Système Br.....	40
Figure IV.3 : Système Bt.....	42
Figure IV.4 : Convoi Mc 120.....	43
Figure IV.5 : Convoi type D 240.....	44
Figure IV.6 : Moment fléchissant maximum à l'ELU.....	51
Figure IV.7 : Moment fléchissant maximum à l'ELS.....	52.
Figure IV.8 : Effort tranchant maximum à l'ELU.....	52
Figure IV.9 : Effort tranchant maximum à l'ELS.....	52

Figure V.1 : Vérification de la contrainte.....	58
Figure V.2 : Disposition des câbles à l'about.....	61
Figure V.3 : Disposition des câbles à mi travée.....	61
Figure V.4 : Disposition du troisième câble.....	64
Figure V.5 : Caractéristiques des plaques d'encrage.	65
Figure V.6 : Position des câbles (section d'about).....	66
Figure V.7 : Position des câbles (section médiane).....	66
Figure V.8 : Tracé du premier câble.....	68
Figure V.9 : Tracé du deuxième câble.....	68
Figure V.10 : Tracé du troisième câble.....	68
Figure V.11 : Détermination de σ_{Nbt}	81
Figure V.12 : Ferrailage de la poutre.....	82
Figure VI.1 : Flèche due au poids propre de la poutre.....	83
Figure VI.2 : Contre flèche de précontrainte.....	83
Figure VI.3 : Flèche maximale à l'ELS.....	84
Figure VI.4 : Modélisation de l'hourdis.....	84
Figure VI.5 : Diagramme des moments maximums à l'ELU.....	85
Figure VI.6 : Diagramme des moments maximums à l'ELS.....	85
Figure VI.7 : Ferrailage de la dalle.....	86
Figure VII.1 : Géométrie de l'appareil d'appui.....	88
Figure VII.2 : Tablier rigide.....	94
Figure VII.3 : Tablier flexible.....	98
Figure VII.4 : Paramètres a et b.....	100
Figure VII.5 : Appareils d'appui à distorsion limitée ou bloquée.....	104

Figure VII.6 : Principe d'un dispositif anti cheminement.....	105
Figure VII.7 : Modèles des joints W_d	108
Figure VII.8 : joint du type W_d	108
Figure VIII.1 : Conception de la pile.....	110
Figure VIII.2 : Moment fléchissant maximal à l'ELS.....	113
Figure VIII.3 : Moment fléchissant maximal à l'ELU.....	113
Figure VIII.4 : Effort tranchant maximal à l'ELS.....	114
Figure VIII.5 : Effort tranchant maximal à l'ELU.....	114
Figure VIII.6 : Dimensionnement à la torsion.....	115
Figure VIII.7 : Ferrailage du chevron.....	116
Figure VIII.8 : Ferrailage du fut.....	119
Figure VIII.9 : Ferrailage du pieu.....	124
Figure IX.1 : Ferrailage fut.....	128
Figure IX.2 : Croquis du ferrailage du fut.....	129
Figure IX.3 : Ferrailage de la semelle.....	133
Figure IX.4 : Ferrailage du pieu.....	134
Figure X.1 : Conception de la culée.....	136
Figure X.2 : Schéma explicatif de la charge locale.....	148
Figure X.3 : Sollicitations du mur à l'ELS.....	150
Figure X.4 : Croquis du ferrailage de la culée.	150

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1 : Pré-dimensionnement Variante 01.....	14
Tableau III.2 : Types de voussoirs.....	17
Tableau III.3 : Dimensionnement des voussoirs.....	18
Tableau III.4 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques.....	21
Tableau III.5 : Dimensions de l'entretoise.	23
Tableau III.6 : Avantages et inconvénients des trois variantes.....	25
Tableau III.7 : Devis estimatif de la variante 01.....	26
Tableau III.8 : Devis estimatif de la variante 02.....	26
Tableau III.9 : Devis estimatif de la variante 03.....	27
Tableau IV.1 : Caractéristiques du béton.....	29
Tableau IV.2 : Contraintes admissibles à la compression du béton.....	30
Tableau IV.3 : Caractéristiques des câbles de précontraintes.....	31
Tableau IV.4 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.....	32
Tableau IV.5 : Caractéristiques géométriques d'une poutre.....	34
Tableau IV.6 : Caractéristiques géométriques de la dalle.....	34
Tableau IV.7 : Poids des éléments du pont.....	34
Tableau IV.8 : Charges complémentaires permanentes - CCP –.....	35
Tableau IV.9 : Classes des ponts routes.....	36
Tableau IV.10 : Coefficients a_1	37
Tableau IV.11 : Valeurs de $A(l)$	37
Tableau IV.12 : Coefficients b_c	40
Tableau IV.13 : Valeurs de B_c	40
Tableau IV.14 : Coefficient b_t	42
Tableau IV.15 : Valeurs de B_t	43
Tableau IV.16 : Valeurs de δ	45

Tableau IV.17 : Effort de freinage système A.....	45
Tableau IV.18 : Réactions des charges permanentes.....	46
Tableau IV.19 : Réactions dues au système de charge A pour une travée chargée.....	46
Tableau IV.20 : Réactions dues au système de charge A pour deux travées chargées.....	46
Tableau IV.21 : Réactions dues au système $A(l)$	47
Tableau IV.22 : Disposition des charges.....	47
Tableau IV.23 : Réactions du système Bc pour la culée.....	47
Tableau IV.24 : Disposition des charges.....	48
Tableau IV.25 : Réactions du système Bc pour la pile.....	48
Tableau IV.26 : Réactions dues au système $A(l)$	48
Tableau IV.27 : Réactions dues à la charge militaire Mc 120.....	48
Tableau IV.28 : Réactions dues au convoi exceptionnel D 240.....	49
Tableau IV.29 : Réactions dues aux surcharges.....	49
Tableau IV.30 : Tableau récapitulatif.....	49
Tableau IV.31 : Combinaisons de charges à l'ELU.....	50
Tableau IV.32 : Combinaisons de charges à l'ELS.....	51
Tableau V.1 : Caractéristiques géométriques des sections nettes.....	54
Tableau V.2 : Résultats du logiciel.....	56
Tableau V.3 : Caractéristiques des câbles.....	57
Tableau V.4 : Caractéristiques des câbles.....	57
Tableau V.5 : Résultats des contraintes.....	59
Tableau V.6 : Résultats de vérification des contraintes.....	59
Tableau V.7 : Valeurs des Y_i et α	62
Tableau V.8 : Valeurs de Y_i et α	63
Tableau V.9 : Valeurs des Y_i et α	64

Tableau V.10 : Vérification des contraintes.....	67
Tableau V.11 : Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.....	67
Tableau V.12 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte.....	68
Tableau V.13 : Valeurs moyennes des coefficients f et ϕ	70
Tableau V.14 : Résultats des pertes par frottements.....	70
Tableau V.15 : Résultats des pertes par recul d'ancrage.....	71
Tableau V.16 : Résultats des pertes par déformations instantanées du béton.....	71
Tableau V.17 : Résultats des pertes par retrait du béton.....	72
Tableau V.18 : Résultats des pertes par fluage du béton.....	73
Tableau V.19 : Résultats des pertes par relaxation.....	74
Tableau V.20 : Tableau récapitulatif des pertes totales.....	74
Tableau V.21 : Caractéristiques des sections.....	75
Tableau V.22 : Contraintes admissibles.....	75
Tableau V.23 : Position de câbles moyens.....	76
Tableau V.24 : Caractéristiques des phases de vérification.....	76
Tableau V.25 : Vérifications des contraintes normales pour les phases 1 et 2.....	77
Tableau V.26 : Vérification des contraintes normales pour les phases 3 et 4.....	78
Tableau V.27 : Composantes de P.....	79
Tableau V.28 : Caractéristiques de la poutre.....	79
Tableau V.29 : Valeurs de contraintes.....	81
Tableau VII.1 : Caractéristiques géométriques de la pile.....	90
Tableau VII.2 : Raideurs des futs.....	93
Tableau VII.3 : Raideurs longitudinales des piles.....	93
Tableau VII.4 : Raideurs longitudinales des culées.....	94
Tableau VII.5 : Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui.....	96

Tableau VII.6 : Raideurs transversales des piles.....	97
Tableau VII.7 : Raideurs transversales des culées.....	97
Tableau VII.8 : Distribution des forces sismiques transversales sur chaque appui.....	99
Tableau VII.9 : Paramètres de l'action sismique verticale.....	100
Tableau VII.10 : Combinaisons des composantes de l'action sismique.....	101
Tableau VII.11 : Efforts dus à la variation linéaire.....	102
Tableau VII.12 : Efforts.....	104
Tableau VIII.1 : Dimensions de la semelle et du chevêtre.....	109
Tableau VIII.2 : Dimensions du fût.....	110
Tableau VIII.3 : Positions et hauteurs de Effs piles.....	110
Tableau VIII.4 : Efforts pour une travée chargée.....	111
Tableau VIII.5 : Combinaisons à l'ELS.....	112
Tableau VIII.6 : Combinaisons à l'ELU.....	112
Tableau VIII.7 : Evaluation des charges.....	117
Tableau VIII.8 : Combinaisons à l'ELS.....	118
Tableau VIII.9 : Sollicitations ELS.....	118
Tableau VIII.10 : Combinaisons à l'ELU.....	118
Tableau VIII.11 : Sollicitations ELU.....	119
Tableau VIII.12 : Valeurs de R_{max} et R_{min} pour les combinaisons les plus défavorables...	122
Tableau VIII.13 : Tableau de Warner.....	123
Tableau VIII.14 : Sollicitations les plus défavorables.....	124
Tableau IX.1 : Actions sismiques.....	126
Tableau IX.2 : Combinaisons des directions.....	126
Tableau IX.3 : Efforts provenant du tablier.....	126
Tableau IX.4 : Efforts provenant de la pile.....	127

Tableau IX.5 : Combinaisons d'action au pied de la pile.....	127
Tableau IX.6 : Combinaisons d'action.....	128
Tableau IX.7 : Efforts sismiques à la semelle.....	130
Tableau IX.8 : Efforts à la base de la fondation.....	130
Tableau IX.9 : Combinaisons des directions à la base de la semelle	130
Tableau IX.10 : Efforts provenant du tablier	131
Tableau IX.11 : Combinaisons d'actions au pied de la pile.....	131
Tableau IX.12 : Efforts à l'ELA	131
Tableau IX.13 : Réaction à l'ELA	133
Tableau IX.14 : Efforts à l'ELA	134
Tableau X.1 : Dimensions des éléments de la culée.....	135
Tableau X.2 : Efforts agissant sur la culée.....	137
Tableau X.3 : Efforts dus au tablier.....	138
Tableau X.4 : Combinaisons à l'ELS.....	138
Tableau X.5 : Combinaisons à l'ELU.....	139
Tableau X.6 : Sollicitations maximales à l'ELS et l'ELU.....	139
Tableau X.7 : Combinaisons par file à l'ELS.....	140
Tableau X.8 : Combinaisons par file à l'ELU.....	140
Tableau X.9 : Valeurs de R_{max} et R_{min} pour les combinaisons les plus défavorables.....	141
Tableau X.10 : Efforts agissant sur le mur frontal.....	141
Tableau X.11 : Efforts dus au tablier.....	142
Tableau X.12 : Combinaisons à l'ELS.....	143
Tableau X.13 : Combinaisons à l'ELU.....	143
Tableau X.14 : Sollicitations maximales à l'ELS et l'ELU.....	144
Tableau X.15 : Efforts agissant sur la dalle de transition.....	145

Tableau X.16 : Combinaisons des actions agissant sur la dalle de transition.....	145
Tableau X.17 : Combinaisons des actions agissant sur le corbeau.....	146
Tableau X.18 : Valeurs de $\frac{M_p}{k}$	148
Tableau X.19 : Combinaisons des actions agissant sur le mur garde grève.....	149

LISTE DES ABREVIATIONS

12T15 : Douze (12) torons de quinze (15) fils.

As : Section des armatures.

BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.

CP : Charges permanentes.

e : Espacement des armatures.

E : Module d'élasticité longitudinal.

Fpeg : Résistance limite élastique a garantie.

Fprg : Résistance ultime a garantie.

G : Module de cisaillement.

HA : Haute adhérence.

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

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

K : Raideur.

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

Sa : Spectre de réponse élastique.

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

T : Période.

VC : Voussoir à la clef.

VSC : Voussoir sur la culée.

VSP : Voussoir sur pile.

ΔP : Perte de tension.

$\Delta\sigma_{\text{d}\acute{e}f}$: Perte de tension différée.

$\Delta\sigma_{\text{insta}}$: Perte de tension instantanée.

λ : Elancement.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible.

σ_{bt} : Contrainte de traction admissible.

σ_{inf} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_p : Contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis.

σ_{sup} : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

τ : Contrainte tangentielle.

INTRODUCTION GENERALE

Un ouvrage d'art est une construction artificielle de génie civil de grande importance permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel, il peut être :

- Un ouvrage permettant de franchir un obstacle sur une voie de liaison routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, tunnels).
- Un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs, tranchée couverte, digue).
- Un dispositif de transition entre plusieurs modes de transports (quais et autres ouvrages portuaires).

De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » car leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où 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.

Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du génie civil.

La conception d'un pont résulte, le plus souvent d'une démarche dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

Les types de ponts sont définies selon leur structure, on parle de : ponts à poutres, ponts en arc, ponts caissons construits par encorbellement, ponts suspendus et ponts haubanés. Chaque type de pont a ses propres caractéristiques.

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

Les ouvrages de type VIPP ont largement été utilisés dans la gamme des ponts de moyenne portée. L'ouvrage comportant une succession de travées indépendantes a constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts.

Objectif et organisation du travail

L'objet du présent mémoire de fin de cycle de formation d'ingénieur d'état en travaux publics à l'école nationale supérieure des travaux publics, est la conception et l'étude du pont relevant du projet de contournement de la ville de Blida reliant Chiffa à Soumaa au lieu-dit Mohamed Boujro au PK 23+ 535. Le pont est en béton précontraint de type VIPP d'une longueur de 100,2 m.

Notre travail se concentre sur les principaux aspects suivants :

1. Présentation de l'ouvrage et proposition des variantes de conception.
2. Étude de la superstructure de la variante retenue :
 - Évaluation des charges et des surcharges.
 - Etude de la précontrainte.
 - Etude de l'hourdis.
 - Etude sismique et équipements de ponts.
3. Conception et étude de l'infrastructure :
 - Etude de la pile
 - Etude de la culée.
4. Conclusion.

RECHERCHE
BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION

L'idée de soumettre le béton à un effort de compression permanent lui permettant de travailler en flexion sans qu'il n'en résulte de traction avait été émise dès la fin du XIX^{ème} siècle. Sa réalisation s'était cependant heurtée aux propriétés mécaniques insuffisantes des aciers de l'époque, ainsi qu'aux conséquences mal maîtrisées des déformations différées du béton soumis à des efforts permanents importants.

C'est seulement à la fin des années 1920 que les progrès dans la fabrication des aciers durs et une meilleure connaissance du comportement différé du béton ont permis à **Eugène Freyssinet** de mettre au point le béton précontraint, dans lequel les efforts de compression permanents sont obtenus à l'aide d'armatures en acier fortement tendues.

Dans un élément en béton armé, l'armature en acier est destinée à se substituer entièrement au béton dans les zones tendues, lorsque celui-ci se fissure par suite d'allongement. Sous charge, les allongements communs des armatures du béton deviennent trop grands, le béton se fissure (micro fissures), l'acier supporte alors seul tout l'effort de traction. Dans un élément poutre en béton précontraint, l'acier précontraint équilibre les efforts des charges extérieures et évite ainsi au béton de se fissurer sous les charges d'exploitation. La compression initiale introduite grâce à la précontrainte des poutres s'oppose aux tractions engendrées par les charges et surcharges appliquées.

Par rapport au béton armé classique, le béton précontraint comporte un ajout de câble permettant de réaliser des structures beaucoup plus légères, donc de très grande portée, là où le béton armé se serait écroulé sous son propre poids.

I.2. PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE

La précontrainte est un procédé qui consiste à exercer un effort de compression axial qui permet de soutenir une partie des charges intérieures causées par les efforts extérieurs.

Autrement dit les constructions précontraintes sont soumises à un système d'efforts permanents créés artificiellement dans le but de supprimer (ou fortement limiter) les contraintes de traction dans le béton.

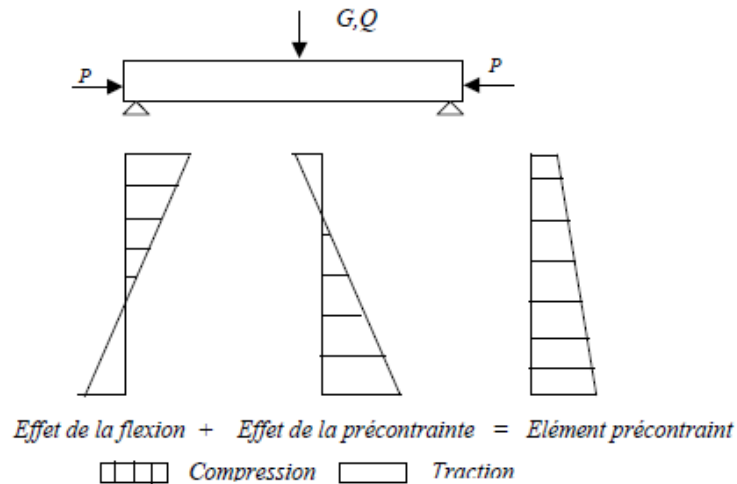


Figure I.1 : Principe de la précontrainte.

I.3. MODES DE PRECONTRAINTE

Il existe deux procédés dans la technique de la précontrainte dans les ponts à poutres sous chaussées, ces deux méthodes se différencient dans la mise en tension des aciers de précontraintes, nous avons :

- Précontrainte par pré-tension.
- Précontrainte par post-tension.

I.3.1. Précontrainte par pré-tension

Dans ce procédé, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton. Cette technique est surtout employée sur les bancs de préfabrication, pour réaliser des éléments répétitifs.

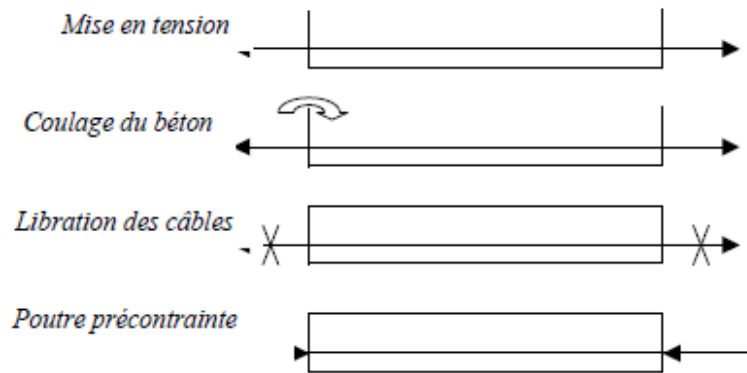


Figure I.2 : Etapes générales de la précontrainte par pré-tension.

I.3.2. Précontrainte par post-tension

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer. Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants et, généralement, mise en œuvre sur chantier.

I.3.2.1. Etapes générales de réalisation

- Placement des gaines dans le coffrage.
- Coulage du béton
- Après le durcissement du béton, la mise en tension des câbles.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales.

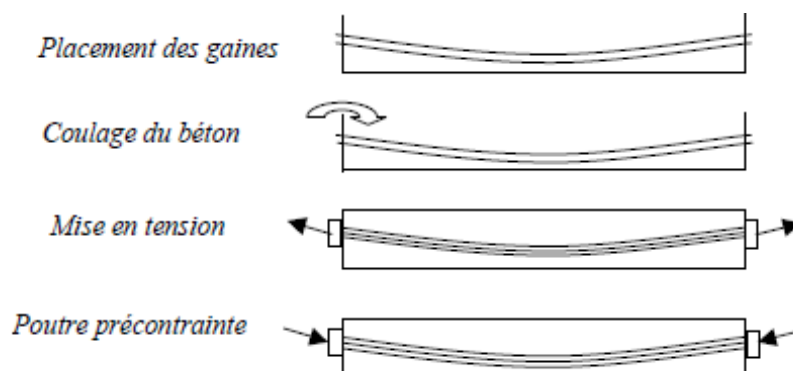


Figure I.3 : Etapes générales de la précontrainte par post-tension.

I.4. AVANTAGES ET INCONVENIENTS

I.4.1. Avantages :

- Une compensation partielle ou complète des actions des charges.
- Une économie appréciable des matériaux.
- Augmentation des portés économiques.
- Une réduction des risques de corrosion.

1.4.2 Inconvénients :

- La nécessité de matériaux spécifiques.
- La nécessité de main d'œuvre qualifié.
- La nécessité d'équipements particuliers.
- Risque de rupture à vide par excès de compression.
- Un calcul relativement complexe

I.5. CONCLUSION

La précontrainte est un procédé très motivant dans le monde des ouvrages d'art car il permet à l'ingénieur constructeur de s'adapter aux formes de structures les plus variées et permet de donner une réalité physique stable et sûre aux structures les plus audacieuses.

PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données du franchissement, ces informations sont indispensables pour engager l'étude dans de bonnes conditions. Nous distinguons dans ce cas :

- Les données fonctionnelles : qui sont les caractéristiques permettant au pont de remplir sa fonction de traversée.
- Les données naturelles : qui sont tous les éléments de son environnement qui affectent sa conception.

Dans ce chapitre nous allons décrire en détails ces différentes données.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

Le projet consiste en la réalisation d'un contournement de la ville de Blida sur un linéaire total de vingt-six (26) Kms environ, le tracé en question comportera la réalisation de plusieurs ouvrages d'art.

Notre travail a pour but de faire la conception et l'étude du pont OA 13 du PK 23 + 535 au PK 23 + 635 faisant partie du projet de contournement de la ville de Blida.

II.2.1. Situation géographique de l'ouvrage

Du point de vue géographique, l'ouvrage se situe au niveau du PK 23 + 535, au lieu-dit « Mohamed Boudjro », dans la wilaya de Blida.



Figure II.1 : Situation géographique du projet.

II.2.2. Obstacles à franchir

La voie franchit par le pont qui est l'objet de notre étude est oued Sidi Lekbir.

II.2.3. Objectif du projet

- Moderniser le réseau routier Algérien et réaliser les axes routiers qui structurent le territoire et contribuent au développement du pays.
- Faciliter l'accès du trafic de transit aux routes interrégionales tout en améliorant la qualité de vie de la population locale.

II.3. DONNEES DU PROJET

II.3.1. Données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

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

- Le pont s'inscrit dans une courbe dont le rayon de l'axe routière est : $R = 250$ m.
- La longueur totale de l'ouvrage est d'environ 100,2 m.

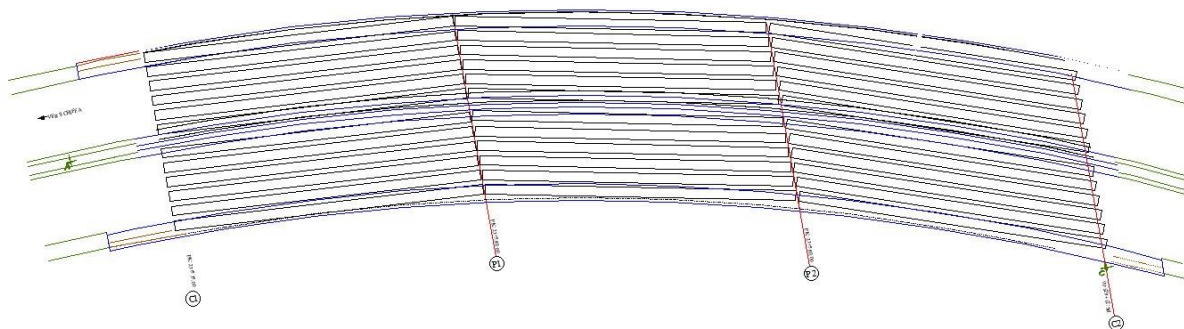


Figure II.2 : Tracé en plan.

II.3.1.2. Profil en long

Le profil en long de l'axe de roulement est la ligne définissant en élévation le tracé en plan.

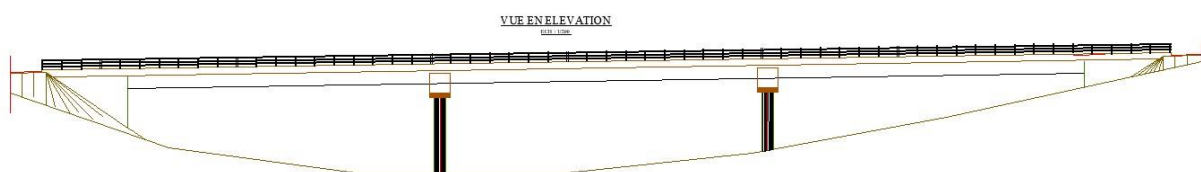


Figure II.3 : Profil en long.

II.3.1.3. Profil en travers

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

L'ouvrage doit comporter le même nombre de voies que celles de la route portée.

Les différentes parties du profil en travers sont notées :

- Deux (2) voies de circulation de 3,50 m de largeur pour chacune.
- Largeur roulable = 7,50 m.
- Deux trottoirs de 0,50 m et 1,50 m.
- Une couche de revêtement de 0,08 m d'épaisseur.

Soit une largeur droite totale du tablier de 9,50 m

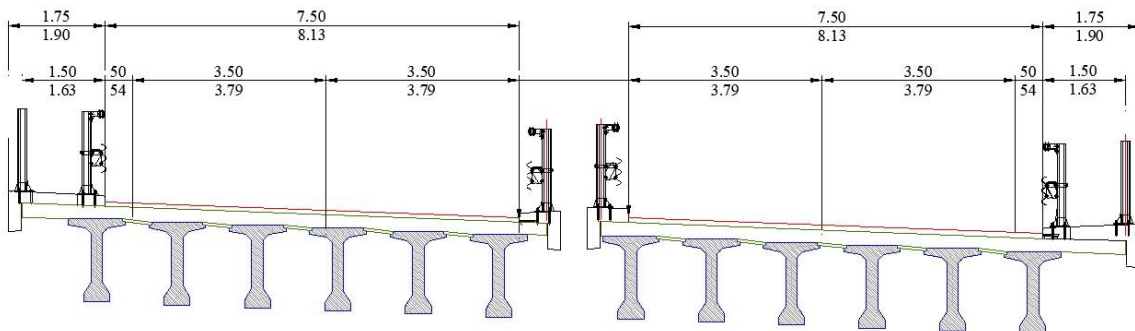


Figure II.4 : Profil en travers.

II.3.2. Données naturelles

II.3.2.1. Contexte géologique régional

La région d'étude fait partie de la plaine de la Mitidja qui s'étend sur une superficie de 1300 Km², présentant une **topographie plane**. La plaine de la Mitidja est bordée, au nord par l'Anticlinal du Sahel et au sud par l'Atlas Blidéen.

La plaine de la Mitidja est formée par d'importants dépôts lacustres, marins et fluviaux du Quaternaire Continental, qui se caractérisent par des comblements de limons, argiles, et d'alluvions fins à grossiers.

Ces formations qui englobent une multitude de faciès plus ou moins grossiers sont déposées par de puissants cours d'eau. Ces formations du QUATERNAIRE très stables géologiquement présentent en général de bonnes assises pour les fondations.

Sous l'épaisse couche de sédiments se trouvent les marnes et cailloutis du comblement de la Mitidja qui constituent le substratum des retenues aquifères.

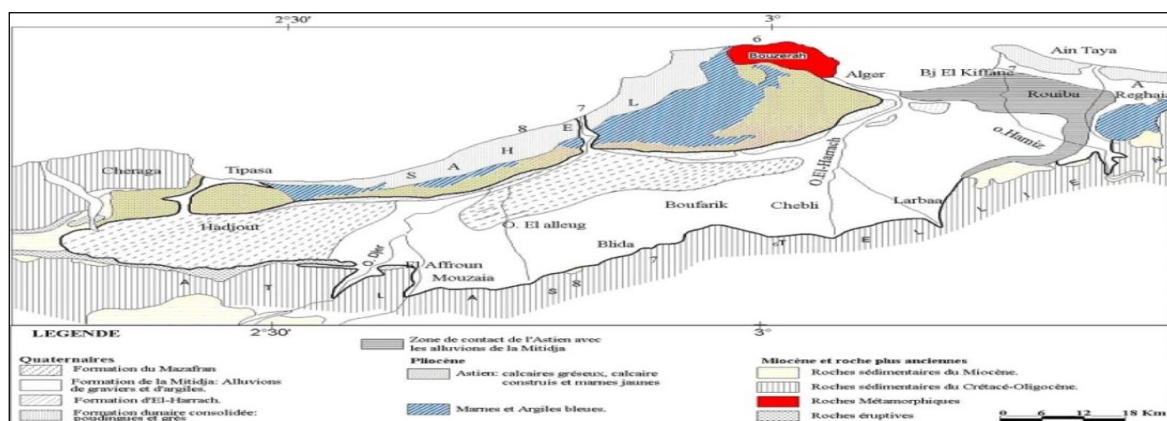


Figure II.5 : Carte géologique de la région d'étude.

II.3.2.2. Contexte hydrogéologique régional

Du point de vue hydrogéologique, la plaine de la Mitidja a un potentiel très important de ressources en eaux. Elle est constituée de deux aquifères séparés par des formations marneuses imperméables dites les marnes d'El-Harrach.

L'aquifère Quaternaire : Ce réservoir, est de loin le plus important, les écoulements souterrains se font depuis les bordures du Sahel vers la plaine de la Mitidja.

Sur la base des études sismiques, le site étudié est défini en zone III, qui correspond à une zone de sismicité élevée, pour plusieurs raisons :

- Il s'agit d'un ouvrage d'art du groupe 1A (Ouvrages d'importance vitale qui doivent rester opérationnels après un tremblement de terre important).
- Les séismes violents ($M > 5$) sont fréquents.

Les paramètres sismiques du projet :

- Zone sismique **III**.
- Sol de type **S3**.
- Ouvrage de **groupe 1A**.
- Accélération **A = 0,35**.

II.4. CONCLUSION

L'étude et la bonne connaissance des données du projet est une étape indispensable pour engager la réalisation dans de bonnes conditions.

CONCEPTION
ET
PRE DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION

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

Le choix de la conception du pont dépend de plusieurs facteurs économiques, techniques, environnementales.

De façon générale, la démarche de conception d'un pont comprend trois étapes :

1. Le recueil des données fonctionnelles et naturelles.
2. Le choix d'une structure répondant aux exigences.
3. L'étude en détail de la solution retenue.

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

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

III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

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

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

Le tablier se constitue de poutres longitudinales équidistantes solidarisiées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdis de faible épaisseur supportant la dalle et ensuite la chaussée.

Tableau III.1 : Pré-dimensionnement de la Variante 01.

Elément	Formule / Intervalles	Valeur retenue (cm)
Hauteur de la poutre	$L/22 < H_p < L/16$	150
Epaisseur de la dalle	$20 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$	25
Hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	175
Entraxe des poutres	$140 \text{ cm} \leq \lambda \leq 200 \text{ cm}$	146
Epaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	15
Epaisseur de l'âme b_0 a mi-travée	/	21
Epaisseur de l'âme b_0 en zone intermédiaire	/	34
Epaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	47
Entraxe des poutres de rives	L_a : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	0,515
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 \times H_p$	103
Nombre de poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	6
Epaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	11
Largeur du talon	$L_t = (1 \times L^2) / (H_t^2 / K) / N$; avec $1100 \leq K \leq 1300$	47

III.2.1.1. Conception longitudinale

On proposera dans cette variante un pont à 3 travées équidistantes de 33,4 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 113,7 m.

III.2.1.2. Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été fait à l'aide du guide de conception SETRA [VIPP 1996].

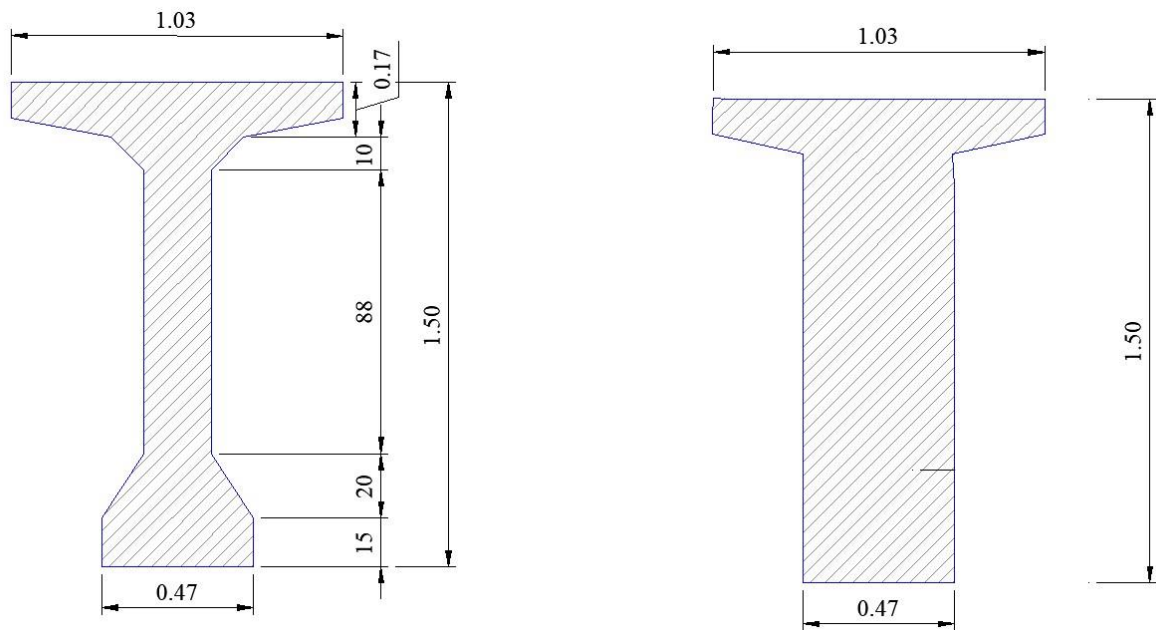


Figure III.1 : Dimensionnement des poutres.

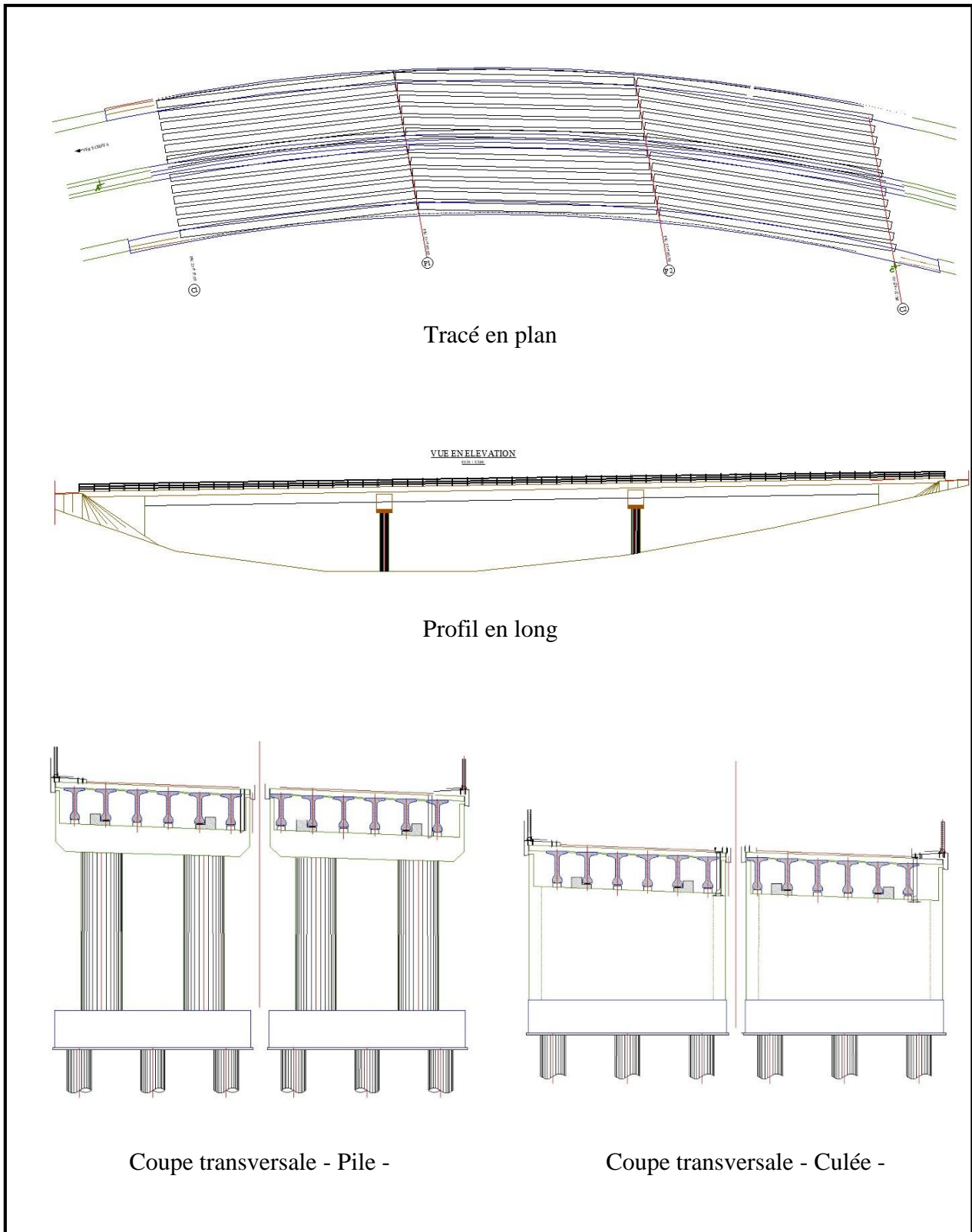


Figure III.2 : Plan d'ensemble variante 01.

III.2.2. Variante 02 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »

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

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

III.2.2.1. Conception longitudinale

Pour cette variante, nous avons proposé un pont voussoirs de hauteur constante composé de deux (02) travées principales de **45,5 m** de portée chacune et une hauteur de voussoir de **2.3 m**.

Découpage des voussoirs

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

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

Tableau III.2 : Types de voussoirs.

Type de voussoirs	Description	Valeur retenue
V.S.P	Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site généralement ils sont compris entre 7 et 10 m.	8 m
V.S.C	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, il varie de 1,5 à 3 m	2 m
V.C	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5m, suivant les ouvrages.	4 m

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 23**

III.2.2.2. Conception transversal

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

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

Tableau III.3 : Dimensionnement des voussoirs.

Elément	Formule/ Intervalles	Valeur retenue
Hauteur de voussoir	$L/25 < H_p < L/20$	2,3 m
Largeur de voussoir	B	9.5 m
C	B/4	2.38 m
D	B - 2C	4.75 m
e₁	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	0.24 m
e₂	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	0.33 m
e₃	$e_3 > e_2 - 10 \text{ cm}$ et $e_3 > 1,5 e_4$	0,4 m
e₄	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	0,35 m
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10 %
ea	$e_a \geq 0,26 + L/500$	0,7m
e_c = e_p	$e_c \geq (18\text{cm}, 3, e_a/3)$	0,5
Gousset supérieure	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°
Gousset inférieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	30°

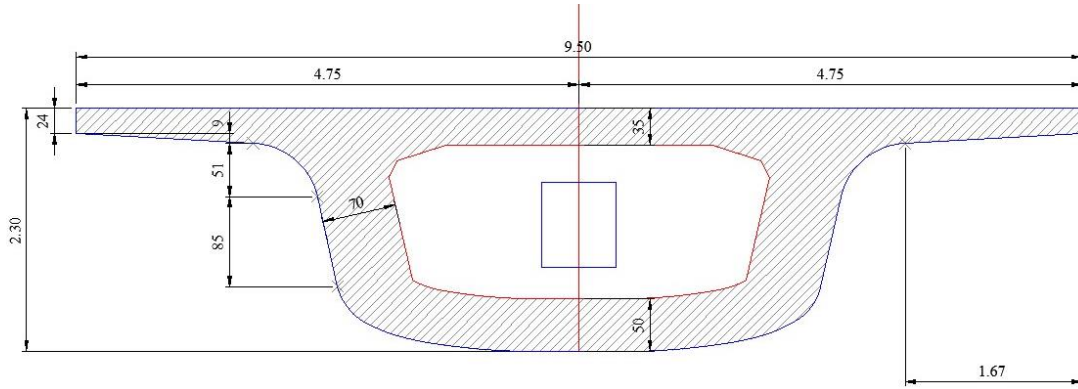


Figure III.3 : Dimensions du voussoir.

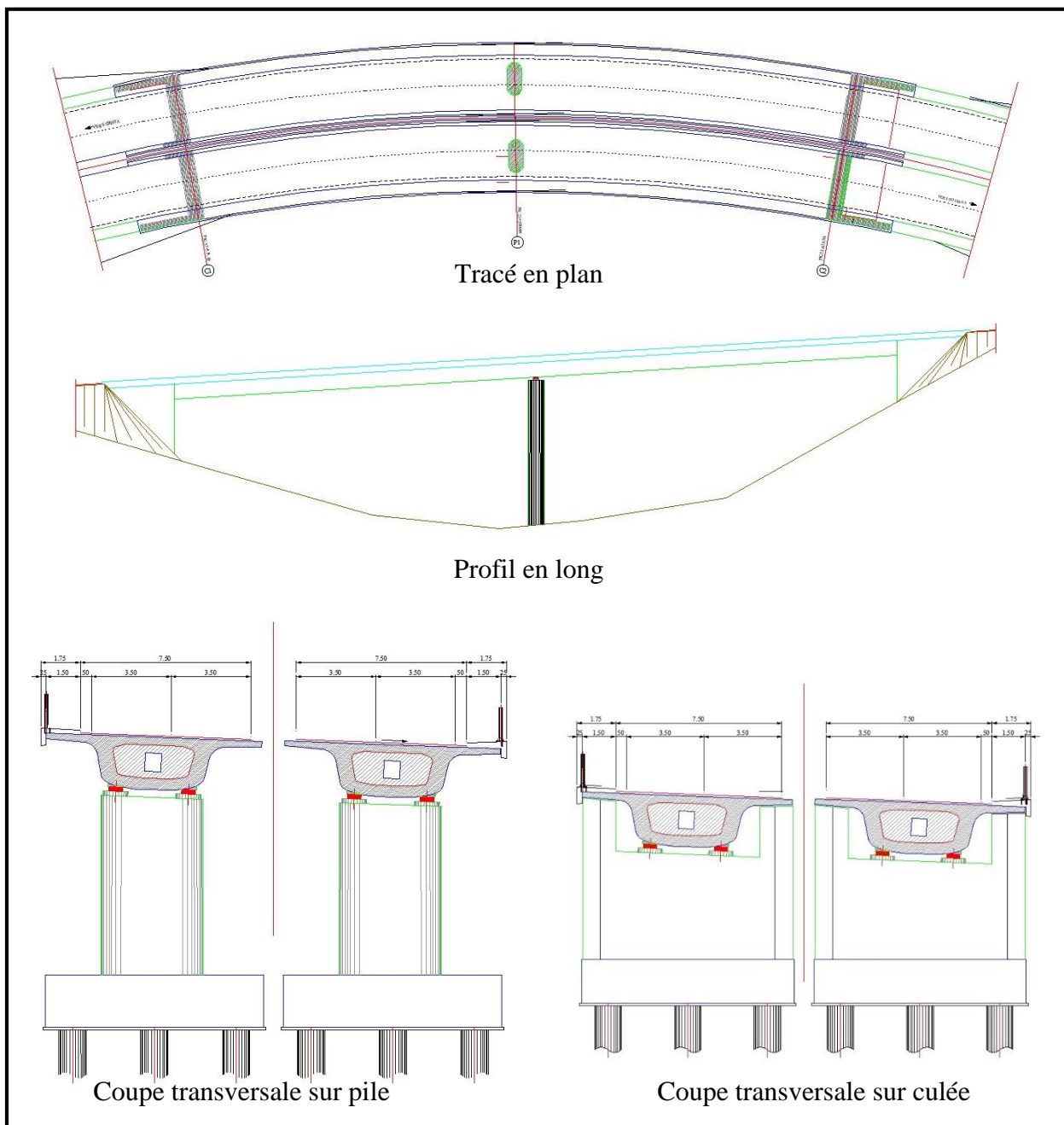


Figure III.4 : Plan d'ensemble variante 02.

III.2.3. Variante 03 : « Pont Mixte Bipoutre »

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural, portée principale de 30 à 130 m, largeur totale de 7/8 mètres à une vingtaine de mètres.

III.2.3.1. Conception longitudinale

Le pont que nous proposons comprend 03 de 33.4 de longueur qui nous donne une longueur totale de 100.2 m.

III.2.3.2. Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 9,5 m, la distance entre les poutres varie entre 0,50 et 0,55 fois la largeur du tablier. La dalle repose alors principalement sur les poutres. La liaison transversale des poutres est réalisée par des entretoises placées vers la mi-hauteur des poutres et attachées sur les montants afin d'augmenter la stabilité de la structure métallique pendant la vie du pont.

Tableau III.4 : Pré-dimensionnement des poutres.

Élément	Formule / intervalles	Valeur retenue (mm)
Épaisseur de la dalle en béton armé	200 à 250 mm	250
Entraxe des poutres :	$A = [7; 8]$	7
Nombre des poutres	Larg / A	2
Hauteur poutre	$H = L/22$	1600
Épaisseur de l'âme	$t_w \geq 0,005 \times d$	30
Épaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	35
Largeur semelle supérieure	$400\text{mm} \leq b_s \leq 1\ 000\ \text{mm}$	600
Épaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150$	40
Largeur semelle inférieure	$500\text{mm} \leq b_i \leq 12\ 00\ \text{mm}$	800

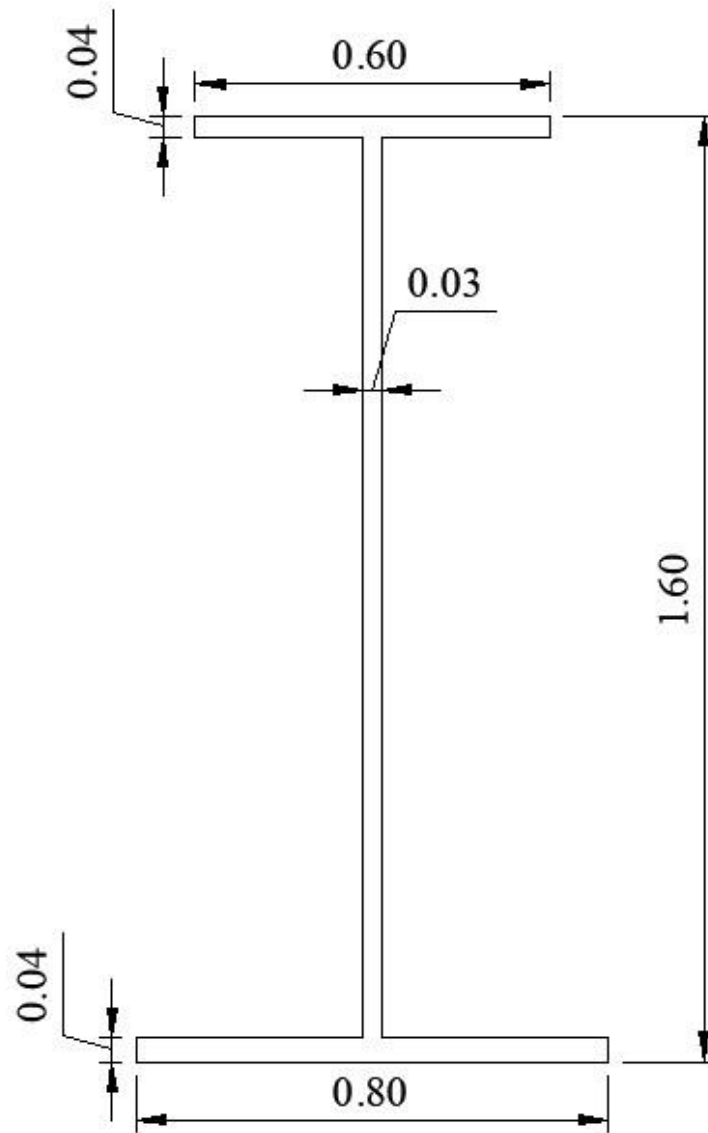


Figure III.5 : Dimensions de la poutre métallique.

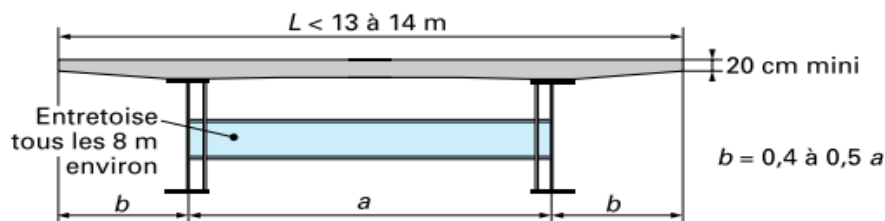
- **Conception des entretoises**

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

Au stade du pré dimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 avec un espacement de 8 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : Dimensions de l'entretoise.

Elément	Valeur en mm
Hauteur de l'entretoise	600
Largeur de la semelle b	220
Epaisseur de la semelle t_f	19
Epaisseur de l'âme t_w	12

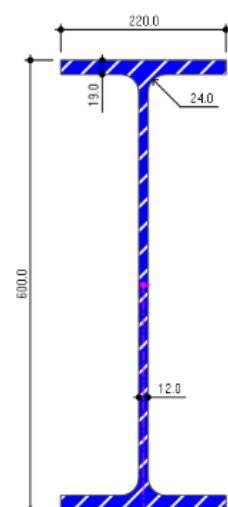


- **Choix de la nuance d'acier**

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

- **Connexion dalle-poutres**

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



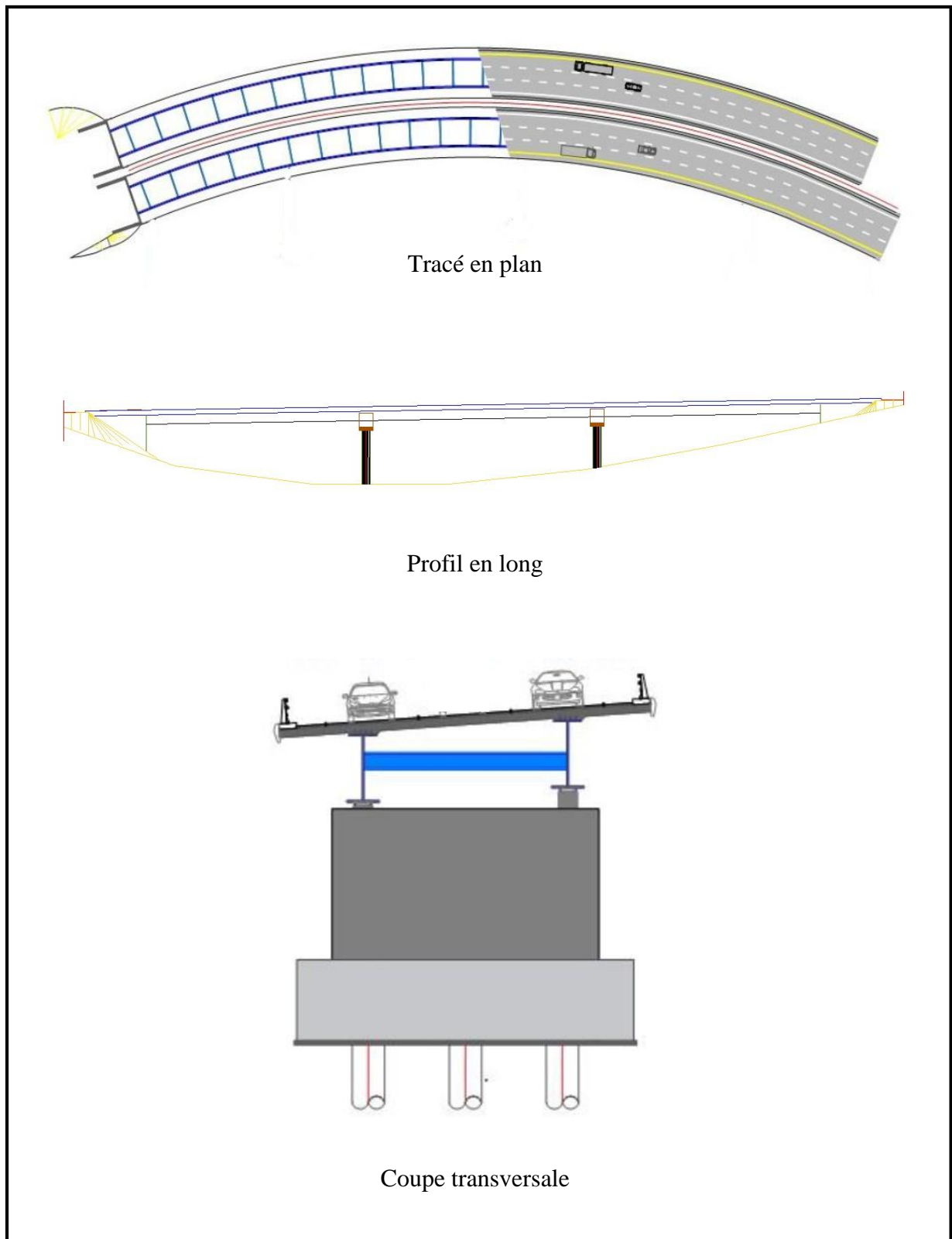


Figure III.6 : Plan d'ensemble variante 03.

III.3. ANALYSE MULTICRITERES

Tableau III.6 : Avantages et inconvénients des 03 variantes.

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante N° 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par poste tension VIPP	<ol style="list-style-type: none"> 1- Limitation des fissures (béton comprimé). 2- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage. 3- La maîtrise de la méthode d'exécution. 4- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux. 5- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un plus grand nombre de fois. 	<ol style="list-style-type: none"> 1- Poids important. 2- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure. 3- La structure à poutres est plus sensible que les structures massives aux chocs transversaux de véhicules hors gabarits. 4- Sensibilité au tassement différentiel. 5- Un nombre des appuis important qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage.
Variante N° 02 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place.	<ol style="list-style-type: none"> 1- Permet une gamme de portées très vaste. 2- Moins de piles donc libérer l'espace situé au-dessous de l'ouvrage. 3- Ce type comporte des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes. 4- Voussoirs courts d'où bon amortissement du matériel (équipages mobiles) 	<ol style="list-style-type: none"> 1- Le poids est très important. 2- La difficulté de coulage sur place. 3- La pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes nécessite une main d'œuvre qualifiée. 4- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. 5- Entretien est difficile après les grands dégâts (séisme).
Variante N° 03 : Pont Mixte Bipoutre.	<ol style="list-style-type: none"> 1- La possibilité de franchir des grandes portées. 2- Légèreté par rapport aux tabliers des autres types. 3- La rapidité de l'exécution. 	<ol style="list-style-type: none"> 1- Le coût est plus élevé. 2- Sensibilité au gradient thermique 3- Demande des mains d'œuvre qualifiées. 4- L'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.

II.3.1. Devis estimatifs des variantes

Tableau III.7 : Devis estimatif de la variante 01.

Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton pour poutres 700 m3	m ³	700	18 000.00 DA	12 600 000.00
Béton pour dalle	m ³	480	16 000.00 DA	7 680 000.00
Béton pour trottoirs et corniches	m ³	160	14 000.00 DA	2 240 000.00
Aciers pour super	t	205	115 000.00 DA	23 575 000.00
Aciers pour trottoirs et corniches	t	13	115 000.00 DA	1 495 000.00
Acier de précontraintes	t	48	550 000.00	26 400 000.00
			Cout total	73 990 000.00

Tableau III.8 : Devis estimatif de la variante 02.

Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton pour voussoirs	m ³	1332	22 000.00 DA	29 304 000.00
Béton pour dalle	m ³	0	16 000.00 DA	0
Béton pour trottoirs et corniches	m ³	212	14 000.00 DA	2 968 000.00
Aciers pour super	t	200	115 000.00 DA	22 976 000.00
Aciers pour trottoirs et corniches	t	16	115 000.00 DA	1 840 000.00
Acier de précontraintes	t	57	550 000.00	31 350 000.00
			Cout total	88 438 000.00

Tableau III.9 : Devis estimatif de la variante 03.

Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton pour le tablier	m ³	237.975	20 000,00	4 759 500,00
Acier PRS	t	183	340 000,00	62 220 000,00
Assemblage et montage	t	183	80 000,00	14 640 000,00
			Cout total	81 619 500,00

III.4 CONCLUSION

Après avoir étudié les différents paramètres des trois variantes et en tenant compte des données naturelles et économiques de ce projet et de l'analyse multicritères, nous avons opté pour la première variante « Pont à poutres préfabriquées précontraintes par poste tension VIPP ».

La variante retenue sera le sujet de notre étude dans les chapitres suivants.

**HYPOTHESES DE CALCUL,
CHARGES ET
MODELISATION**

IV.1. HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons citer les règlements et les caractéristiques des matériaux utilisés dans le calcul du pont, et nous évaluerons les charges et surcharges appliquées sur l'ouvrage.

IV.1.2. NORMES

La conception de l'ouvrage a été effectuée conformément aux règles appliquées en Algérie en accord avec les instructions suivantes :

- DTR - RCPR 2010 : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des **Ponts Routes**.
- RPOA 2008 : Règles **Parasismiques** applicables au domaine des **Ouvrages d'Art**.
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en **Béton Armé**, suivant la méthode des **Etats 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 **Etats Limites**.
- Réglementations SETRA.

IV.1.3. MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction influence en grande partie la conception et le calcul du pont. Nous citerons ci-dessous les normes à suivre ainsi que les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs de construction.

IV.1.3.1. Béton

Le béton est connu par sa résistance à la compression, cette résistance varie proportionnellement avec son âge (j), dans le calcul on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours (f_{c28}).

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

La résistance caractéristique à la traction du béton à 'j' jours notée " f_{tj} " est conventionnellement définie par la relation suivante : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

f_{c28} : Désigne la résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

f_{t28} : Désigne la résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

Tableau IV.1 : Caractéristiques du béton.

Elément structurel	f_{c28} [MPa]	f_{t28} [MPa]	Dosage [Kg/m ³]	Densité [KN/m ³]
Superstructure	35	2,70	450	25
Infrastructure	27	2,22	350	25

NB : La densité du béton armé est de **25 [KN/m³]**.

Contraintes admissibles

Contrainte admissible de compression (ELU)

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

Pour le calcul à l'ELU :

$$f_{bu} = 0.85 * \frac{f_{cj}}{\theta * \gamma_b} \quad [MPa].$$

Le coefficient θ est fixé à :

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

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

Contrainte admissible de compression à l'ELS.

$$f_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad [MPa]$$

Tableau IV.2 : Contraintes admissibles à la compression du béton.

fc28 [MPa]	fbu [MPa]		fbc [MPa]
	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_b = 1.5$	
35	25.87	19.83	21
27	19.96	15.3	16.2

Déformation longitudinale du béton

On définit deux modules de déformation pour le béton donné par les règles :

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

Déformation transversale du béton

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

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

- $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (E.L.S).
- $\nu = 0,3$ pour un béton fissuré (E.L.U).

IV.1.3.2. Armatures

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

Les aciers passifs : les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé.

Les aciers actifs : qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.

Armatures passives

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

Module de Young

Le module de déformation longitudinale de l'acier ES est : $E_S = 200 \text{ GPa}$.

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

Les treillis soudés sont livrés sous forme de panneaux de dimensions 2,4 x 6,0 (m x m) pour la plupart.

Armatures actives

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

Tableau IV.3 : Caractéristiques des câbles de précontraintes.

Caractéristique	Indice	Valeur	Unité
Toron	T	T15	
Section d'un toron	A_p	140	$[\text{mm}^2]$
Nombre de toron par câble	nT	12	
Section de câble	S	1680	$[\text{mm}^2]$
Diamètre de la gaine	Φ	80	$[\text{mm}]$
Résistance ultime	fprg	1770	$[\text{MPa}]$
Limite élastique	fpeg	1593	$[\text{MPa}]$
Contrainte à l'origine	σ_{p0}	1416	$[\text{MPa}]$
Coefficient de frottement droit	φ	0.002	$[\text{m}^{-1}]$
Coefficient de frottement de courbure	f	0.18	$[\text{rd}^{-1}]$
Module d'élasticité	E_p	190 000	$[\text{MPa}]$
Coefficient de relaxation maximal des câbles à 1000h	ρ	2.5	(%)

IV.1.3.3. Aciers

Les contraintes limites de traction des aciers :

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

Fissuration	Contrainte limite [MPa]		Valeurs
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	Situation durable ou transitoire : $\gamma_s = 1,15$	434,78
		Situation accidentelle : $\gamma_s = 1$	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \{0,5 * f_e ; 110 \sqrt{(n * f_{tj})}\} ; n = 1,6$		250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \{0,4 * f_e ; 88 \sqrt{(n * f_{tj})}\} ; n = 1,6$		200

IV.2. CHARGES

IV.2.1. INTRODUCTION

Le pont doit pouvoir résister à toutes les sollicitations dues à son propre poids pendant toute sa durée de vie, ainsi qu'aux sollicitations dues à la surcharge de fonctionnement et à tous les effets naturels et fonctionnels.

Dans ce chapitre, nous décrirons et évaluerons toutes les principales actions applicables au pont selon le RCPR (définition des règles de calcul et de test des charges des ponts routiers) pour déterminer les efforts générés par ces charges.

IV.2.2. DESCRIPTION DES CHARGES ET SURCHARGES

A propos des actions appliquées à l'ouvrage, on distingue :

Les charges permanentes :

- Poids propre des poutres.
- Poids de la dalle.
- Poids des entretoises.

Les compléments des charges permanentes :

Ce sont tous les éléments incorporés aux éléments porteurs, qui sont les équipements de pont :

- Revêtement.
- Trottoirs.
- Garde-corps.
- Glissière de sécurité.
- Corniche.

Les surcharges (actions dues au trafic) :

Ce sont toutes les actions dues à l'exploitation de l'ouvrage, nous allons nous intéresser aux :

- Système de charge routière type $A(l)$.
- Système de charge routière type B (Bc, Bt, Br).
- Système de charge militaire Mc 120.
- Convoi exceptionnel D 240.

IV.2.3. EVALUATION DES ACTIONS

IV.2.3.1. Evaluation des actions hors trafic

Actions permanentes

Tableau IV.5 : Caractéristiques géométriques d'une poutre.

Sections de poutre	Longueur [m]	Surface [m ²]
Section d'about	$2 \times 1,5 = 3$	0.7787
Section intermédiaire	$2 \times 1,7 = 3,4$	0.6466
Section médiane	27	0.5111

Tableau IV.6 : Caractéristiques géométriques de la dalle.

Longueur de poutre	33,4	m
Epaisseur de la dalle	0.25	m
Largeur de la dalle	9,5	m

Tableau IV.7 : Poids des éléments du pont.

Élément	Poids [KN]	Nombre
Poutre	458.36	6
Dalle	1983.13	/

Tableau IV.8 : Charges complémentaires permanentes - CCP -

Elément	Densité [KN/m ³]	Poids linéaires [KN/ml]	P ccp [KN]
Revêtement	24	14,4	480,96
Trottoirs	25	15	501,00
Corniches	25	5	167,00
Glissières de sécurité	/	2	66,80
Garde-corps	/	1	33,40
Total	/	37,4	1249,16

Action thermique :

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

- Variation uniforme de la température.

Dans ce cas on a utilisé la norme Algérienne et la variation de la température pour le nord de l'Algérie (climat tempéré) est de **+35°C et -15°C**, la valeur de calcul est prise égale à $\Delta T = 30^\circ$.

- Gradient thermique.

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

	En construction	En service
Tablier béton	± 12	± 7

IV.2.3.2. Evaluation des actions dues au trafic

Les surcharges routières

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

- La surcharge de type $A(l)$.
- Les systèmes Bc, Bt, Br.
- La surcharge militaire Mc,120.
- La surcharge exceptionnelle convoi D2 40.

Caractéristiques du pont :

- Largeur roulable (L_r) : **8 m**.
- Largeur chargeable (L_c) : **7 m**.
- Largeur d'une voie (L_v) : **3.5 m**.
- Nombre de voies : **2**.

Tableau IV.9 : Classes des ponts routes.

Classe du pont	Description
Première classe	$L_r \geq 7$
Deuxième classe	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
Troisième classe	$L_r \leq 5,50 \text{ m}$

Dans notre cas : $L_r = 7,50 \text{ m} \geq 7 \text{ m} \implies$ Notre pont est de **1 ère classe**.

Système de charge A

La charge $A(l)$ exprimée en $[\text{KN}/\text{m}^2]$ est donnée en fonction de la longueur chargée l , exprimée en mètres, par la formule :

$$A(l) = 2,30 + (360 / (l + 12)) \quad [\text{KN}/\text{m}^2].$$

l : Longueur chargée = 32,4 m.

$$A(l) = 2,30 + (360 / (32,4 + 12)) = 10,408 \quad [\text{KN}/\text{m}^2].$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur $A(l)$ est multipliée par les coefficients a_1 et a_2 .

$$A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(l).$$

Tableau IV.10 : Coefficients a_1 .

Nombre de voies		1	2	3	4	5 et plus
Classe du pont	Première classe	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième classe	1	0,9	/	/	/
	Troisième classe	0,9	0,8	/	/	/

Du tableau on obtient : $a_1 = 1$

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

$$\rightarrow A_1 = 1 \times 10,408 = 10,408 \text{ [KN/m}^2\text{]}.$$

La charge A_1 obtenue est multipliée par un coefficient a_2 pour obtenir A_2 .

Avec : $a_2 = \frac{V}{V_0} = 1$

V : la largeur d'une voie.

$$V_0 = 3,50 \text{ m.}$$

$$\rightarrow A_2 = A_1 \times a_2 = 10,408 \times 1 = 10,408 \text{ [KN/m}^2\text{]}.$$

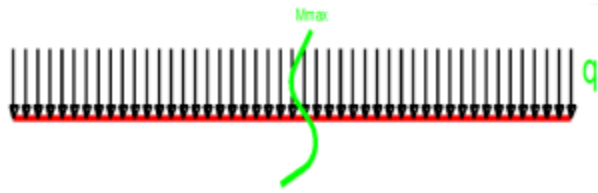
Tableau IV.11 : Valeurs de $A(l)$.

Nombre de voies	L [m]	$A(l)$ [KN/m ²]	a_1	a_2	$A(l) \cdot a_1 \cdot a_2$ [KN/m ²]	L_v [m]	$A(l)$ [KN/ml]
1	32,4	10,408	1	1	10,408	3.5	36,43
2	32,4	10,408	1	1	10,408	7	72,86

Moment max induit par a1

Moment max induit par A (l)

$$M_{\max} = \frac{q \times l^2}{8}$$

Par une voie

$$q = A_{1V} = 36.43 \text{ [KN/ml]}$$

$$= \frac{36.43 \times 32.4^2}{8} = 4780.35 \text{ [KN.m]}$$

Par 2 voies

$$q = A_{2V} = 72.86 \text{ [KN/ml]}$$

$$= \frac{72.86 \times 32.4^2}{8} = 9560.69 \text{ [KN.m]}$$

Par une poutre

$$M_{\max} = \frac{4780,35}{6} = 796.72 \text{ [KN.m]}$$

Par une poutre

$$M_{\max} = \frac{9560,69}{6} = 1593.45 \text{ [KN.m]}$$

Système de charge B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts :

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

Système Bc

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et qui répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale : 300 KN.
- Masse portée par chacun des essieux arrière : 12 t.
- Masse portée par l'essieu avant : 6 t.
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière : 4,5 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2 m.

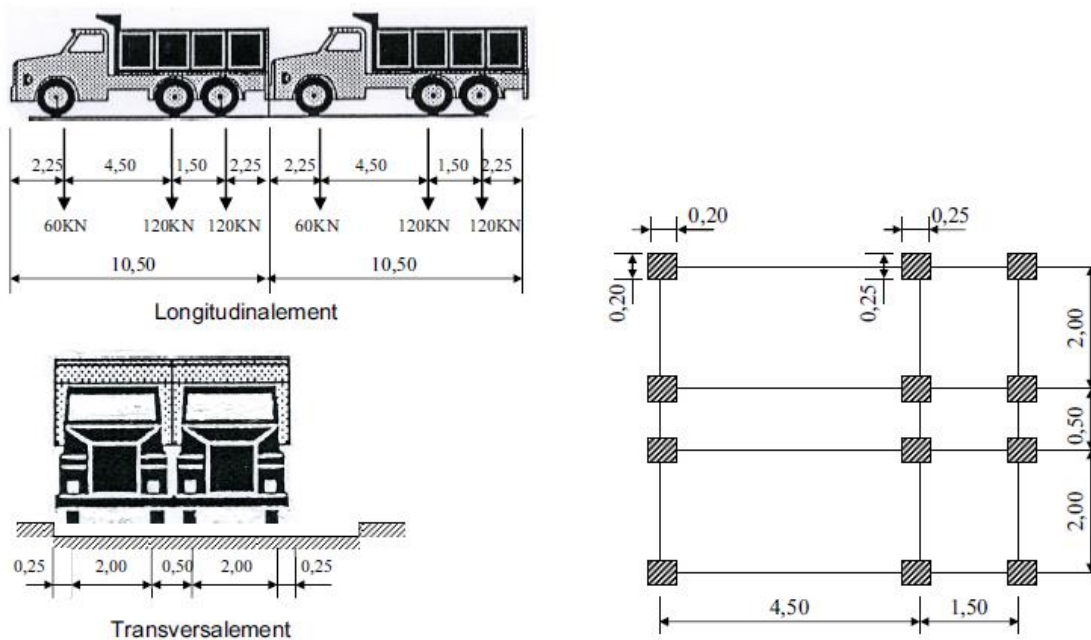


Figure IV.1 : Système Bc.

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

Tableau IV.12 : Coefficients b_c .

Nombre de voies		1	2	3	4	5 et plus
Classe du pont	Première classe	1,2	1,1	0,95	0,88	0,70
	Deuxième classe	1	1,0	/	/	/
	Troisième classe	1,0	0,8	/	/	/

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau IV.13 : Valeurs de B_c .

N° des voies	B_c [KN]	b_c	$B_c.b_c$ [KN]
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320

Système Br

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

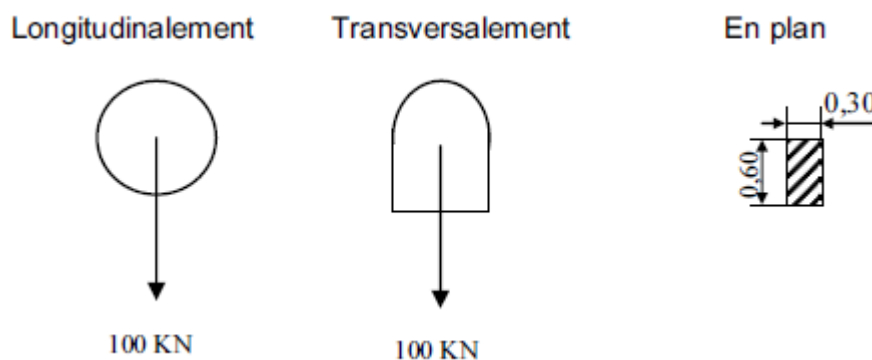


Figure IV.2 : Système Br.

Théorème de barré

Le moment fléchissant dû aux charges mobiles en droit pi sera maximum lorsque cette charge pi et la résultante de toutes les charges selon la symétrie par rapport au centre de la poutre.

$$X_r = \frac{\sum P_i X_i}{\sum P_i} = \frac{P \cdot 0 + P \cdot 1,5 + \frac{P}{2} \cdot 6 + P \cdot 10,5 + P \cdot 12 + \frac{P}{2} \cdot 16,5}{5P}$$

$$= \frac{1,5 + 3 + 10,5 + 12 + 8,25}{5}$$

→ $X_r = 7,05 \text{ m.}$

$$X_r = 1.5 + 4.5 + 2\delta = 7,05 \text{ m.}$$

→ $\delta = 1.725 \text{ m.}$

$$\sum M/Ra = (-Ra \cdot 32,5) + (P \cdot 24,975) + (P \cdot 23,475) + \left(\frac{P}{2} \cdot 18,975\right) + (P \cdot 14,475) + (P \cdot 12,975)$$

$$+ \left(\frac{P}{2} \cdot 8,475\right) = 0$$

$$Ra = 2.77 P.$$

$$Rb = 5P - 2,77 P.$$

→ $Rb = 2,23 P.$

Moment max induit par Bc :

Pour : $P = 24 \text{ t.}$

On aura : $M_{\max} = Ra (16,2 + 1.725) - (P \times 10,5) - \left((P \times 9) - \frac{P}{2} \times 4,5 \right).$

$$M_{\max} = 27.9 P.$$

$$M_{\max} (2v ; P = 24t) = 6696,4 \text{ [KN.m].}$$

$$M_{\max} (1v ; P = 12t) = 3348,7 \text{ [KN.m].}$$

$$M_{\max} (Bc / 1v) = M_{\max} \times \delta_{bc} \times bc = 334,8 \times 1,067 \times 1,2.$$

→ $M_{\max} (Bc / 1v) = 4286,7 \text{ [KN.m]}$

$$M_{\max} (Bc / 2v) = M_{\max} \times \delta_{bc} \times bc = 669.6 \times 1.053 \times 1.1$$

→ $M_{\max} (Bc / 2v) = 7756,3 \text{ [KN.m].}$

Système Bt

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu : **160 KN.**
- Distance des deux essieux : 1,35 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2 m.

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.

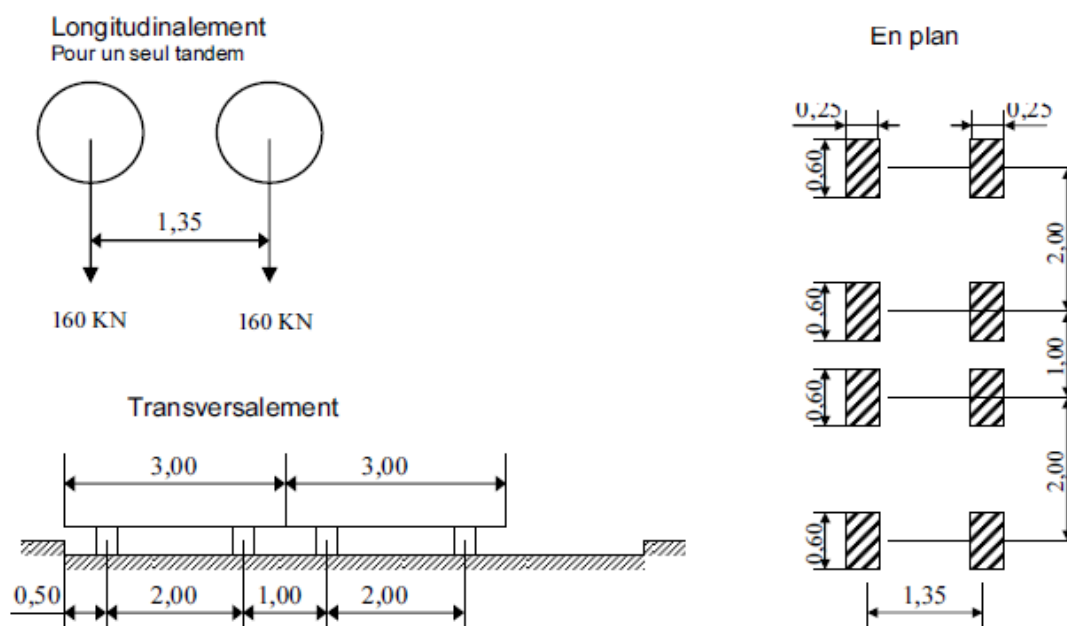


Figure IV.3 : Système Bt.

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

Tableau IV.14 : Coefficient bt

Classes de pont	bt
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau IV.15 : Valeurs de Bt.

Nombre de voies	Bt [KN]	bt	Bt . bt [KN]
1	320	1,2	384
2 – 3	640	1,2	768

Charge militaire Mc120

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

- Charge totale : 1100 KN.
- Longueur d'une chenille : 6,10 m.
- Largeur d'une chenille : 1,00 m.
- 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 n'est pas limité.

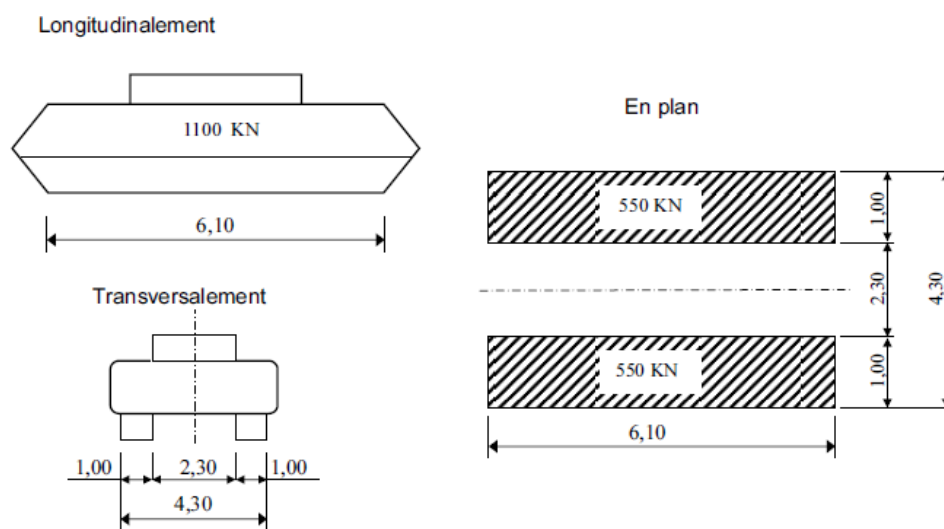


Figure IV.4 : Convoi Mc 120.

Charge exceptionnelle D 240

Le convoi type D 240 comporte une remorque de trois éléments de quatre ligne à deux essieux de **2400 KN** de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long, le poids par mètre linéaire égale à 12,9 t/m.

Le convoi D 240 est supposé circuler seul quelque soient la longueur et la largeur du pont.

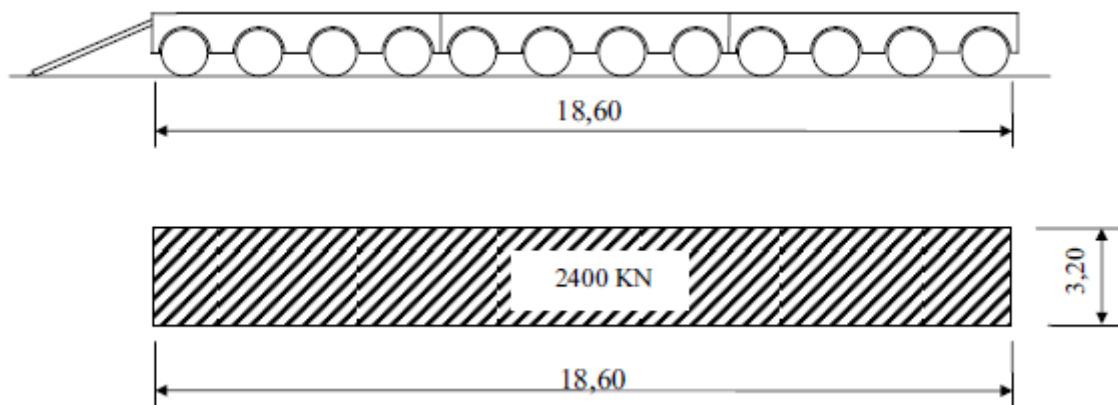


Figure IV.5 : Convoi type D 240.

Coefficient de majoration dynamique (δ)

Les Systèmes de charges B et Mc 120 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.

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

Avec :

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

Tableau IV.16 : Valeurs de δ .

Système de charge	L [m]	G [kN]	S [kN]	δ
Bc	32,4	5981,6	1320	1,267
Bt			768	1,199
Mc 120			1100	1,242

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 A

L'effort de freinage correspondant à la charge A

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0,0035 \cdot S}$$

S : la surface chargée.

Tableau IV.17 : Effort de freinage système A.

N des voies	S [m ²]	A(l) [kN/m ²]	F [kN]
1	113,4	10,408	57,87
2	226,8	10,408	113,52

Système de charge Bc

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 kN.

IV.2.4. Réactions

IV.2.4.1. Réactions du tablier

Réactions dues aux charges permanentes

Tableau IV.18 : Réactions des charges permanentes.

	Rg [KN]
Culée	2990,8
Pile	5981,6

Réactions dues aux surcharges

Système de charge (A)

1^{er} cas : une travée chargée.

$$Q_{A(l)} = (A(l) * a_1 * a_2) * L$$

Tableau IV.19 : Réactions dues au système de charge A pour une travée chargée.

Q_{A(l)} [KN/ml]	
Une voie chargée	Deux voies chargées
35,80	71,61

2^{ème} cas : deux travées chargées.

$$A(l) = 6,87 \quad [\text{KN/m}^2]$$

Tableau IV.20 : Réactions dues au système de charge A pour deux travées chargées.

Q_{A(l)} [KN/ml]	
Une voie chargée	Deux voies chargées
24,04	48,08

Réactions dues au système A**Tableau IV.21** : Réactions dues au système A(l).

	R_{A(l)} [KN]
Culée	1195,83
Pile	1605,86

Système de charge (B)**Réactions dues au système B**

$$R_{Bc} = R \cdot n \cdot bc \cdot \delta$$

n : nombre de voies chargées.

Tableau IV.22 : Disposition des charges.

120 KN	120 KN	60 KN	120 KN	120 KN	60 KN
X ₀	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅
32,4 m	30,9 m	26,4 m	21,9 m	20,4 m	15,9 m

Culée : R = 469,44 KN. (du tableau IV.22)

Tableau IV.23 : Réactions du système Bc pour la culée.

	R_{bc} [KN]	
	Une voie chargée	Deux voies chargées
Culée	602,55	1118,97

Tableau IV.24 : Disposition des charges.

60 KN	120 KN	120 KN	60 KN	120 KN	120 KN
X ₀	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅
26,4 m	30,9 m	32,4 m	29 m	24,5 m	23 m

Pile : R = 512,96 KN. (du tableau IV.24)

Tableau IV.25 : Réactions du système Bc pour la pile.

	R _{bc} [KN]	
	Une voie chargée	Deux voies chargées
Pile	658,41	1222,70

Réactions dues au système B

Tableau IV.26 : Réactions dues au système A(l).

	R _{Bc} [KN]
Culée	1118,97
Pile	1222,70

Charges militaires Mc 120

Tableau IV.27 : Réactions dues à la charge militaire Mc 120

	R _{Mc120} [KN]
Culée	1092,93
Pile	1151,52

Convoi exceptionnel D 240**Tableau IV.28** : Réactions dues au convoi exceptionnel D 240.

	RD240 [KN]
Culée	1748,15
Pile	2097,78

Surcharges sur trottoir :

$$Q = 1,5 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

Tableau IV.29 : Réactions dues aux surcharges.

	R_t [KN]
Culée	37,58
Pile	75,15

Tableau récapitulatif**Tableau IV.30** : Tableau récapitulatif.

Charge	Culée	Pile
R_g	2990,80	5981,61
R_(A1)	1195,83	1605,86
R_{bc}	1118,97	1222,70
RMc120	1092,93	1151,52
RD240	1748,15	2097,78
R_{ST}	37,58	75,15

IV.3. MODELISATION

IV.3.1. INTRODUCTION

La modélisation est une partie très importante dans l'étude d'une structure, elle a pour but d'élaborer un modèle capable de décrire le fonctionnement de l'ouvrage d'une manière plus ou moins précise sous différentes conditions.

Notre ouvrage est un pont isostatique avec 03 travées indépendantes, nous étudierons dans ce cas une seule travée composée de de 06 poutres et son hourdis

Nous introduisons les charges ainsi que leurs combinaisons selon les indications du RCPR.

IV.3.2. ETAPES DE MODELISATION

La modélisation et le dimensionnement d'une structure se fait en différentes étapes :

1. La modélisation géométrique de la structure et de son chargement.
2. La définition des différents éléments de l'ouvrage et leurs matériaux.
3. La définition des conditions d'appuis.
4. Le calcul des combinaisons de charge (en tenant compte de la réglementation).
5. Le calcul des efforts internes de la structure.

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

Tableau IV.31 : Combinaisons de charges à l'ELU.

Combinaisons	G	A(l)	Bc	Bt	Mc 120	D 240
ELU 01	1,35	1,6	/	/	/	/
ELU 02	1,35	/	1,6	/	/	/
ELU 03	1,35	/	/	1,6	/	/
ELU 04	1,35	/	/	/	1,35	/
ELU 05	1,35	/	/	/	/	1,35

Tableau IV.32 : Combinaisons de charges à l'ELS.

Combinaisons	G	A(l)	Bc	Bt	Mc 120	D 240
ELS 01	1	1,2	/	/	/	/
ELS 02	1	/	1,2	/	/	/
ELS 03	1	/	/	1,2	/	/
ELS 04	1	/	/	/	1	/
ELS 05	1	/	/	/	/	1

IV.3.3. RESULTATS

Les résultats sont donnés sous forme de diagrammes (en [kN.m] pour les moments et en [kN] pour les forces).

Moments

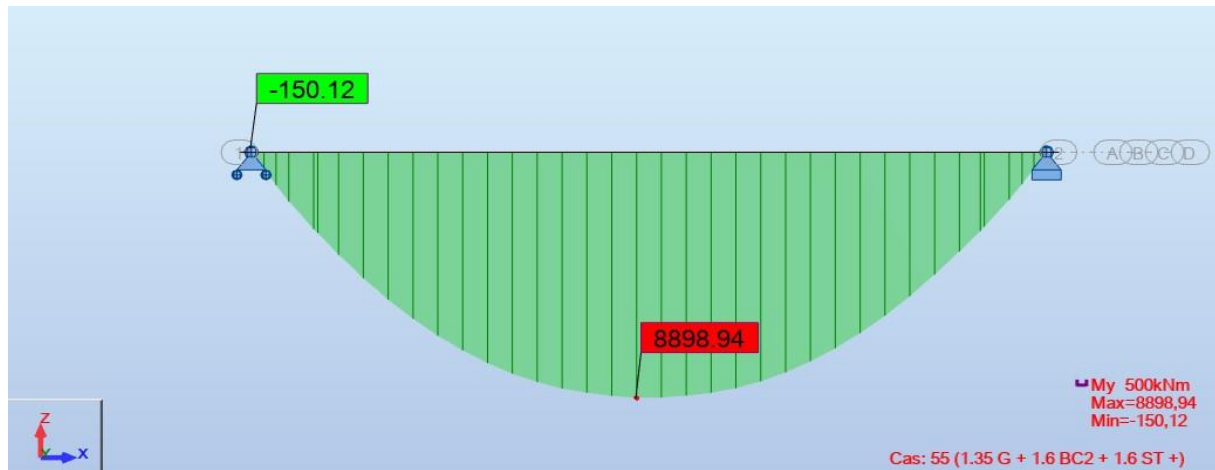


Figure IV.6 : Moment fléchissant maximum à l'ELU.

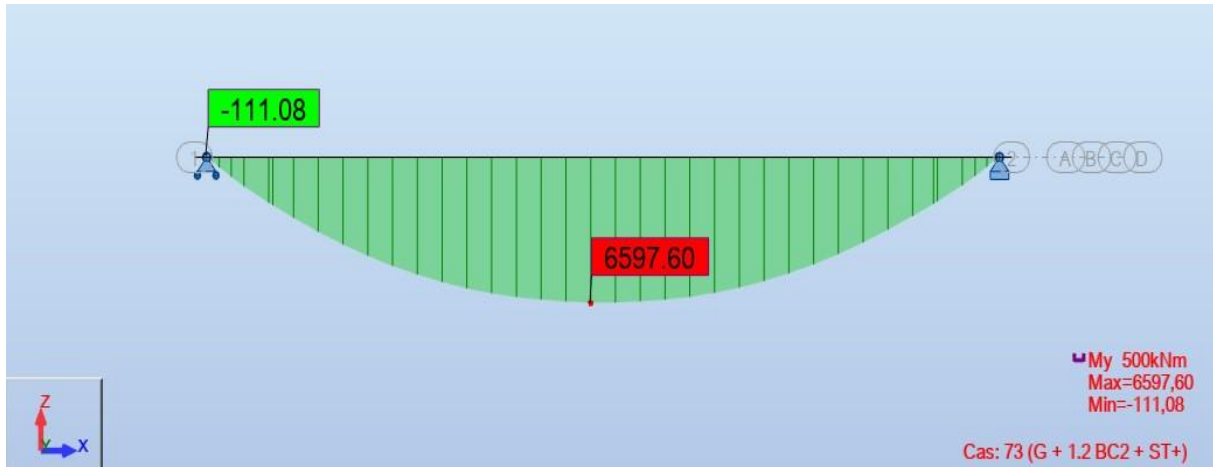


Figure IV.7 : Moment fléchissant maximum à l'ELU.

Effort tranchant

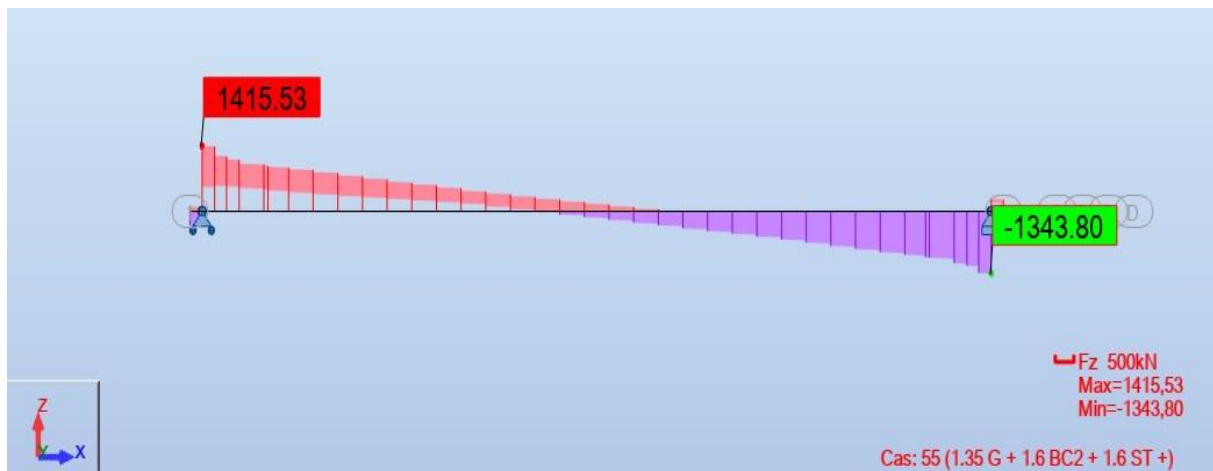


Figure IV.8 : effort tranchant maximum à l'ELU.

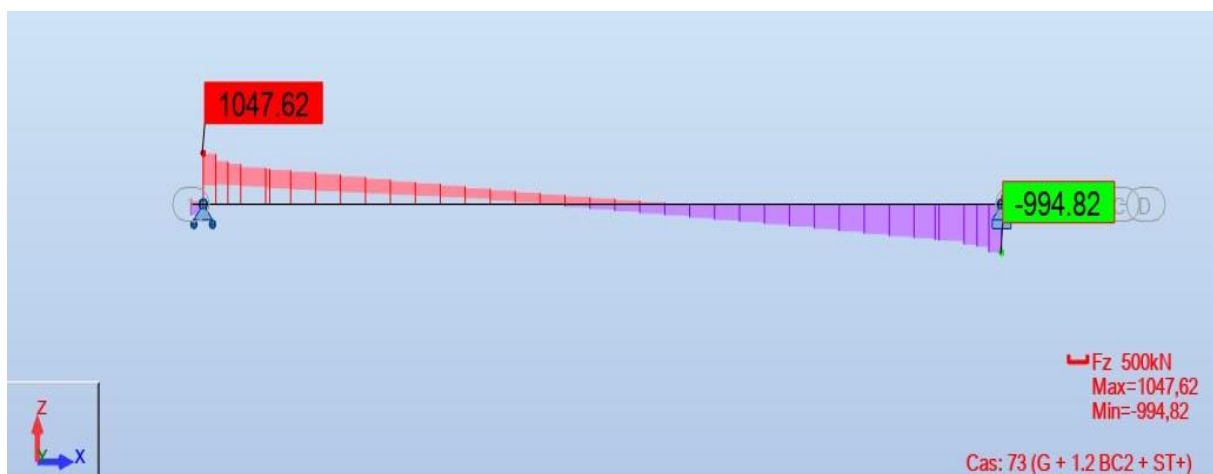


Figure IV.9 : effort tranchant maximum à l'ELS

IV.3.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons évalué les différentes charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage en se basant sur le R.C.P.R. et nous avons modélisé l'ouvrage avec le logiciel Robot.

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons faire l'étude de la précontrainte qui consiste en :

- Calculer le nombre de câbles et l'effort précontraint nécessaire pour la mise en tension.
- Vérifier les contraintes aux états limites.
- Déterminer le ferrailage de la poutre.

V.2. CALCUL DE PRECONTRAINT

Tableau V.1 : Caractéristiques géométriques des sections nettes.

	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
B [m ²]	0,78	1,15	0,51	0,88
v' [m]	0,82	1,07	0,84	1,17
v [m]	0,68	0,43	0,66	0,58
I_G [m ⁴]	0,16	0,33	0,14	0,27
i² [m ²]	0,21	0,29	0,27	0,31
P	0,38	0,63	0,49	0,45

Avec :

B : Aire de la section.

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

I_G : Moment d'inertie.

ρ : Rendement géométrique. $\rho = I / (B \times v' \times v)$.

Classe des aciers de precontraintes

- ❖ **Classe I** : elle n'admet pas les contraintes de traction. Elle concerne les pièces soumises à la traction simple (tirants, parois de réservoir contenant des fluides) et les pièces sollicitées à la fatigue.
- ❖ **Classe II** : elle admet les contraintes de traction dans le béton mais pas la formation des fissures. Elle concerne le cas des éléments exposés à des ambiances agressives.
- ❖ **Classe III** : elle admet une ouverture limitée des fissures sous les sollicitations extrêmes. Elle concerne les pièces en atmosphère peu agressive.

Valeur minimale de la précontrainte

Dans notre étude nous optons pour la **classe II**.

Pour une section de classe II, la valeur minimale de la précontrainte est donnée par :

$$P_{\min} = \text{Max} (P_I ; P_{II}).$$

Tel que :

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

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

Application Numérique :

$$P_I = 2,95 \text{ [MN]}.$$

$$P_{II} = 5.25 \text{ [MN]}.$$

Donc :

$$P_{\min} = \text{Max} (2,95 ; 5.25) = 5,25 \text{ [MN]}.$$

Tableau V.2 : Résultats du logiciel.

Résultats Logiciel			
Mgp	Moment du au poids propre d'une poutre seule	1,655	MN.m
MM	Valeur maximale du moment	6,598	MN.m
Mm	Valeur minimale du moment	4,252	MN.m
VM	Valeur maximale de l'effort tranchant	1,048	MN
Vm	Valeur minimale de l'effort tranchant	0,676	MN

Avec :

$$\sigma_{bt1} = - 1.5 \times f_{t28} = - \mathbf{4.05} \text{ [MPa]}.$$

$$\sigma_{bt2} = - f_{t28} = - \mathbf{2.7} \text{ [MPa]}.$$

$$d' = 0.1 \times h \text{ (poutre + dalle)} = 0.1 \times 1.75 = \mathbf{0.175} \text{ [m]}.$$

Détermination du nombre de câbles

$$N \geq \frac{P_{\min}}{P_0 (1 - \Delta P_0)}$$

- $\Delta P_0 = 25\%$.
- **P₀** : Effort de précontrainte limite qu'un câble **12T15** peut créer.

Tableau V.3 : Caractéristiques des câbles.

Tm	D	S	Fpk	M	Fp 0.1%	F0	T0
MPa	mm	mm²	KN	Kg/m	KN	KN	N/mm²
1770	12.5	93	165	0.726	145	130.5	1416
1770	12.9	100	177	0.781	156	140.4	1416
1770	15.3	140	248	1.093	218	196.2	1416
1770	15.7	150	266	1.172	234	210.6	1416
1860	12.5	93	173	0.726	152	136.8	1488
1860	12.9	100	186	0.781	164	147.6	1488
1860	15.3	140	260	1.093	229	206.1	1488
1860	15.7	150	279	1.172	246	221.4	1488

Tableau V.4 : Caractéristiques des câbles.

Classe de résistance [MPa]		1770	1770	1860	1860	1860	1860
Diamètre (mm)		15.3	15.7	12.5	12.9	15.3	15.7
Nombre de torons	5	981	1053	684	738	1031	1107
	6	1177	1264	821	886	1237	1328
	7	1373	1474	958	1033	1443	1550
	9	1766	1895	1231	1328	1855	1993
	12	2354	2527	1642	1771	2473	2657
	13	2551	2738	1778	1919	2679	2878
	19	3728	4001	2599	2804	3916	4207
	22	4316	4633	3010	3247	4534	4871
	25	4905	5265	3420	3690	5153	5535

On prend : $P_o = 2,354$ [MPa].

$$N \geq \frac{5,25}{0,75 \times 2,354} = 2,87.$$

➔ Nous optons pour : $N = 3$ câbles de 12 T15, classe 1770.

Vérification des contraintes

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

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

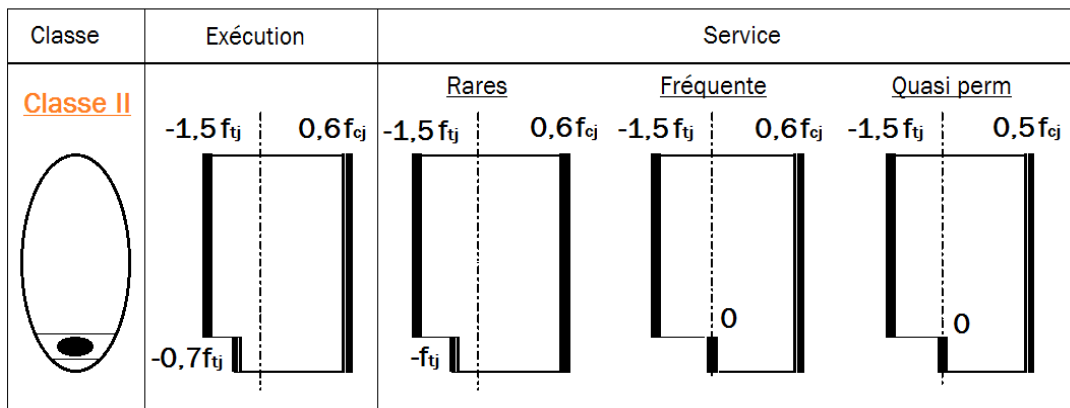


Figure V.1 : Vérification de la contrainte.

V.3. VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE

Tableau V.5 : Résultats des contraintes.

	Phase 01	Phase 02	Phase 03	Phase 04
f_{c7} [MPa]	23.18	35.00	35.00	35.00
f_{t7} [MPa]	1.99	2.70	2.70	2.70
σ_{bt2} [MPa]	-1.39	-1.89	-1.89	-2.70
σ_{bt1} [MPa]	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
σ_{bc} [MPa]	13.91	21.00	21.00	21.00
ΔP %	10	10	15	25

On vérifie que :

$$\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - P * e_0 - M * \frac{V'}{I} \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} = \frac{P}{B} - P * e_0 - M * \frac{V'}{I} \leq \sigma_{bc}$$

Avec : $\sigma_{bc} = 0.6 * f_{cj}$

Tableau V.6 : Résultats de vérification des contraintes.

	e_0 [m]	M [MN.m]	P [MN]	σ_{sup} [MPa]	σ_{inf} [MPa]	Remarque
Phase 1	0,67	1,66	3,35	3,80	10,10	Vérifiée
Phase 2	0,67	1,66	6,36	0,14	28,15	Non vérifiée
Phase 3	0,99	3,114	6,00	0,74	19,13	Vérifiée
Phase 4	0,99	6,60	5,30	10,16	0,28	Vérifiée

Interprétation des résultats

Puisque les conditions des contraintes admissibles ne sont pas vérifiées (**excès de compression**), nous positionnons deux câbles à l'about de la poutre et le troisième à son extrados, puis nous refaisons les calculs tout en adaptant la nouvelle disposition des câbles.

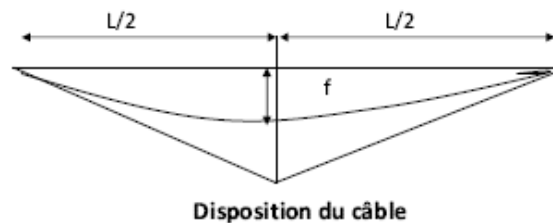
V.4. DISPOSITION DES CABLES

Pour l'étude de ces dispositions nous prenons en considération :

- 1 - La précontrainte P_x reste constante sur tout le tronçon du câble et : $X = P_0 + cte.$
- 2 - L'inclinaison des câbles de précontraintes par rapport à l'axe X est faible.
- 3 - Le tracé d'un câble peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

$$Y = Ax^2 + Bx + C.$$

$$Y' = 2Ax + B.$$



Principe de positionnement des câbles

Pour bien positionner les câbles de précontraintes dans les poutres on divise la moitié de la poutre en 3 zones :

Zone d'about

On dispose deux câbles à l'about de telle sorte que la résultante des deux forces de précontraintes tende au centre de gravité de la section pour éviter un moment de précontrainte engendré par ces deux câbles à l'about de la poutre.

Zone centrale

C'est la zone où on trouve le moment maximum négatif donc les câbles sont placés avec une excentricité maximale avec les fibres supérieures mais il faut bien vérifier que les conditions d'enrobages soient respectées (enrobage et espacement entre deux câbles).

Zone intermédiaire

C'est la zone intermédiaire entre l'about et le milieu de la poutre. Dans cette zone les câbles passent d'un excentrement maximum à un excentrement nul.

Disposition des câbles 1 et 2 à l'about

La valeur de a' est prise selon le guide SETRA.

$$a' = 60 \text{ cm.}$$

Pour que la résultante des deux forces coïncide avec le centre de gravité, nous avons :

$$\sum M / f_{\text{inf}} = 0$$

$$P_1 \times d + P_2 (a' + d) - R \times Y_g = 0$$

$$P_1 = P_2 = P$$

$$2 P \cdot d + P \cdot a' = 2R \cdot Y_g$$

$$d + (1/2) \cdot a' = Y_g$$

$$d = Y_g - \frac{a'}{2}$$

$$Y_g = 0,82 \quad (\text{Logiciel AutoCAD})$$

$$d = 0,52 \text{ m.}$$

$$d' = h - (d + a')$$

$$d = 1,5 - (0,52 + 0,6)$$

$$d = 0,38 \text{ m.}$$

Verification :

- ✓ $d > 0,165 \text{ m.}$
- ✓ $d' > 0,165 \text{ m.}$

Disposition des 3 câbles à mi travée

La disposition est tirée du guide SETRA

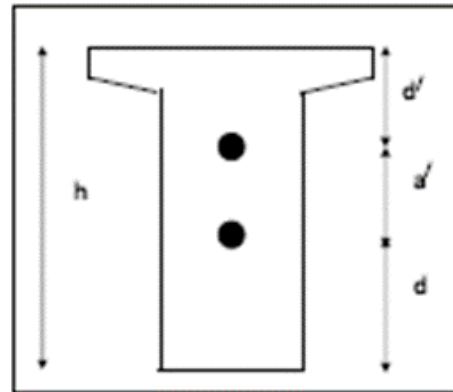
d : Diamètre de la gaine

$$b = 1,5 \times d = 1,5 \times 8 = 12 \text{ cm.}$$

On prend : 15 cm.

$c = 1$ ou $2d$,

On prend : 16 cm.



Section d'about

Figure V.2 : Disposition des câbles à l'about.

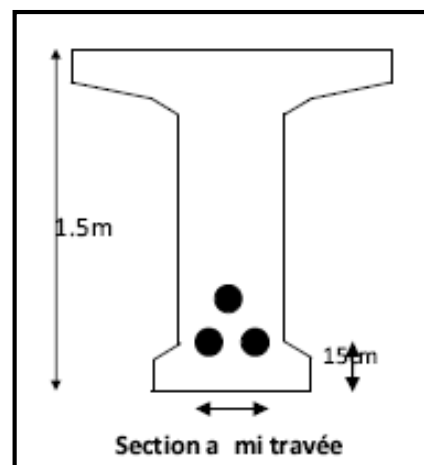


Figure V.3 : Disposition des câbles à mi- travée.

V.5. TRACE DES CABLES

Tracé du premier câble

C'est l'équation d'une parabole :

$$Y_1 = A_1 X + B_1 X + C_1$$

$X = 0$ m (à l'about).

$$\longrightarrow Y_1 = C_1 = 0,82 - 0,3 = 0,52 \text{ m.}$$

$X = 16,7$ m (à mi- travée).

$$\longrightarrow Y_1 = 0,15 = A_1 \times (16,7)^2 + B_1 \times (16,7) + 0,52.$$

$$Y_1' = 2A_1 \times (16,7) + B_1 = 0.$$

$$A_1 = - B_1 / (16,7 \times 2)$$

$$\longrightarrow B_1 = - 0,0443 \longrightarrow A_1 = 1,33 \times 10^{-3}.$$

$$Y_1 = 1,33 \cdot 10^{-3} (X^2) - 0,0443(X) + 0,52.$$

$$Tg(\alpha) = (dy / dx) = 2,66 \cdot 10^{-3} (X) - 0,0443.$$

Tableau V.7 : Valeurs des Y_i et α .

X_i [m]	Y_i [m]	α [rad]	α°
0	0,5200	- 0,0443	2,54
0,50	0,4982	- 0,0430	2.46
2	0,4367	- 0,0390	2.23
4	0,3641	- 0,0337	1.93
6	0,3021	- 0,0283	1.62
8	0,2507	- 0,0230	1.32
8,35	0,2428	- 0,0221	1.27
10	0,2100	- 0,0177	1.01
12	0,1799	- 0,0124	0.71
14	0,1605	- 0,0071	0.40
16	0,1517	- 0,0017	0.10
16,70	0,1511	- 0,0001	0.01

Tracé du deuxième câble

C'est l'équation d'une parabole :

$$Y_2 = A_2X + B_2X + C_2$$

$X = 0$ m (à l'about).

$$\longrightarrow Y_2 = C_2 = 0,82 + 0,3 = 1,12 \text{ m.}$$

$X = 16,7$ m (à mi-travée).

$$\longrightarrow Y_2 = 0,15 = A_2 \times (16,7)^2 + B_2 \times (16,7) + 1,12.$$

$$Y_2' = 2A_2 \times (16,7) + B_2 = 0.$$

$$A_2 = -B_2 / (16,7 \times 2).$$

$$\longrightarrow B_2 = -0,116 \quad \longrightarrow A_2 = 3,47 \times 10^{-3}.$$

$$Y_2 = 3,47 \cdot 10^{-3} (X^2) - 0,116 (X) + 1,12.$$

$$Tg(\alpha) = (dy / dx) = 6,96 \cdot 10^{-3} (X) - 0,116.$$

Tableau V.8 : Valeurs de Y_i et α .

X_i [m]	Y_i [m]	α [rad]	α°
0	1,1200	-0,1160	6,65
0,50	1,0629	-0,1125	6,45
2	0,9019	-0,1021	5,85
4	0,7115	-0,0882	5,05
6	0,5489	-0,0742	4,26
8	0,4141	-0,0603	3,46
8,35	0,3933	-0,0579	3,32
10	0,3070	-0,0464	2,66
12	0,2277	-0,0325	1,86
14	0,1761	-0,0186	1,06
16	0,1523	-0,0046	0,27
16,70	0,1505	-0,0002	0,01

Tracé du troisième câble sortant de l'extrados

C'est l'équation d'une parabole :

$$Y_3 = A_3X + B_3X + C_3$$

X = 0 m (à 5 m de l'extrémité).

$$\rightarrow Y_3 = C_3 = 1,5 - 0,16 = 1,34 \text{ m.}$$

X = 10,7 m (à mi-travée).

$$\rightarrow Y_3 = 0,31 = A_3 \times (10,7)^2 + B_3 \times (10,7) + 1,34.$$

$$Y_3' = 2A_3 \times (10,7) + B_3 = 0.$$

$$A_3 = -B_3 / (10,7 \times 2)$$

$$\rightarrow B_3 = -0,1925. \rightarrow A_3 = 8,99 \times 10^{-3}.$$

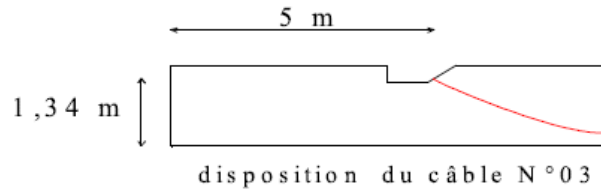


Figure V.4: Disposition du troisième câble.

$$Y_3 = 8,99 \cdot 10^{-3} (X^2) - 0,1925 (X) + 1,34.$$

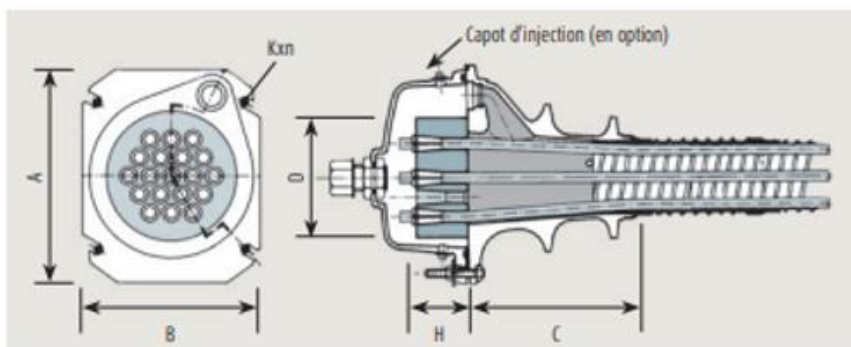
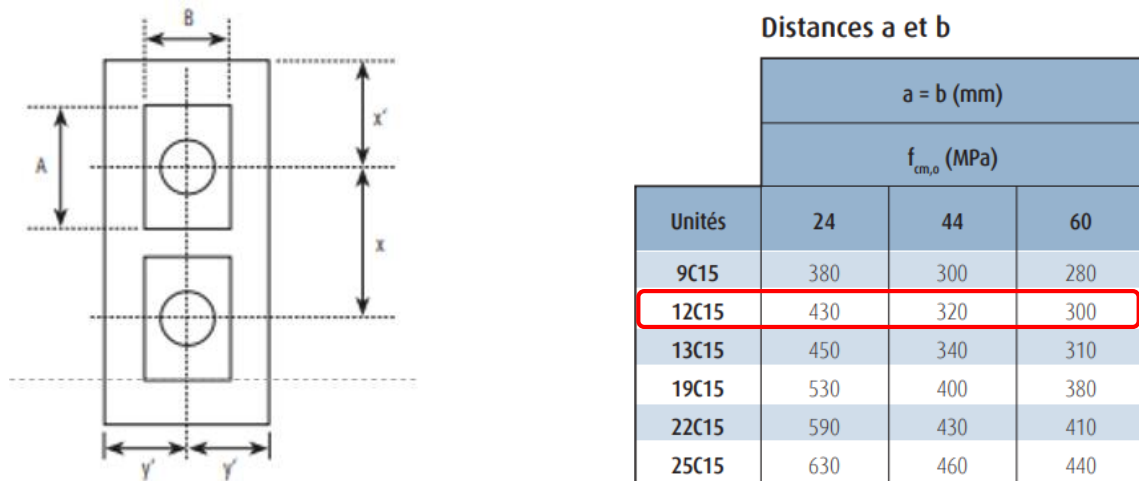
$$Tg(\alpha) = (dy / dx) = 17,99 \cdot 10^{-3} (X) - 0,1925.$$

Tableau V.9 : Valeurs des Y_i et α .

X_i [m]	Y_i [m]	α [rad]	α°
0	1,3400	-0,1925	11,03
1	1,1565	-0,1745	10,00
2	0,9910	-0,1565	8,97
3,35	0,7960	-0,1322	7,58
4	0,7138	-0,1205	6,91
6	0,5086	-0,0846	4,84
8	0,3754	-0,0486	2,78
9	0,3357	-0,0306	1,75
9,2	0,3299	-0,0270	1,55
10,7	0,3095	-0,0000	0,00
11,7	0,3184	0,0180	-1,03

V.5.1. Position des plaques d’ancrage

Au niveau de la section médiane qui est la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum, nous avons choisi de disposer les câbles, en regroupant 2 câbles et en surmontant le troisième.



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

Figure V.5 : Caractéristiques des plaques d’ancrage.

V.6. POSITION DES CABLES :

A l'extrémité de la poutre (section d'about), on respecte les conditions imposées par l'emplacement des plaques d'ancrage. La plaque d'ancrage adéquate pour un câble 12T15 est de dimensions $A \times B = 240 \times 200$ [mm²].

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

- ✓ $x \geq 0.85 \times a$.
- ✓ $x' \geq 0.5 \times x + \text{enrobage de béton} - 10\text{mm}$.

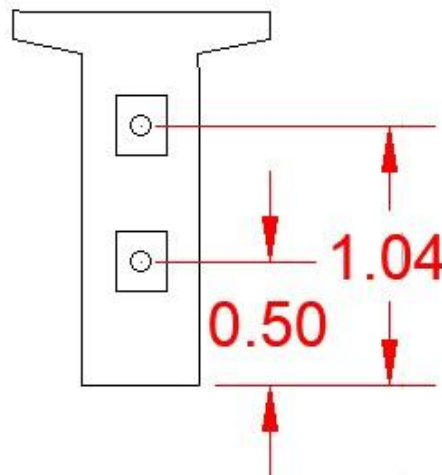


Figure V.6 : Position des câbles (section d'about).

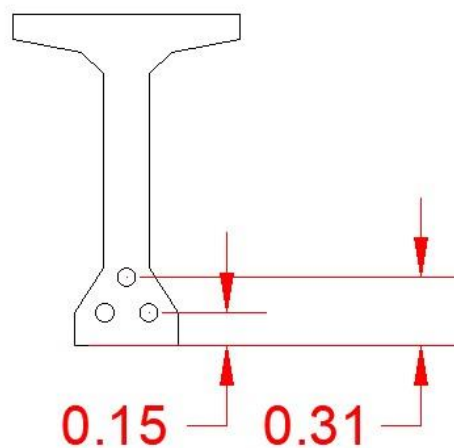


Figure V.7 : Position des câbles (section médiane).

Tableau V.10 : Vérification des contraintes.

	e_0 [m]	M [MN.m]	P [MN]	σ_{sup} [MPa]	σ_{inf} [MPa]	Remarque
Phase 1	0,67	1,66	2,24	5,16	3,38	Vérifiée
Phase 2	0,67	1,66	4,24	2,72	15,41	Vérifiée
Phase 3	0,99	3,114	4,00	2,72	8,28	Vérifiée
Phase 4	0,99	6,60	5,30	10,16	0,28	Vérifiée

Angle de relevage α :

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

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

On écrit :

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

- \bar{V} : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about $\bar{V} = \bar{T} * bn * 0.8 * h$.
- \bar{T} : contrainte tangentielle limite en l'état limite de service = $[0.4 * ftj * (ftj + \sigma_x)]^{\frac{1}{2}}$
- bn : la largeur nette de la section d'about + hourdis.
- $\sigma_x = \frac{P}{bn}$: contrainte normale au niveau de la fibre neutre.
- Bn : surface nette de la section d'about + dalle.

Tableau V.11 : Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

bn	0,39	m
Bn	1,13	m ²
P	3,53	MN
σ_x	3,11	MPa
\bar{T}	2,51	MPa
\bar{V}	1,37	MPa

Nous avons : $-5,20 \leq \alpha \leq 35,37$

Nous optons pour : $\alpha_{C1} = 2,54^\circ$ $\alpha_{C2} = 6,65^\circ$ $\alpha_{C3} = 11,02^\circ$

Tableau V.12 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte.

N° Câbles	l [m]	α rel [°]	f [m]
C1	31,4	2,54	0,37
C2	31,4	6,65	0,97
C3	26,4	11,02	1,02

Tracé des câbles de précontraintes

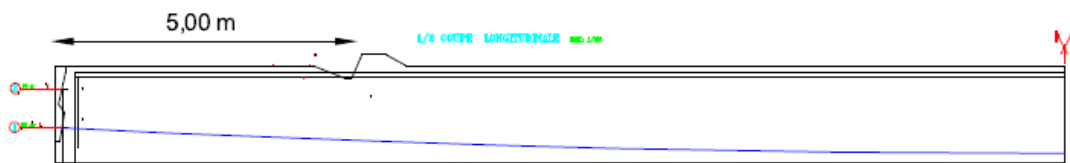


Figure V.8 : Tracé du premier câble.

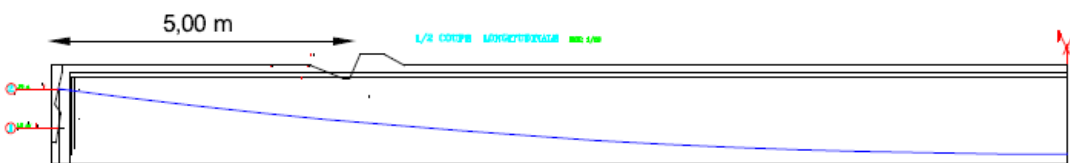


Figure V.9 : Tracé du deuxième câble.

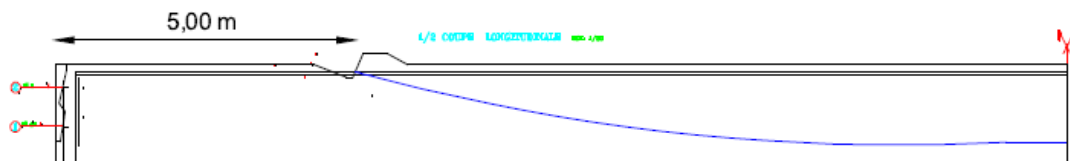


Figure V.10 : Tracé du troisième câble.

V.7. CALCUL DES PERTES

D'une façon générale, on désigne sous le nom « perte de tension » ou « perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte. Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

✓ Les pertes instantanées :

- Pertes de tension par frottement.
- Pertes de tension par recul d'ancrage.
- Pertes de tension par déformations instantanées du béton.

✓ Les pertes différées :

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

V.7.1. PERTES DE TENSION INSTANTANÉES

V7.1.1. Pertes par frottements

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine 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 ».

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

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} (1 - e^{-(f\alpha + \varphi x)})$$

Avec :

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

l : Longueur en courbe des câbles.

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

φ : Perte relative de tension par mètre, telle que $\varphi = 0,002/\text{m}$. (ALGA).

σ_{p0} : Contrainte de tension à l'encrage. $\sigma_{p0} = 1416 \text{ MPa}$.

Tableau V.13 : Valeurs moyennes des coefficients f et φ .

Cas	Nature des armatures	f		φ (m^{-1})
		$3 \leq R \leq 6$ (m)	$R \geq 6$ (m)	
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Tableau V.14 : Résultats des pertes par frottements.

N° Câble	$X = l/2$ [m]	β [rad]	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ [MPa]	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy [MPa]	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy [%]
C1	16,7	0,075	0,047	64,78	70,01	4,94 %
C2	16,7	0,100	0,051	70,89		
C3	11,7	0,114	0,054	74,34		

V.7.1.2. Pertes par recul d'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

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

Avec :

$$k = f \cdot (\beta/l) + \varphi$$

d : la longueur sur laquelle s'effectue le recul de l'ancrage

$$d = \sqrt{\frac{E_p \cdot g}{\sigma_{p0} \cdot k}}$$

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

E_p = 190 000 [MPa].

σ_{p0} = 1416 [MPa].

Tableau V.15 : Résultats des pertes par recul d'ancrage.

N° Câbles	l [m]	k [m1]	d [m]	$\Delta\sigma_g (L=0)$ [MPa]	$\Delta\sigma_g (L/2)$ [MPa]
C1	16,7	0.0028	16,94	134,56	1,94
C2	16,7	0.0031	16,18	140,92	0
C3	11,7	0.0032	15,79	144,40	0
Moyenne				139,96	1,94
%				9,88	0.14

V.7.1.3. Pertes par déformations instantanées du béton

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

$$\Delta\sigma_a = \frac{E_a}{2E_{ij}} \sigma_{bj}$$

Tel que :

$$\sigma_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{Mp * e}{I}$$

Tableau V.16 : Résultats des pertes par déformations instantanées du béton.

Mg	1,66	MN
Eij	35 981,73	MPa
e	0,61	m
B	0,51	m ²
I_G	0,14	m ⁴
N° Câbles	3	

σ_{bi}	13,63	MPa
σ_e	36,00	MPa
	2,54	%

V.7.2. PERTES DE TENSION DIFFEREEES

V.7.2.1. Pertes dues au retrait du béton

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r (1 - r(j)) EP$$

ε_r : retrait total du béton. = $2 \cdot 10^{-4}$.

j : âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

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

$$r(j) = t / t + 9 r(m) \quad \text{Avec :} \quad r(m) = Bn / p.$$

Bn : section nette.

p : périmètre de la section.

EP : module d'élasticité.

Très souvent, nous pouvons négliger $r(t_j)$ devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \times \xi_r$$

Valeurs de ξ_r :

- 2×10^{-4} en climat humide Zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie.
- 3×10^{-4} en climat tempéré sec Zone B.
- 4×10^{-4} en climat chaud et sec Zones B', C, D1.
- 5×10^{-4} en climat très sec ou désertique Zones D2 et D3.

Tableau V.17 : Résultats des pertes par retrait du béton.

	Valeur	Unité
$\Delta\sigma_r$	38.00	MPa
	2.68	%

V.7.2.2. Pertes par fluage

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 * \sigma_b * \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :
$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P * e^2}{I} - \frac{M_p * e}{I}$$

Tableau V.18 : Résultats des pertes par fluage du béton.

M_p	4,25	MN.m
Inette	0,2709	
B	0,8760	
v'	1,168	m
e₀	0,94	m
P	5,30	MN

σ_{fl}	113,50	MPa
	8,02%	%

La section considérée est (poutre + dalle).

V.7.2.3. Perte par relaxation

$$\Delta\sigma_{rel} = \left(\frac{6}{100}\right) \rho_{1000} \left[\left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}\right) - \mu_0 \right] \sigma_{pi}(x)$$

σ_{pi}(x) : contrainte dans les armatures de précontrainte ; après les pertes instantanées.

ρ₁₀₀₀ : coefficient de relaxation à 1000 h.

f_{prg} : contrainte limite garantie à la rupture.

μ_0 : coefficient égale à :

- 0,30 pour les armatures à relaxation normale.
- 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.
- 0,35 pour les autres armatures.

En général : $\rho_{1000} = 2.5 \%$ pour les aciers TBR.

Tableau V.19 : Résultats des pertes par relaxation.

$\Delta\sigma_p$	56,64	MPa
	4,00	%

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

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

$$\Delta\sigma_{tot} = 70,01 + 1,94 + 36 + 38 + 113,5 + 56,64 = 319,09 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{tot} = 22,53 \%$$

Tableau V.20 : Tableau récapitulatif des pertes totales.

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	133,71	9,44
$\Delta\sigma_{Diff}$	198,70	14,03
$\Delta\sigma_{\infty} =$	332,42	23,48

Le pourcentage des pertes calculés (**22,53 %**) est inférieur à celui estimé (**25 %**).

V.8. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A L'ELS

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

Tableau V.21 : Caractéristiques des sections.

	X = 0.5		X = L/4		X = 3L/8		X = L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H [m]	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75
B_{nette} [m²]	0,77	1,13	0,496	0,861	0,496	0,861	0,496	0,861
vn [m]	0,682	0,672	0,647	0,570	0,641	0,566	0,639	0,565
v'n [m]	0,818	1,0776	0,853	1,180	0,859	1,184	0,861	1,185
I_{nc} [m⁴]	0,164	0,327	0,135	0,263	0,133	0,259	0,132	0,257
ρ (%)	38,15	39,74	49,49	45,39	48,83	44,83	48,364	44,50

Nous avons P_1 et P_2 , les deux valeurs caractéristiques des justifications à l'ELS encadrant la valeur probable P_m avec :

- $P_0 = 2,35 \text{ MN}$.
- $P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P$.
- $P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P$.

Tableau V.22 : Contraintes admissibles.

Contraintes admissibles	j = 7 jours	j ≥ 28 jours	Cas
σ_{bc} [MPa]	13.91	21	Exé / Q.R / Q.F
σ_{bt1} [MPa]	-2.99	-4.05	Exé / Q.R / Q.F
σ_{bt2} [MPa]	-1.39	-1.89	Exécution
σ_{bt3} [MPa]	-1.99	-2.7	Q.Rares

Effort de précontrainte**Tableau V.23 : Position de câbles moyens.**

	d			
	Y₁	Y₂	Y₃	Y_{moy}
X = 0.5	0,498	1,04	/	0,770
X = L/4	0,243	0,393	0,796	0,477
X = 3L/8	0,174	0,274	0,401	0,283
X = L/2	0,150	0,150	0,310	0,203

Tableau V.24 : Caractéristiques des phases de vérification.

	N° Câbles	% Mt	ΔP	P1	P2	d x = 0.5	d x = L/4	d x = 3L/8	d x = L/2
Phase 1	2	50	4,72	2,31	2,17	0,77	0,48	0,28	0,20
Phase 2	2	100	9,44	4,45	4,08	0,77	0,48	0,28	0,20
Phase 3	2	100	12,95	4,31	3,88	0,77	0,48	0,28	0,20
Phase 4	3	100	23,48	5,88	4,93	0,77	0,48	0,28	0,20

Justification des contraintes normales

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- $\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$.
- $\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$.

Tableau V.25 : Vérifications des contraintes normales pour les phases 1 et 2.

		Phase 01				Phase 02			
		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)		0,05	0,38	0,58	0,66	0,05	0,38	0,58	0,65767
M ELS		0,00	1,22	1,546	1,6550	0	1,219	1,546	1,655
P1 (MN)		2,31	2,31	2,31	2,31	4,45	4,45	4,45	4,4465
P2 (MN)		2,17	2,17	2,17	2,17	4,08	4,08	4,08	4,08
σ_p [MPa] (moment)	σ_{sup}	-0,01	5,83	7,44	8,02	0,00	5,83	7,44	8,02
	σ_{inf}	0,01	-7,68	-6,95	-10,80	0,00	-7,68	-9,96	-10,80
σ_{p1} [MPa]	σ_{sup}	2,54	0,52	-1,74	-2,70	4,88	0,99	-3,34	-5,20
	σ_{inf}	3,56	10,13	13,24	14,59	6,85	19,48	25,46	28,06
σ_{p2} [MPa]	σ_{sup}	2,38	0,48	-1,64	-2,54	4,48	0,91	-3,07	-4,77
	σ_{inf}	3,35	9,52	12,44	13,72	6,29	17,88	23,36	25,75
σ_{max} [MPa]	σ_{sup}	2,53	6,34	5,70	5,32	4,88	6,82	4,09	2,82
	σ_{inf}	3,57	2,45	6,29	3,79	6,85	11,80	15,50	17,26
σ_{min} [MPa]	σ_{sup}	2,38	6,31	5,80	5,48	4,48	6,74	4,37	3,25
	σ_{inf}	3,36	1,85	5,50	2,91	6,29	10,20	13,40	14,95

Tableau V.26 : Vérification des contraintes normales pour les phases 3 et 4.

		Phase 03				Phase 04			
		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]		0,31	0,70	0,90	0,98	0,31	0,70	0,90	0,982
M ELS		- 0,02	2,30	2,91	3,115	-0,111	5,03	6,232	6,60
P1 [MN]		4,31	4,31	4,31	4,31	5,88	5,88	5,88	5,88
P2 [MN]		3,88	3,88	3,88	3,88	4,93	4,93	4,93	4,93
σ_p [MPa] (moment)	σ_{sup}	-0,05	4,99	6,37	6,86	-0,23	10,91	13,64	14,53
	σ_{inf}	0,08	-10,34	-13,32	-14,39	0,37	-22,60	-28,51	-30,48
σ_{p1} [MPa]	σ_{sup}	1,07	-1,56	-3,49	-4,32	1,45	-2,13	-4,76	-5,88
	σ_{inf}	8,18	18,64	22,79	24,58	11,15	25,39	31,04	33,48
σ_{p2} [MPa]	σ_{sup}	0,96	0,76	-0,21	-3,89	3,19	1,42	-0,40	-4,94
	σ_{inf}	7,36	16,77	20,51	22,12	9,36	21,30	26,05	28,09
σ_{max} [MPa]	σ_{sup}	1,02	3,43	2,88	2,54	1,22	8,78	8,88	8,65
	σ_{inf}	8,27	8,29	9,47	10,19	11,52	2,79	2,53	3,00
σ_{min} [MPa]	σ_{sup}	0,91	5,75	6,16	2,98	2,96	12,33	13,24	9,60
	σ_{inf}	7,45	6,43	7,19	7,72	9,72	-1,30	-2,46	-2,39

V.9. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A P'ELS

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

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

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

- $\tau = V_{red} \cdot S_n / I_n \cdot b_n$.
- $V_{red} = V_{ser} - \sum (P_i \cdot \sin \alpha)$.
- $S_n = v' \times B_n$.
- B_n : la surface de poutre + dalle à $X = 0.5m$.

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

Tableau V.27 : Composantes de P.

Câble	P	α	Pcos (α)	Psin (α)
C1	1,80	2,54	1,80	0,08
C2	1,80	6,65	1,79	0,21
C3	1,80	11,02	1,77	0,34
Somme			5,36	0,63

On trouve : $\sigma_x = 4,72 \text{ MPa}$.

→ $\bar{\tau}_1 = 2,51 \text{ MPa}$.

On a : $\sigma_x < 0,4 \times f_{cj}$

Donc : $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$

On vérifie que : $\tau < \bar{\tau}_1$

$\tau = 0,98 \text{ MPa}$

✓ **0,98 < 2,51** (Condition vérifiée).

Tableau V.28 : Caractéristiques de la poutre.

Vser	1,0480	MPa
Vred	0,42	MPa
Sn	0,30	m ³
In	0,33	m ⁴
bn	0,39	m

V.10. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELU

1^{ère} étape :

$$\tan (2\beta u) = \frac{2 * \tau u}{\sigma x - \sigma y} \quad \text{Avec :} \quad \beta \geq 30^\circ$$

σ_x et σ_y : contraintes normales au niveau de G.

$$\text{Contrainte tangentielle ultime :} \quad \tau u = V_{u,red} * \frac{S_n(y)}{I_n * b_n}$$

$$\text{Nous avons :} \quad V_u = 1,416 \text{ [MPa]} \quad \text{et} \quad V_{u,red} = 0,78 \text{ [MPa]}$$

$$\longrightarrow \tau u = 1,84 \text{ MPa.}$$

$$\beta u = 19,01^\circ$$

$$\text{On prend :} \quad \beta u = 30^\circ.$$

2^{ème} étape :

Section des armatures transversales

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

$$\frac{A_t * f_e}{b_n * S_t * \gamma} \geq \left(\tau u - \frac{f_{t28}}{3} \right) * \tan (\beta u)$$

$$\text{On trouve :} \quad \frac{A_t}{S_t} = 4,89 \text{ cm.}$$

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

$$\tau u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

$$\checkmark \quad 1,84 \leq 5,83 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

V.11. FERRAILLAGE DE LA POUTRE

Armatures de la zone tendue

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

B_t : aire de la section du béton en traction.

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

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

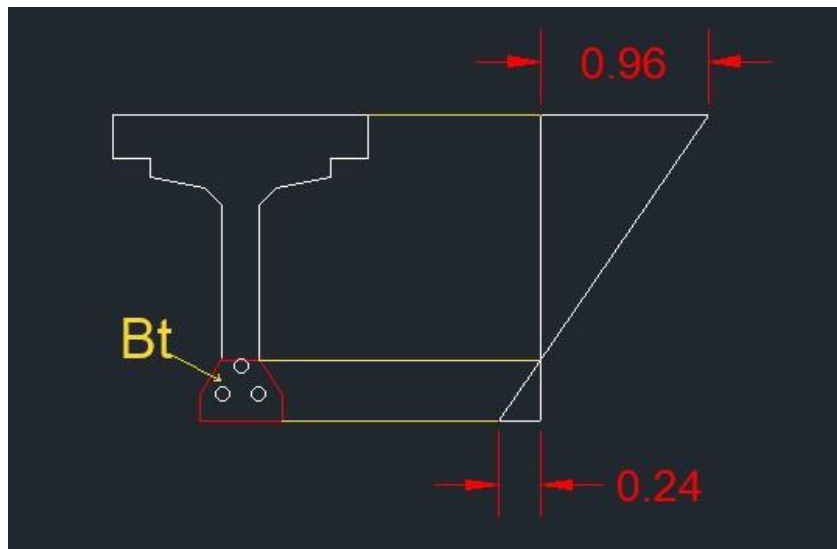


Figure V.11 : Détermination de $\sigma_{N_{Bt}}$.

Tableau V.29 : Valeurs des contraintes.

B_t	0,123	m ²
σ_{bt}	2,39	MPa
σ_{N_{Bt}}	1,37	MPa
N_{Bt}	0,1685	MN

Nous avons : **$A_s = 1,39 \text{ cm}^2$** \longrightarrow **2 HA 12.**

Section minimale (Armatures de peau)

$$A_{\min} \geq 0.23. b. d. \frac{f_t}{f_e}$$

$$A_s = 21,74 \text{ cm}^2.$$

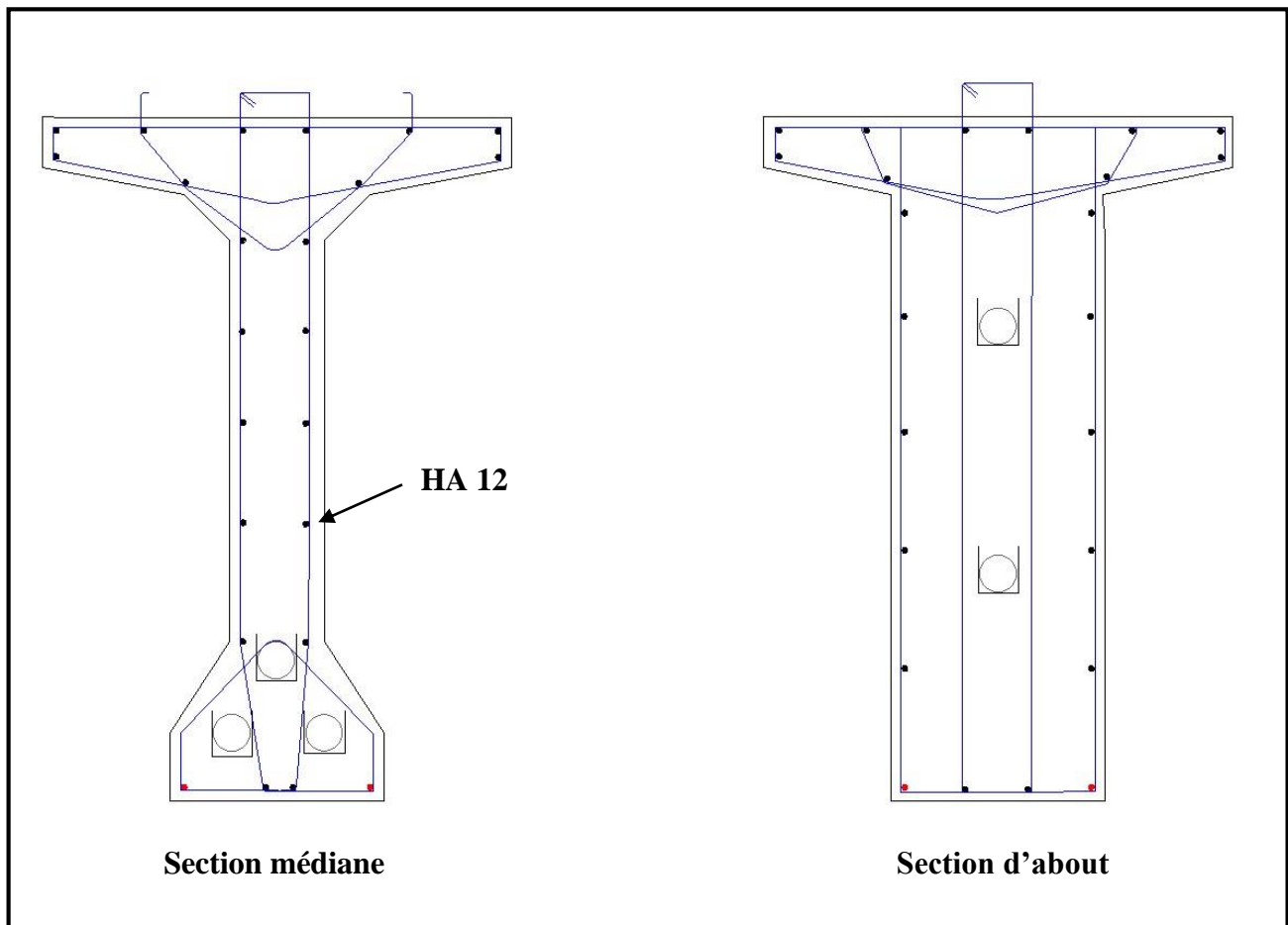


Figure V.12 : Ferrailage de la poutre.

Les barres d'acier de ferrailage sont des HA 12

ETUDE DE L'HOURLDIS

VI.1. INTRODUCTION

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

VI.2. VERIFICATION DE LA FLECHE

Une poutre simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre, d'autre part la mise en précontrainte d'une telle pièce engendre aussi des déformations. Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche). La flèche admissible est de $L/500$, où L : est la portée de la travée considérée.

Donc : $33,4/500 = 0.067 \text{ m}$.

Alors la flèche admissible est égale à 6,7 cm.

Flèche due au poids propre de la poutre

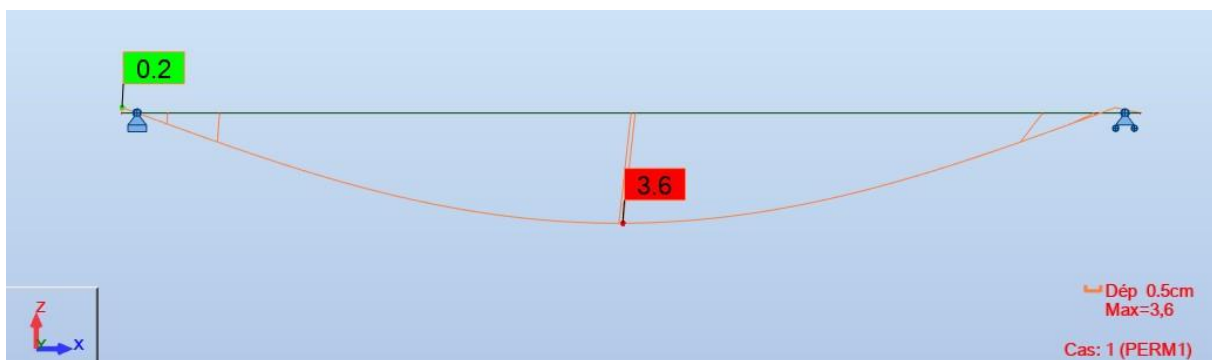


Figure VI.1 : Flèche due au poids propre de la poutre.

Contre flèche de précontrainte

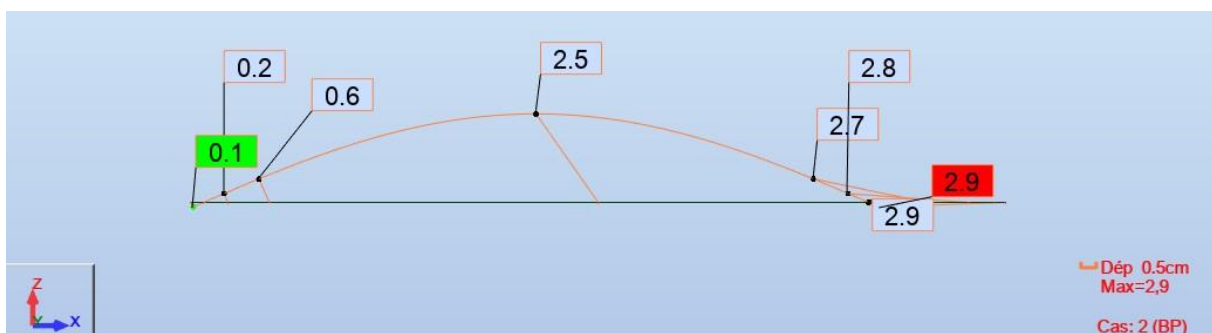


Figure VI.2 : Contre flèche de précontrainte.

On constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes est égale à 4,6 cm.

Flèche maximale à l'ELS



Figure VI.3 : Flèche maximale à l'ELS.

La flèche maximale du tablier lorsqu'il est en service est égale à : 14,5 cm.

Flèche totale

$$14,5 - 2,9 = 11,6 < 6,67 \text{ cm.} \quad (\text{Condition non vérifiée}).$$

Etant donné que la condition de la flèche admissible n'est pas vérifiée, nous devons assurer une contre flèche de 5 cm de la poutre avant la mise en service.

VI.3. MODELISATION

Modélisation de la dalle

La dalle est modélisée comme un élément barre de section (0,25m×9,50m) dont la largeur est prise égale à 1m repose sur 6 appuis. Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions déjà définies.

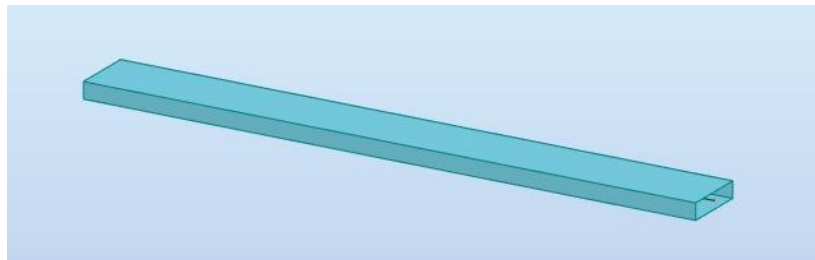


Figure VI.4 : Modélisation de l'hourdis

Les résultats des combinaisons les plus défavorables obtenues à l'ELU et à l'ELS sont donnés ci-dessous :

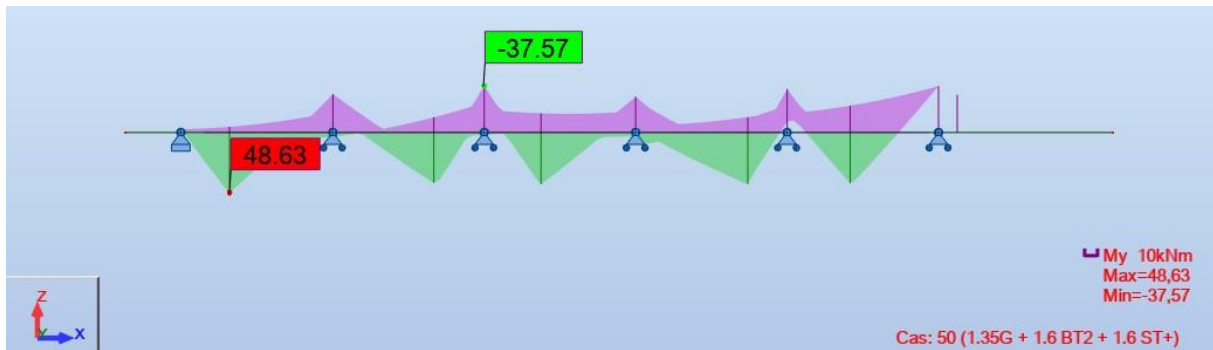


Figure VI.5 : Diagramme des moments maximums à l'ELU.



Figure VI.6 : Diagramme des moments maximums à l'ELS.

VI.4. FERRAILLAGE DE LA DALLE

Ferraillage sous la flexion transversale

- Le ferraillage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2023.
- La dalle est ferraillée en flexion simple.

Les armatures transversales

La nappe inférieure

$$M_{max} = 36,47 \text{ KN.m.}$$

On trouve : $A_s = 8,10 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$

➡ 6 HA14/ml espacées de 17,5 cm.

La nappe supérieure

$$M_{max} = 28,17 \text{ KN.m}$$

On trouve : $A_s = 6,2 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$.

Soit : 5 HA14/ml

→ On prend 6 HA14 espacées de 17,5.

Les armatures longitudinales

Les armatures de construction sont égales à 1/3 de la section A_s .

La nappe inférieure

$$A_s = 2,70 \text{ [cm}^2/\text{ml]}.$$

On prend : 4 HA10/ml.

La nappe supérieure

$$A_s = 2,01 \text{ [cm}^2/\text{ml]}.$$

On prend : 4 HA10/ml.

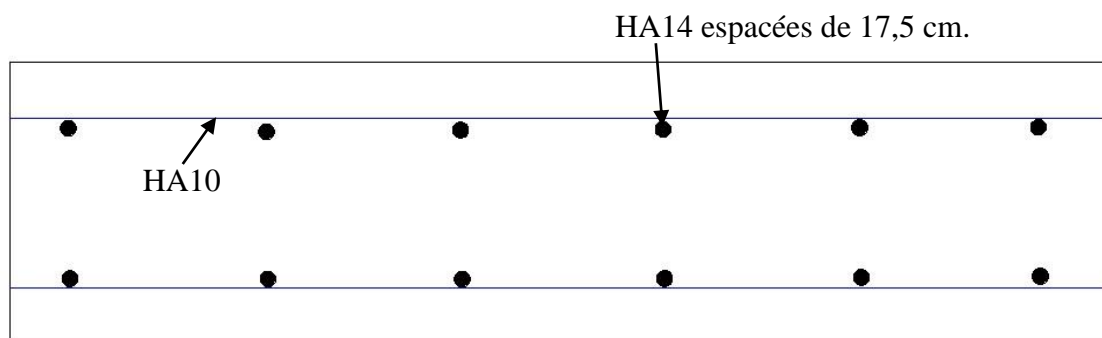
Croquis de ferrailage

Figure VI.7 : Ferrailage de la dalle.

Remarque :

Lors du ferrailage de l'hourdis nous devons prendre en compte les zones de passage du câble à l'extrados.

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONTS

VII.1. INTRODUCTION

Les équipements des ponts couvrent un ensemble de dispositifs de conception et de fonctionnement dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Ces équipements permettent un fonctionnement correct de la structure.

Dans le présent chapitre nous allons étudier les équipements suivants :

- Appareils d'appui.
- Dés d'appui.
- Joints de chaussée.

VII.2. APPAREIL D'APPUI

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

Il existe plusieurs types d'appareils d'appuis, pour notre projet nous avons opté pour des appareils d'appuis en élastomère frété qui représente un bloc d'élastomère renforcé par des frettes métalliques en acier. Ce type d'appareils d'appuis est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton en raison des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Permettent une répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

VII.2.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui

Géométrie de l'appareil d'appui

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

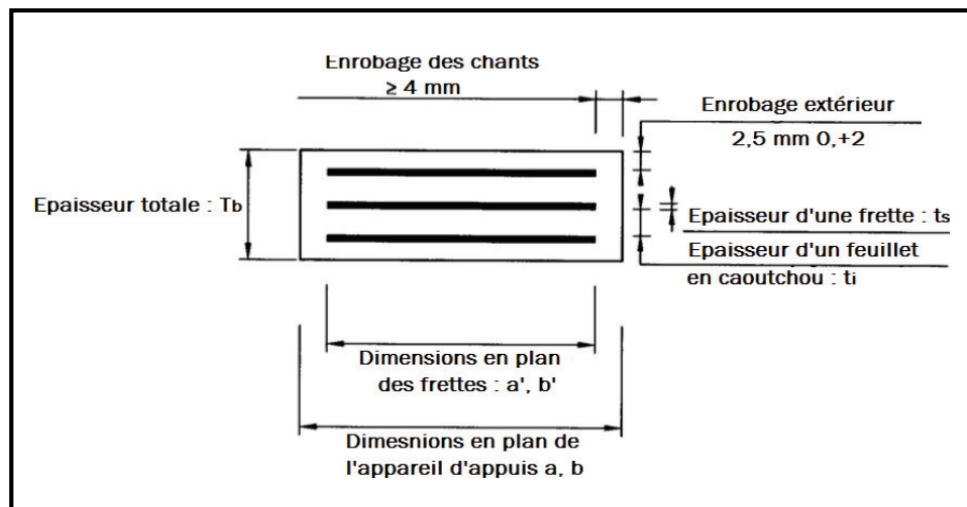


Figure VII.1 : Géométrie de l'appareil d'appui.

Aire de l'appareil d'appui

$$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa.}$$

- σ_{max} : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis.
- R_{max} : Réaction d'appui à l'ELU.

Tel que : $R_{max} = 1,416 \text{ MN.}$

On trouve : $a \times b = 708 \text{ cm}^2.$

On prend : $a \times b \approx 350 \times 400 \text{ mm}^2.$

L'épaisseur de l'appareil d'appui T

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

- **T** : épaisseur du caoutchouc.

$$40,00 \leq T \leq 80,00 \text{ mm.}$$

Dimensionnement des frettes

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

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a*b} = 10,11 \text{ MPa.}$$

$$\beta = a * \frac{b}{2*G*(a+b)} = 10,37$$

Avec :

- **G** : module de cisaillement = 0.9 MPa.

On trouve : $t_s = 1,45 \text{ mm.}$

On prend : $t_s = 2 \text{ mm.}$

- Feuillet d'élastomère : $t_i = 10 \text{ mm.}$
- Frettes métalliques : $t_s = 2 \text{ mm.}$
- Enrobage des chants : 4 mm.
- Enrobage extérieur : 2,5 mm.

Donc : $T_b = 55 \text{ mm}$ (Hauteur totale de l'appareil d'appui).

$T_q = 45 \text{ cm.}$ (Épaisseur totale de l'élastomère).

VII.3. INTRODUCTION

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

La méthode monomodale s'applique aux ponts remplissant certaines conditions citées dans le RPOA.

VII.4. CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE MONOMODALE

➤ **1^{ère} condition « Masse modale »**

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 (fut et chevêtre). Autrement dit, la masse des piles **M_p** doit être inférieure à 43% de la masse totale **M_T**.

Masse total de la structure : $M_T = L \times G$

- **L** : longueur du pont
- **G** : poids du tablier par mètre linéaire

On trouve : $M = 1\,799\,854 \text{ Kg} = 17\,998,54 \text{ KN}$.

Condition : $M_{\text{Pile}} \leq 0,43 M_{\text{tablier}}$

$0,43 M_{\text{tablier}} = 0,43 \times 17\,998,54 \text{ KN} = 7739,37 \text{ KN}$.

Estimation du poids des piles

Tableau VII.1 : Caractéristiques géométriques de la pile.

Piles	H moy [m]	D [m]	n fut	M Fût [KN]
P1	13,5	2,00	2	1060,29
P2	13,5	2,00	2	1060,29
	H	b	L	n
Chevêtre	1,2	2,5	9,5	2

Densité du béton : 25 [KN/m³]

On trouve : $M_{pile} = 5\,666,16 \text{ KN}$.

$5\,666,16 < 7\,739,37$

→ $M_{pile} < 0,43 M_{tablier}$ **Condition vérifiée.**

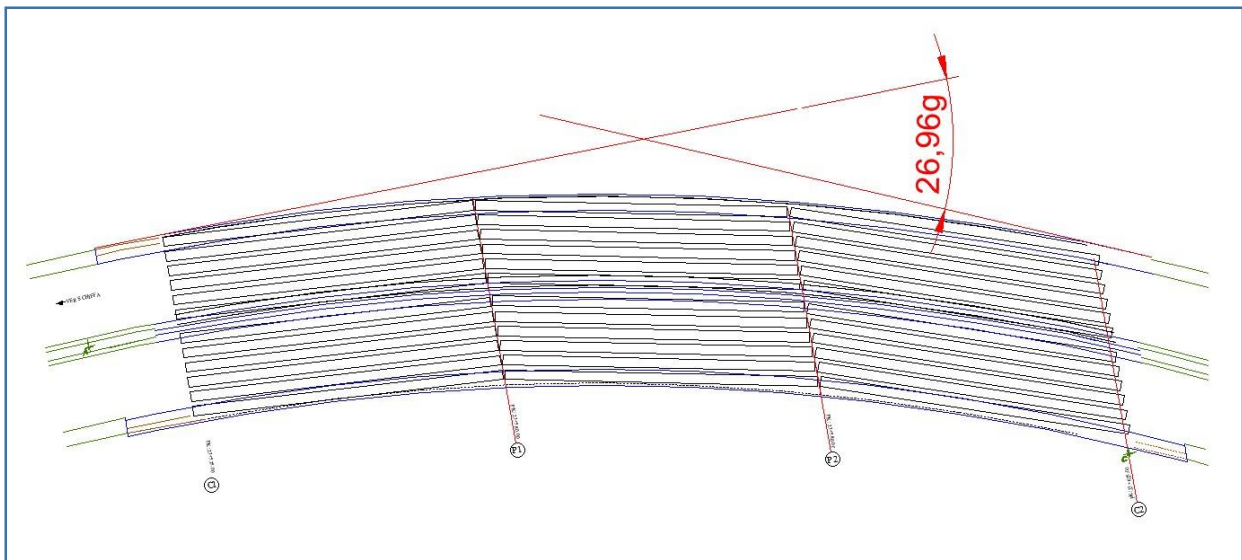
➤ **2^{ème} condition « Angle de biais »**

Le biais (angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeur calculées sans biais.

Condition vérifiée (plan d'ensemble).

➤ **3^{ème} condition « Angle de courbure »**

La courbure (angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.



Condition vérifiée.

➤ **4^{ème} condition « Symétrie transversale »**

La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversale.

La méthode monomodale est applicable dans notre cas.

VII.5. EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K

Nous avons les formules de raideurs suivantes :

Raideur des appareils d'appui :

$$K_{A-app} = n \cdot G \times \frac{a \times b}{T}$$

- **n** : nombre d'appareils d'appui par élément porteur.
- **a, b, T** : Sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur de l'élastomère.
- **G** : Module de cisaillement de l'appareil d'appui.

G = 0,9 MPa cas statique

G = 1,2 MPa cas dynamique.

Raideur des piles :

$$K_{pile} = n \times \frac{3 \cdot E \cdot I}{h^3}$$

- **n** : nombre de fûts composant la pile.
- **E** : Module de déformation instantanée du béton. E = 33000.
- **I_l** : Moment d'inertie longitudinale d'un seul fût ; $I_l = \frac{\pi D^4}{64}$.
- **I_t** : Moment d'inertie transversale de la pile (Théorème de Huygens).
- **h** : hauteur des fûts.

NB : la culée est considérée comme infiniment rigide, sa rigidité sera égale à la rigidité des appareils d'appuis (K_{A-app}).

$$K_{app} = \frac{1}{\frac{1}{k_{pile}} + \frac{1}{K_{A-app}}}$$

VII.5.1. Composante longitudinale

Application numérique

$$K_{App-d'appui} = 3,73 \text{ [MN/m]}.$$

Détermination des raideurs des fûts :

Tableau VII.2 : Raideurs des fûts.

Piles	H_{moy} [m]	D [m]	I [m ⁴]	n Fût	$K_{Fût}$ [MN/m]
P1	13,5	2,00	0,79	2	63,17
P2	13,5	2,00	0,79	2	63,17

Détermination de la raideur des piles :

Tableau VII.3 : Raideurs longitudinales des piles.

Piles	$K_{Fût}$ [MN/m]	$K_{Ap-d'appui}$ [MN/m]	N_{A-Apps}	K_{appuis} [MN/m]
P1	63,17	3,73	12	26,21
P2	63,17	3,73	12	26,21

Détermination des raideurs des culées :

Tableau VII.4 : Raideurs longitudinales des culées.

Culées	$K_{Ap-d'appui}$ [MN/m]	n_{A-Apps}	K_P [MN/m]
C1	3,73	6	22,40
C2	3,73	6	22,40

Rigidité longitudinale totale du système

$$K_{lon} = 97,22 \text{ [MN/m]}$$

VII.5.1.1. Évaluation de l'effort sismique longitudinal

Détermination de l'effort sismique longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée :

$$F = M \cdot Sa(T)$$

- M : la masse effective totale de la structure.
- $Sa(T)$: accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T .

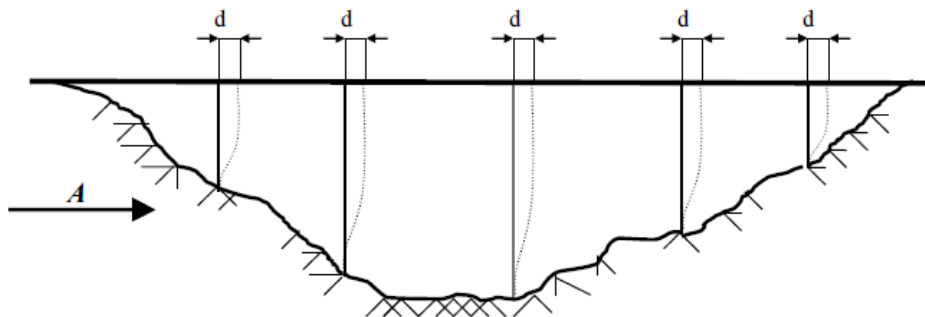


Figure VII.2 : Tablier rigide.

Caractéristiques sismiques de l'ouvrage

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié, le choix du modèle, la méthode de calcul et les paramètres à utiliser. Les caractéristiques sismiques de notre ouvrage sont :

- ❖ Zone sismique III. (Sismicité élevée)
- ❖ Sol de type S3.
- ❖ Ouvrage de groupe 1A (ouvrage d'importance vitale).
- ❖ Accélération $A = 0,35$.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_{ae}(T, \xi)(m/s^2) = \begin{cases} A \cdot g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5 \cdot \eta - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- **g** : accélération de la pesanteur ($g = 9,81m/s^2$).
- **T** : Période fondamentale de l'ouvrage ; $T = 2\pi \sqrt{\frac{K}{M}}$
- **T₁, T₂** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
T₁ = 0,2 s. et T₂ = 0,5 s.
- **S** : coefficient de site. **S = 1,20**
- **A** : coefficient d'accélération de zone. **A = 0,35.**
- **η** : facteur de correction de l'amortissement. $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} = 1$.
Avec : **ξ** : taux d'amortissement (en %). Béton armé = 5%.

Nous obtenons : **T = 0,96 s.**

Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier

Réponse sismique

Nous avons : $T_2 = 0,5 s < T = 0,96 s < 3,00 s$

Sa est donnée par :

$$2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{T_2}{T} \right) \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

Nous obtenons :

$$S_a = 5,38 m/s^2$$

Effort total

$$F_{long} = M \cdot S_a(T) = 9679,13 t$$

Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{\text{long}} = \frac{T}{4 \cdot \pi^2} \times S_a = 0,125 \text{ m} = 12,5 \text{ cm.}$$

Répartition des efforts

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K} \times F$$

Tableau VII.5 : Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui.

Piles / Culées	K_{appui} [MN/m]	K_T [MN/m]	F [KN]	F_{appui} [KN]	D pile [m]
C1	22,40	97,22	9679,1	2230,0	0,000
P1	26,21	97,22	9679,1	2609,5	0,041
P2	26,21	97,22	9679,1	2609,5	0,041
C2	22,40	97,22	9679,1	2230,0	0,000
			Somme	9679,1	

NB : le déplacement de la culée est égal à 0 parce qu'elle est considérée infiniment rigide.

VII.5.2. Composante transversale

Détermination de la raideur transversale de la structure

$$K_{\text{App-d'appui}} = 3,73 \text{ [MN/m]}.$$

Tableau VII.6 : Raideurs transversales des piles.

Piles	H_{moy} [m]	I [m ⁴]	$K_{\text{Fût}}$ [MN/m]	$n_{\text{App d'appui}}$	K_{appui} [MN/m]
P1	13,5	40,84	1643,31	12	43,61
P2	13,5	40,84	1643,31	12	43,61

Tableau VII.7 : Raideurs transversales des culées.

Culées	$K_{\text{Ap-d'appui}}$ [MN/m]	$n_{\text{A-Apps}}$	K_{P} [MN/m]
C1	3,73	6	22,40
C2	3,73	6	22,40

Rigidité longitudinale totale du système

$$K_{\text{trans}} = 132,02 \text{ [MN/m]}$$

VII.5.2.1. Détermination de l'effort sismique transversale

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

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

Dans ce cas nous allons déterminer les effets sismiques en utilisant le modèle à tablier flexible

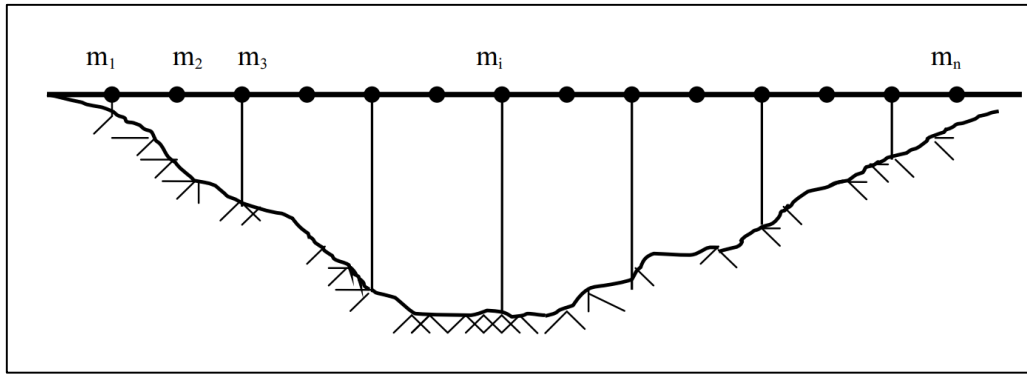


Figure VII.3 : Tablier flexible.

Dans certains cas, l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y pas d'interaction importante entre des piles adjacentes, dans ces cas, les effets des séismes agissant sur la $i^{\text{ème}}$ pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i \times Sa(T_i)$$

- **M_i** : masse effective attribuée à la pile (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).
- **T_i** : période fondamentale de la même pile. $T = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$

Nous obtenons : $T = 0,73 \text{ s}$.

Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier

Réponse sismique

Nous avons : $T_2 = 0,5 \text{ s} < T = 0,73 \text{ s} < 3,00 \text{ s}$

'**Sa**' est donnée par :

$$2.5. \eta. A. g. S\left(\frac{T_2}{T}\right) \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

Nous obtenons :

$$Sa = 7,02 \text{ m/s}^2$$

Effort total

$$F_{\text{trans}} = M \cdot S_a(T) = 12635,44 \text{ t}$$

Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{\text{trans}} = \frac{T}{4 \cdot \pi^2} \times S_a = 0,096 \text{ m} = 9,6 \text{ cm.}$$

Répartition des efforts**Tableau VII.8 :** Distribution des forces sismiques transversales sur chaque appui.

Piles / Culées	K_{appui} [MN/m]	K_T [MN/m]	F [KN]	F_{appui} [KN]	D_{pile} [m]
C1	22,40	132,02	12635,4	2143,8	0,000
P1	43,61	132,02	12635,4	4173,9	0,06607
P2	43,61	132,02	12635,4	4173,9	0,06607
C2	22,40	132,02	12635,4	2143,8	0,000
			Somme	12635,44	

VII.5.3. Composante verticale

L'action sismique verticale est calculée par travée :

$$R_i = a \cdot b \cdot \mu \cdot L$$

Avec :

- **L** : longueur de la travée.
- μ : masse linéique du tablier.
- **b** : paramètres dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée.
- **a** : paramètre qui caractérise l'accélération du sol en fonction de la classe de l'ouvrage, de la zone sismique et de la géologie du site du projet

Document SETRA (Ponts courants en zone sismique)

Zone sismique	IA			IB			II			III		
Importance	B	C	D	B	C	D	B	C	D	B	C	D
Site S0	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S1	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S2	1,58	2,36	3,15	2,36	3,15	3,94	3,94	4,73	5,51	5,51	6,30	7,09
Site S3	1,40	2,10	2,80	2,10	2,80	3,50	3,50	4,20	4,90	4,90	5,60	6,30

Tableau 4-6 : Paramètre a

Le paramètre b quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage " normalisé " : travée centrale, masse linéique et spectre unitaires (L=1, $\mu=1$, R(T)=1 pour toute période T). Les valeurs obtenues sont présentées au Tableau 4-7 pour différents types d'ouvrages (Figure 4-10).

1 travée	2 travées				3 travées			4 travées			
b = 0,41	Ψ	R ₁	R ₂	R ₃	Ψ	R ₁	R ₂	Ψ	R ₁	R ₂	R ₃
	0,5	0,22	0,57	0,33	0,5	0,22	0,45	0,5	0,19	0,38	0,71
	0,6	0,24	0,49	0,31	0,6	0,24	0,48	0,6	0,25	0,42	0,62
	0,7	0,29	0,52	0,28	0,7	0,26	0,58	0,7	0,29	0,57	0,54
	0,8	0,33	0,63	0,25	0,8	0,26	0,69	0,8	0,27	0,70	0,64
	0,9	0,34	0,78	0,25	0,9	0,24	0,75	0,9	0,22	0,69	0,82
	1,0	0,31	0,89	0,31	1,0	0,25	0,75	1,0	0,24	0,64	0,90

Tableau 4-7 : Paramètre b

Figure VII.4 : Paramètres a et b.

Tableau VII.9 : Paramètres de l'action sismique verticale.

L	33,4 [m]
μ	17,9 [t/ml]
a	5,6
b culée	0,25
b pile1	0,75
b pile2	0,75

Nous obtenons :

Culée : $R_c = 837,42 \text{ KN}$.

Piles : $R_{p1} = 2512,27 \text{ KN}$. $R_{p2} = 2512,27 \text{ KN}$.

VII.6. Combinaisons des composantes de l'action sismique

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

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

$$E_{\text{long}} = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E_{\text{trans}} = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E_{\text{vert}} = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

Tableau V11.10 : Combinaisons des composantes de l'action sismique.

Appui	E_x [KN]	E_y [KN]	E_z [KN]	E_1 [KN]	E_2 [KN]	E_3 [KN]
C1	2230,04	2143,84	837,42	3124,4	3064,08	2149,59
P1	2609,52	4173,89	2512,27	4615,4	5710,42	4547,30
P2	2609,52	4173,89	2512,27	4615,4	5710,42	4547,30
C2	2230,04	2143,84	837,42	3124,4	3064,08	2149,59

VII.6.1. Calcul des efforts dus à la variation linéaire

Nous avons les formules suivantes :

$\epsilon_f = 3,5 \times 10^{-4}$

$\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

$\Delta l = \alpha \cdot l_0 \cdot \Delta T$

$$F_{f+r} = n \cdot G \times \frac{a \times b}{T} \cdot \Delta_{r+f}$$

Tableau VII.11 : Efforts dus à la variation linéaire.

F_{bc} [KN]	360
F_{A(l)} [KN]	168,7
Δ L_T	0,0056
Δ L_{r+f}	0,0089
Δ L_{Fbc}	0,0131
Δ L_{F_{A(l)}}	0,0061
F_{f+r} [KN]	149,688
F_t [KN]	94,30

VII.7. Vérification des appareils d'appui

1 – Résistance à la compression :

On doit vérifier : $\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$.

Avec :
$$\sigma_m = \frac{N}{a \cdot b}$$

- **N** : réaction d'appui à l'ELU. $N = 1,416 \text{ MN}$.
- **a, b** : dimensions de l'appareil d'appui.

On obtient : $\sigma_m = 10,11 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

2 – Sécurité au flambement :

On doit vérifier : $\gamma_s \cdot P_u \leq P_c$

Avec :

- $\gamma_s = 3$ coefficient partiel de sécurité.
- **P_u** : valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

- **P_c** : charge critique de l'appareil d'appui donnée par la formule suivante :

$$P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h.$$
- **S** : facteur de forme ;
$$S = \frac{a \times b}{2 \times t_i(a+b)}$$
- **B** : aire nominale de l'appareil d'appui ($a \times b$).
- **d** : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère.
- **h** : hauteur total de l'appareil d'appui.
- **G** : module de cisaillement.

Application numérique :

$$S = 9,33 \quad ; \quad d = 0,012 \text{ m} \quad ; \quad h = 0,055 \text{ m} \quad ; \quad B = 0,14 \text{ m}^2 \quad ;$$

$$P_c = 9,58 \text{ MN} \quad ; \quad P_u = 1,42 \text{ MN}.$$

On obtient : $4,25 \text{ MN} \leq 9,58 \text{ MN} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

3 - Limitation de la distorsion :

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

- $\delta_c = 0,7 + 4(\delta_0 - 0,7) \times (0,27 - P).$ Si : $P = P_u / P_c \leq 0,25$
- $\delta_c = 1,4(1 - 2P).$ Si : $P = P_u / P_c \geq 0,25$

Avec :

- $\delta = d/T_b$
- δ : distorsion de l'appareil d'appui.
- **d** : déplacement horizontal.

$\delta_c = 0,99 > 1,940 \longrightarrow$ **Condition non vérifiée.**

Solution proposée

Nous devons placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt). Selon guide SETRA ('Appareils d'appui en élastomère fretté').

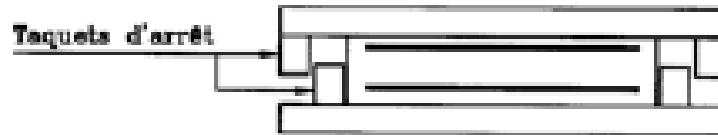


Figure VII.5 : Appareils d'appui à distorsion limitée ou bloquée

4 - Condition de non glissement :

La condition de non-glissement se vérifie par la formule suivante :

$$H \leq f \times N$$

Avec :

- **H** : effort horizontal. $H = E_{\text{long}} + H_{\text{flv}} + 0,4 H_T$
- **f** : coefficient de frottement. $f = 0,10 + 0,6/\sigma_m$
- **N** : l'effort de compression verticale.

Tableau VII.12 : Efforts.

	N [MN]	σ_m [MPa]	f	H [MN]
Pile	0,91	6,47	0,19	0,41
Culée	0,90	6,41	0,19	0,54

Vérification :

Pile : 0,41 MN < 0,17 MN \longrightarrow **Condition non vérifiée.**

Culée : 0,54 MN < 0,17 MN \longrightarrow **Condition non vérifiée.**

Solution proposée

Lorsque le cheminement d'un appareil d'appui en élastomère fretté est à craindre, il est possible de l'équiper de butées. Ces dispositifs doivent interdire uniquement le cheminement, sans empêcher ni gêner les déformations : compression, distorsion et rotation. Notamment, les butées doivent venir en contact avec une plaque (ou frette extérieure) dont l'épaisseur sera au moins égale à la hauteur de la butée. En aucun cas, la butée ne doit se faire sur le feuillet en élastomère. (Guide SETRA 'Appareils d'appui en élastomère fretté')

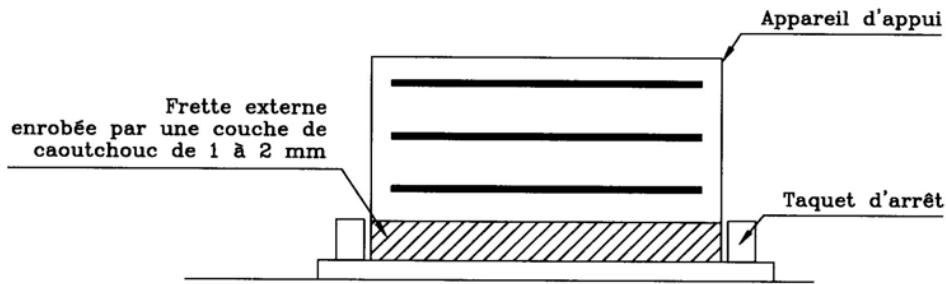


Figure VII.6 : Principe d'un dispositif anti cheminement.

VII.8. DES D'APPUIS

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

Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile

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

Le dé d'appui aura les dimensions suivantes : $a = 0,50 \text{ m}$ $b = 0,50 \text{ m}$

avec une hauteur déterminée par : $H \geq \frac{2 a b}{2(a+b)}$

Donc : $H \geq 0,25 \text{ m}$; On prend : $H = 0,30 \text{ m}$.

Ferraillage des dés d'appuis :

La section de ferraillage A_s est définie par la relation : $A_s = \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_s}$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,5} = 435 \text{ MPa.}$$

$$R_{max} = 1,416 \text{ MN.}$$

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

Armatures de chaînage

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 $N = 25\% N_{max}$:

$$A_c = \frac{0,25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,25 \times 1,416}{435} = 8,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 6HA14.}$$

Armatures horizontales

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

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1,416}{435} = 4,07 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{4 \text{ HA12.}}$$

Frette supérieure

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

$$A_s = \frac{0,04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,04 \times 1,416}{435} = 1,3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } \mathbf{2 \text{ HA12.}}$$

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.

$$A_i = \frac{0,10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,10 \times 1,416}{435} = 3,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } \mathbf{4 \text{ HA12.}}$$

VII.9. Joints de chaussées

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

Les joints de chaussée sont fortement exposés aux risques d'endommagement en raison du choc directement transmis par la charge des véhicules. Il est donc primordial d'utiliser le type de joint ayant la résistance élevée au choc et la bonne durabilité.

Lors du choix du joint de chaussée, il y a lieu de prendre en compte diverses conditions, notamment :

- Assurer le confort des usagers
- L'adaptation facile à la variation de température et à la déflexion de l'ouvrage.
- La bonne liaison à la structure.
- La résistance à la fatigue et la robustesse.
- Assurer la fonction d'étanchéité.
- Facilité de pose d'entretien et de remplacement.

Le souffle

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

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

Le calcul de souffle est donné par :

$$W = W_D + 0,3 W_T + W (S/3)$$

- W : souffle total du joint.
- W_D : souffle des déformations différées (retrait et fluage) = **8,9 mm**
- W_T : souffle thermique. = **5,6 mm**
- W_S : souffle sismique = **125 mm.**

$W = 52 \text{ mm}$

Choix du type de joints

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide d'un catalogue de joints de chaussée, on constate que pour un souffle de 5,20 cm il faut considérer la famille des joints, qui sont appelés W_d (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console, qui sont conçus pour une circulation lourde et intense.

Type	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	Réservations		Fixations		
										E	L	F	P (kN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	175	190	5

Dimensions en mm. * P(kN) = efforts de mise en tension par fixation. ** Nb = Nombre de fixations par élément.

Figure VII.7 : Modèles des joints W_d .

Nous avons choisi : le joint **W_d 60**.



Figure VII.8 : joint du type W_d .

ETUDE STATIQUE DE LA PILE

VIII.1. INTRODUCTION

L'infrastructure est un ensemble d'éléments qui assure la stabilité de l'ouvrage et supporte la totalité du poids de la structure tout en transmettant les charges et les actions du tablier vers le bon sol. Ceci dit l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage est l'une des options fondamentales du projet. Dans cette étude nous allons nous intéresser à la pile (appui intermédiaires) et à la culée (appui d'extrémité).

VIII.2. ETUDE DE LA PILE

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

D'une manière générale, un appui comporte deux parties bien distinctes :

- **Une superstructure** : sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire d'appareils d'appui ; elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux (fûts) généralement surmontés d'un chevetre.
- **Une fondation** : constituée soit par une simple semelle reposant directement sur le sol ou sur un massif de béton non armé, soit par un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison.

VIII.2.1. Dimensions de la pile

Dans notre étude, nous avons opté pour des piles poteaux avec deux (02) fûts circulaires pleins surmontés par un chevetre.

Tableau VIII.1 : Dimensions de la semelle et du chevetre.

	H [m]	B [m]	L [m]
Semelle	1,80	9,60	9,60
Chevetre	1,20	2,50	9,50

Tableau VIII.2 : Dimensions du fût

	H [m]	N°	D [m]
Fûts	13,50	2	2,00

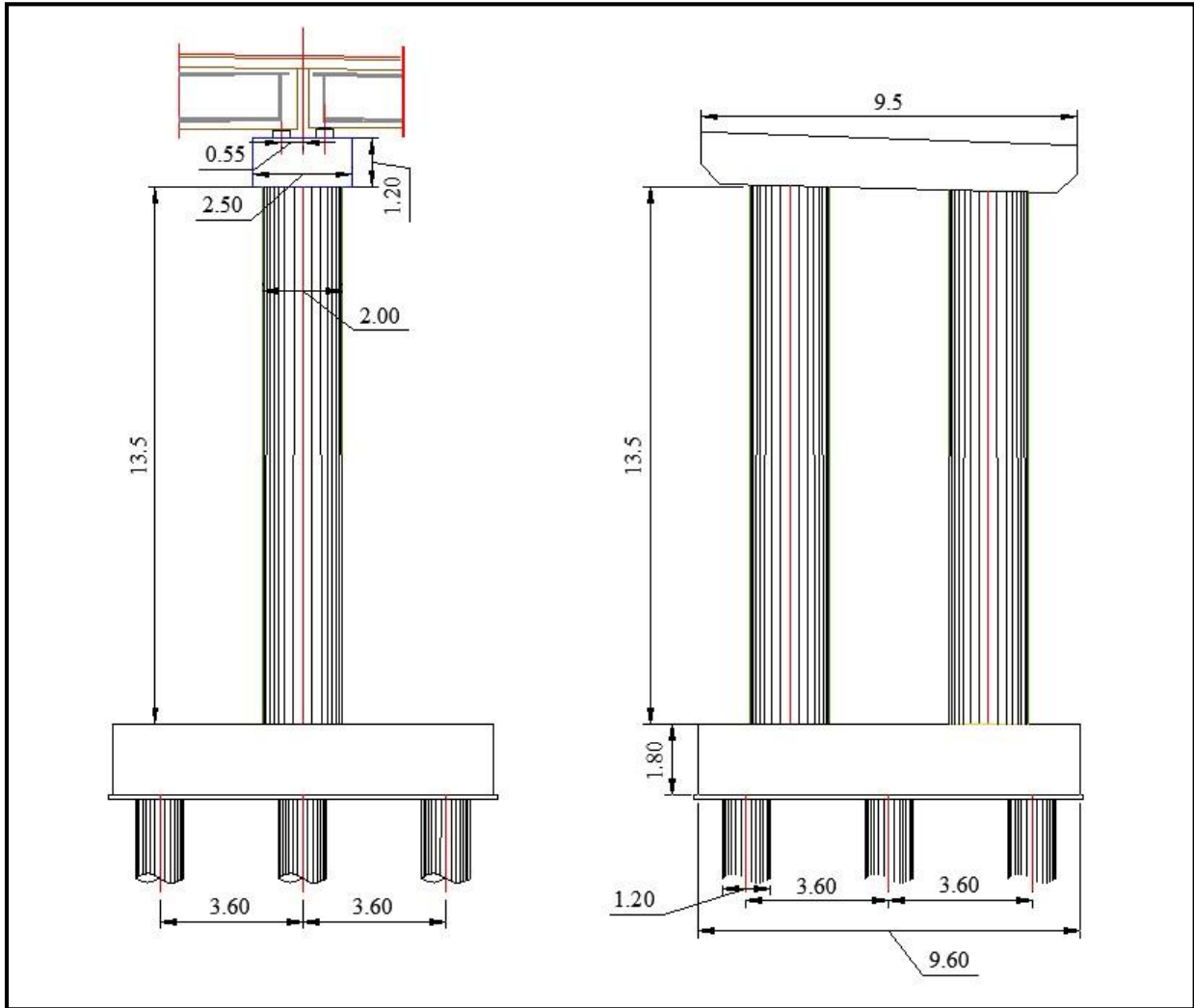


Figure VIII.1 : Conception de la pile

Tableau VIII.3 : Positions et hauteurs des piles.

Piles	1	2
Hauteur	13,5	13,5
Positions	23 + 567,98	23 + 601,69

VIII.3. Evaluation des efforts

Evaluation des efforts pour une travée chargée

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

Tableau VIII.4 : Efforts pour une travée chargée.

Désignation	N [KN]	H [KN]	FV/o (x/o)	FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	4147,20	/	0,00	0,90	0,00	/
Fûts	2120,58	/	0,00	8,55	0,00	/
Chevêtre	712,50	/	0,00	15,90	0,00	/
G Tablier	5981,61	/	0,00	16,50	0,00	/
H(f+r)	/	87,10	/	16,50	/	1437,20
HT°	/	54,87	/	16,50	/	905,43
Somme	12961,88	120,03	0	/	0	2342,63
Al	1195,83	/	0,85	/	1010,48	/
Bc	1118,97	/	0,55	/	615,43	/
Mc 120	1092,93	/	0,55	/	601,11	/
D 240	1748,15	/	0,94	/	1634,52	/
ST	37,58	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	74,22	/	16,50	/	1224,63
Bc	/	180,00	/	16,50	/	2970,00

Combinaisons à l'ELS

Tableau VIII.5 : Combinaisons à l'ELS.

						1 ^{ère} file	2 ^{ème} file	3 ^{ème} file
	N	H	MH	MV	ΔM	R ₁	R ₂	R ₃
G	12961,88	120,03	1980,46	0,00	1980,46	1348,52	1440,21	1531,89
G + 1,2Al + 0,6T	14434,45	209,09	3450,02	1212,57	4662,59	1387,97	1603,83	1819,69
G + 1,2Bc + 0,6T	14342,22	336,03	7014,02	738,52	7752,53	1234,67	1593,58	1952,49
G + Mc120 + 0,6T	14054,81	120,03	1980,46	601,11	2581,57	1442,13	1561,65	1681,16
G + D240 + 0,6T	14710,03	120,03	1980,46	1634,52	3614,98	1467,09	1634,45	1801,81

Combinaisons à l'ELU

Tableau VIII.6 : Combinaisons à l'ELU.

						1 ^{ère} file	2 ^{ème} file	3 ^{ème} file
	N	H	MH	MV	ΔM	R ₁	R ₂	R ₃
1,35 G	17498,54	166,98	2755,11	0,00	2755,11	1816,73	1944,28	2071,83
G + 1,2Al + 0,6T	19318,09	285,73	4714,52	1616,76	6331,28	1870,44	2163,55	2456,67
G + 1,2Bc + 0,6T	19349,01	454,98	7507,11	984,69	8491,80	1756,75	2149,89	2543,02
G + Mc120 + 0,6T	19858,54	166,98	2755,11	601,11	3356,22	2051,12	2206,50	2361,88
G + D240 + 0,6T	17549,26	166,98	2755,11	1634,52	4389,63	1746,69	1949,92	2153,14

VIII.4. Ferrailage de la pile

Vérification vis-à-vis du flambement

L'élanement λ doit être inférieur à 50 : $y = (lf/i) \leq 50$

- λ : élanement géométrique de la pile.
- lf : longueur de flambement : $lf = 0.7 \times l_0 = 9,45 \text{ m}$.
- i : rayon de giration. $i = D/4 = 0.5 \text{ m}$.

✓ $\lambda = 18,9 \leq 50$. **Condition vérifiée.**

VIII.4.1. Ferrailage du chevêtre

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

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

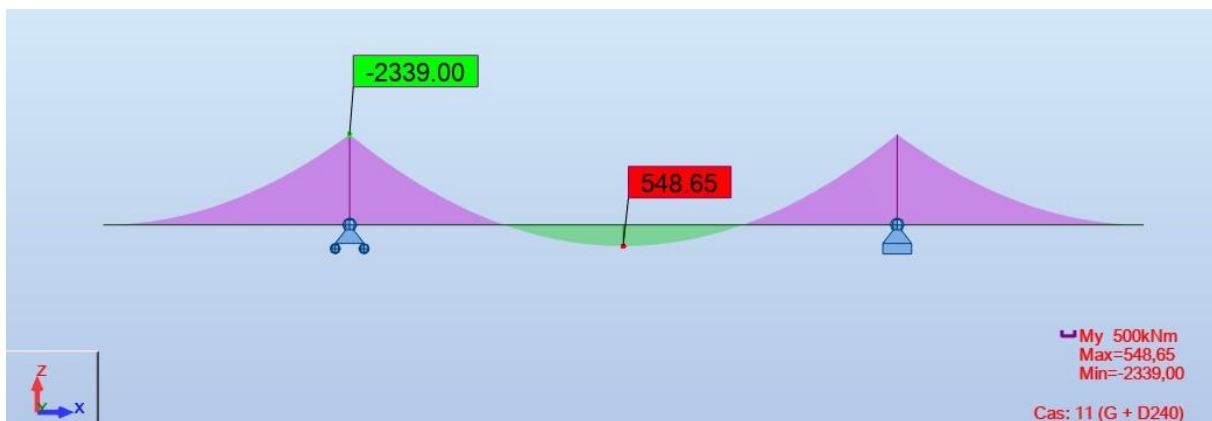


Figure VIII.2 : Moment fléchissant maximal à l'ELS.

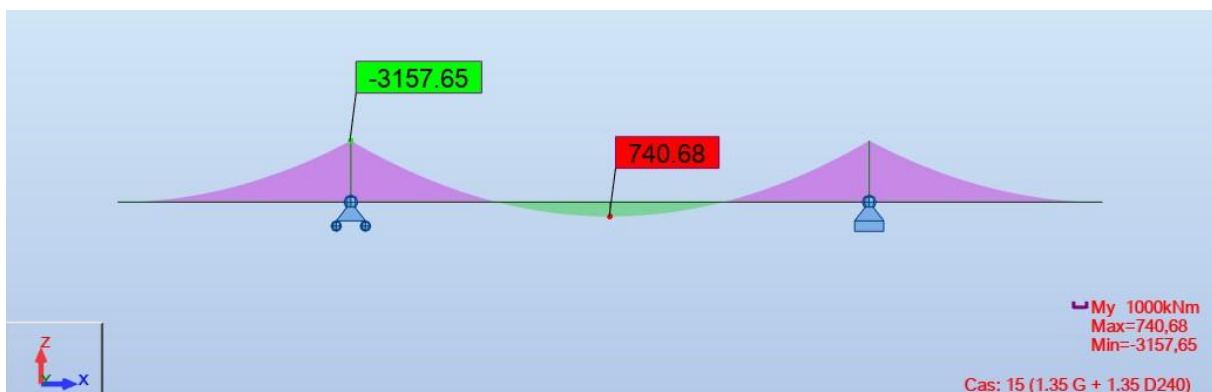


Figure VIII.3 : Moment fléchissant maximal à l'ELU.

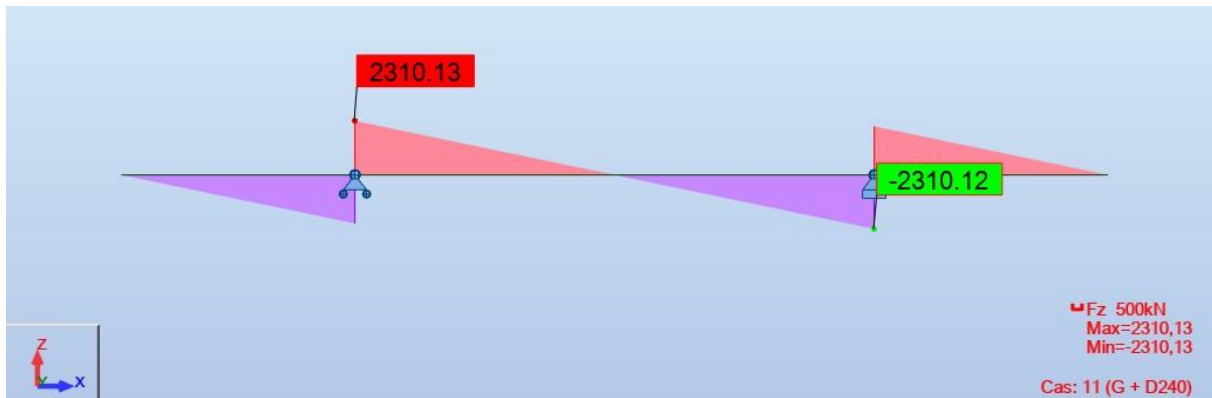


Figure VIII.4 : Effort tranchant maximal à l'ELS.

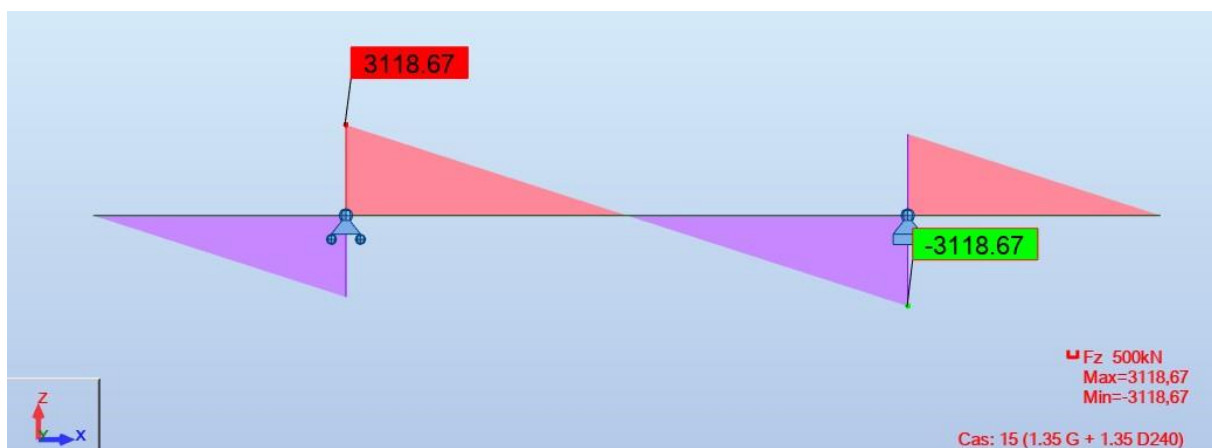


Figure VIII.5 : Effort tranchant maximal à l'ELU.

Nappe supérieure

Avec Robot expert : $A_s = 108,4 \text{ cm}^2$, \longrightarrow 15HA32, avec un espacement de 17 cm.

Nappe inférieure

Avec Robot expert : $A_s = 28,7 \text{ cm}^2$, \longrightarrow 15HA16, avec un espacement de 17 cm.

Dimensionnement à la torsion

Le but est de déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, dans ce cas nous considérons une section rectangulaire ayant la hauteur du chevetre, et dont la largeur L_t est limitée par :

$$\begin{cases} l_t = l_c & \text{si : } l_c \leq \emptyset + hc \\ l_t = \emptyset + hc & \text{si : } l_c > \emptyset + hc \end{cases}$$

Avec :

- l_t : largeur de torsion
- $H_c = 1,2 \text{ m}$.
- $\Phi = 2 \text{ m}$.
- $L_c = 2,5 \text{ m}$.
- $L_t = 2,5 \text{ m}$.

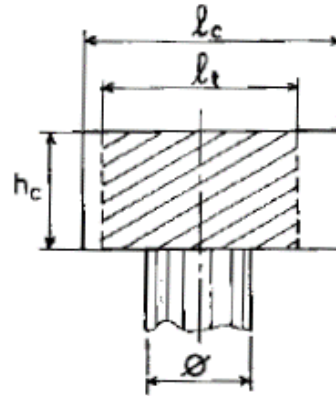


Figure VIII.6 : Dimensionnement à la torsion.

Contrainte de torsion

La contrainte tangente de torsion donnée par :

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

Avec :

- b_n : épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente. $b_n = H_c / 6 = 0,2$.
- C : moment de torsion maximal par ml.
- Ω : aire de la torsion. $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n) = 2,3$.

Evaluation du moment de torsion

Phase de construction

$$C = P_g \times e$$

- P_g : réaction du poids propre de la poutre divisée par la largeur de chevêtre.
- e : entraxe entre l'axe du chevêtre et l'axe de l'appui des poutres.

$$C = 144,7 \times 0,55 = 79,59 \text{ [KN.m/ml]}.$$

Phase de service

$$C = R_{D240} \times e$$

$$C = 184,02 \times 0,55 = 101,21 \text{ [KN.m/ml]}$$

$$C = \max (C_{\text{Construction}} ; C_{\text{Service}}) = 101,21 \text{ [KN.m/ml]}.$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

On trouve : $A_s = 4,62 \text{ cm}^2$, \longrightarrow **4HA14**, avec un espacement de **25 cm**.

Armatures transversales

Avec Robot expert (effort tranchant maximal) : **HA16**

Espacement : selon RPOA :

- Zone critique = **10 cm**.
- Zone courante = **15 cm**.

Croquis de ferrailage

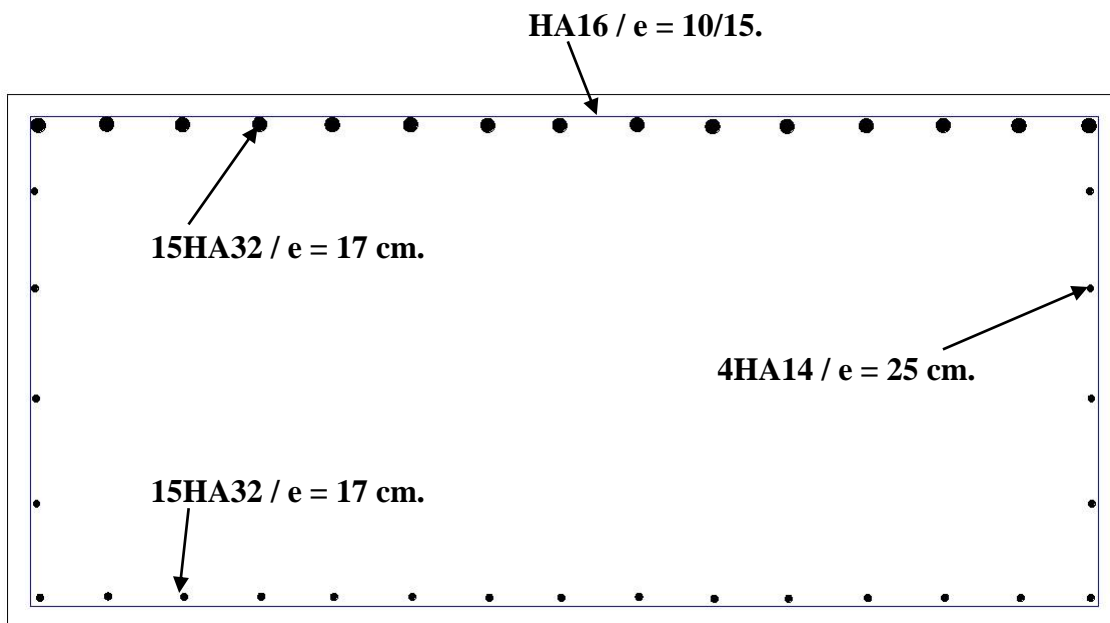


Figure VIII.7 : Ferrailage du chevêtre.

VIII.4.2. Ferrailage du fût

Evaluation des charges

Tableau VIII.7 : Evaluation des charges.

Désignation	N [KN]	H [KN]	F _{V/o} (x/o)	F _{H/O/a} (y/a/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Fûts	2120,58	/	0,00	6,75	0,00	
Chevêtre	712,50	/	0,00	14,10	0,00	
G Tablier	5981,61	/	0,00	14,70	0,00	
H (f+r)	/	87,10	/	14,70		1280,41
HT°	/	54,87	/	14,70		806,66
Somme	8814,68	141,98	/	/	0,00	2087,07
(Al)	1195,83	/	0,85	/	1010,48	/
(Bc)	1118,97	/	0,55	/	615,43	/
Mc120	1092,93	/	0,55	/	601,11	/
D240	1748,15	/	0,94	/	1634,52	/
ST	37,58	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	74,22	/	14,70	/	1091,03
Bc	/	180,00	/	14,70	/	2646,00

Combinaisons à l'ELS

Tableau VIII.8 : Combinaisons à l'ELS.

	N [KN]	H [KN]	M _H	M _V	ΔM
G	8814,68	141,98	2087,07	0,00	2087,07
G + 1.2Al + ST	11074,90	231,04	3396,31	1212,57	4608,89
G + 1.2Bc + ST	10157,44	357,98	6571,51	738,52	7310,03
G + Mc120	9907,61	141,98	2087,07	601,11	2688,19
G + D240	10562,83	141,98	2087,07	1634,52	3721,59

Sollicitations les plus défavorables

Tableau VIII.9 : Sollicitations ELS.

N_{cor} [KN] / fut	5078,72
T_{max} [KN] / fut	178,99
M_{max} [KN.m] / fut	3655,02

Combinaisons à l'ELU

Tableau VIII.10 : Combinaisons à l'ELU.

	N [KN]	H [KN]	M _H	M _V	ΔM
1,35 G	11899,82	74,08	1088,99	0,00	1088,99
1,35G + 1.2Al + ST	13873,27	192,83	2834,65	923,15	3757,79
1,35G + 1.2Bc + ST	13750,29	362,08	5322,59	901,67	6224,26
1,35G + Mc120	14259,82	74,08	1088,99	1634,52	2723,51
1,35G + D240	11950,54	74,08	1088,99	0,00	1088,99

Tableau VIII.11 : Sollicitations ELU.

N_{cor} [KN] / fut	6875,14
T_{max} [KN] / fut	181,04
M_{max} [KN.m] / fut	3112,13

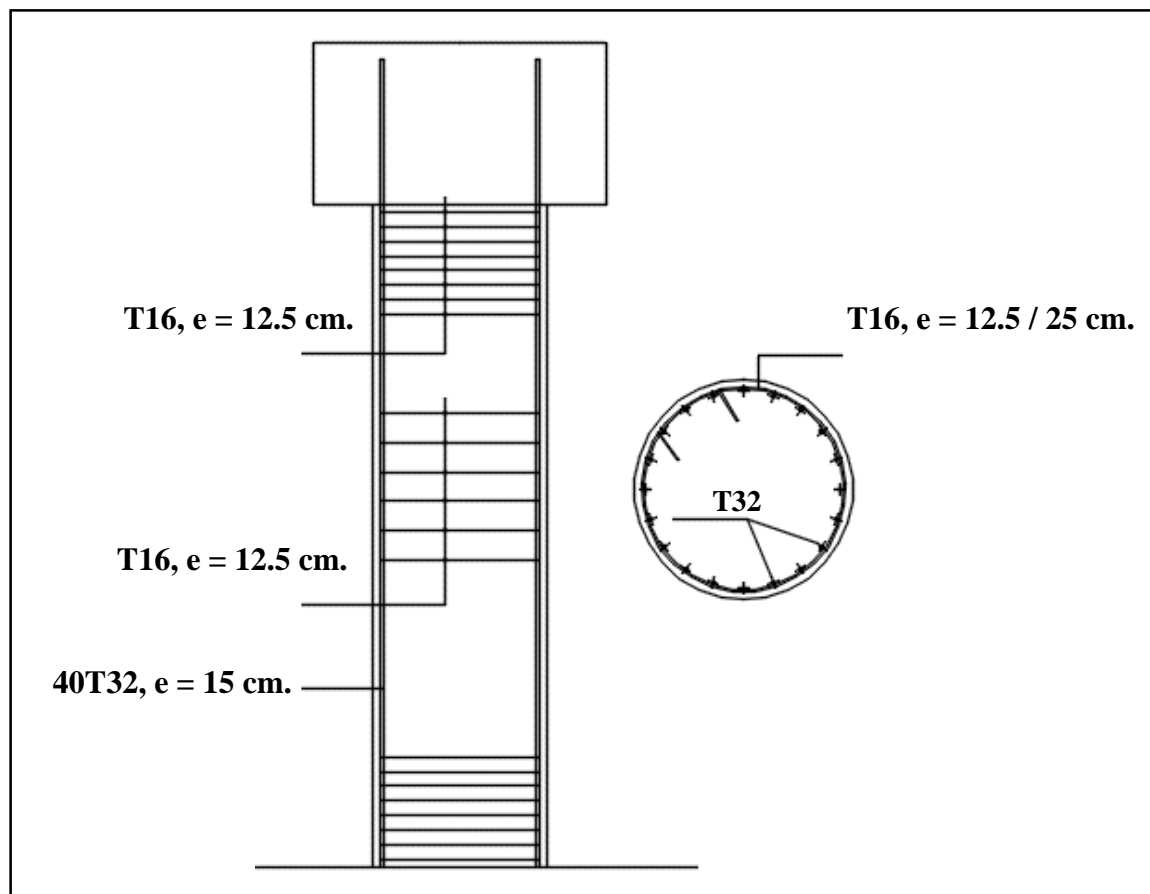
Section d'armatures

Avec Robot expert : $A_s = 314,2 \text{ cm}^2$ \longrightarrow 40HA32, avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales

Espacement : selon RPOA :

- Zone critique = **12,5 cm.**
- Zone courante = **25 cm.**

Croquis de ferrailage**Figure VIII.8** : Ferrailage du fut.

VIII.5. ETUDE DES FONDATIONS DE LA PILE

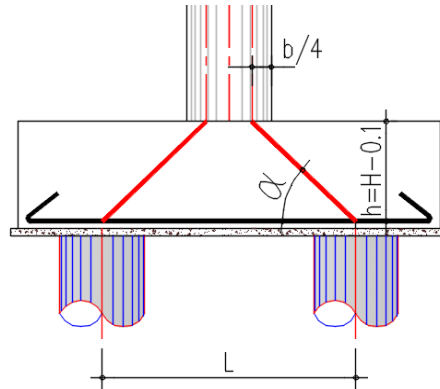
VIII.5.1. Ferrailage de la semelle

Méthode des bielles

Armatures transversales inférieures

Condition de la méthode

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$



Avec :

- H = 1,80 m.
- b = 9,6 m.
- L = 3,6 m.
- $\Phi = 2$.

On a : $\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,7 \text{ m} > 1,3 \text{ m}$. (Condition vérifiée).

Et : $\alpha = 52,62^\circ$. (Condition vérifiée).

Détermination de A_s

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

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Condition normale

Avec : $N = 1,94 \text{ MN}$. et : $\bar{\sigma}_s = (2/3) * f_e = 333,33 \text{ MPa}$.

On trouve : $A_s = 44,51 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = h + \Phi \text{ pieu} = 3,00 \text{ m}$.

$$\frac{As}{3} = 14,84 \text{ [cm}^2\text{/ml]}.$$

➤ **Armatures longitudinales inférieures :**

$As = 14,84 / 2 = 7,42 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$, soit **5HA16/ml** avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armatures transversales supérieures :**

$As = 14,84 / 3 = 4,945 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$, soit **5HA12/ml** avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armatures longitudinales supérieures :**

$As = 14,84 / 4 = 3,709 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$, soit **5HA12/ml** avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armatures latérales :**

$As = 14,84 / 10 = 1,48 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$, soit **5HA10/ml** avec un espacement de 20 cm.

VIII.5.2. Ferrailage des pieux

Nombre de pieux

On détermine le nombre de pieux par la relation suivante :

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

- N : effort normale maximale à l'ELS.
- Q_p : capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique à l'ELS.
- n : nombre de pieux.

Donc :
$$n = \frac{14710,03}{2680} = 6$$

Alors on prend huit (09) pieux de 20 m de profondeur.

L'entraxe entre pieux est pris égale à $3 \phi_{\text{pieu}} = 3,6$ m.

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.
- M_x, M_y : moments dans les sens x, y .
- $x = y = 1.8$ m : sont les distances entre le pieu considéré et les axe X et Y respectivement.

Tableau VIII.12 : Valeurs de R_{\max} et R_{\min} pour les combinaisons les plus défavorables.

	R_{\min} [KN]	R_{\max} [KN]	Q_p [KN]
ELS	1234,67	1952,49	2680
ELU	1756,75	2543,02	2680

$R_{\max} \text{ -ELS-} = 1952,49 \text{ KN} < 2680 \text{ KN}$.

$R_{\max} \text{ -ELU-} = 2543,02 \text{ KN} < 2680 \text{ KN}$.

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

Actions sur les pieux

Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

Avec :

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

- L : longueur du pieu = 20 m.
- E : module d'élasticité du béton = 33 000 MPa.
- $C_u = 30 \text{ MN/m}^3$.
- b : largeur du pieu = 1,2 m.
- I : moment d'inertie du pieu = 0,101 m⁴.

On trouve : $\lambda = 0,228$

Pour : L = 20 m $\lambda \times L = 0,228 \times 20 = 4,56 \text{ m}$.

A partir du tableau de Warner on définit les paramètres $X_{\partial p}$ et $X_{\partial m}$:

Tableau VIII.13 : Tableau de Warner.

$\lambda \times l$	1	1,5	2	3	4	6
$X_{\partial p}$	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
$X_{\partial m}$	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

$$X_{\partial p} = 1,31.$$

$$X_{\partial m} = 1,5.$$

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

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\partial p}}{\chi_{\partial m}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Sollicitations les plus défavorables**Tableau VIII.14** : Sollicitations les plus défavorables.

	N cor [KN]	H [KN]	M [KN.m]
ELS	1234,67	37,34	143,69
ELU	1756,75	50,55	194,55

Ferraillage du pieu

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

Section d'acier

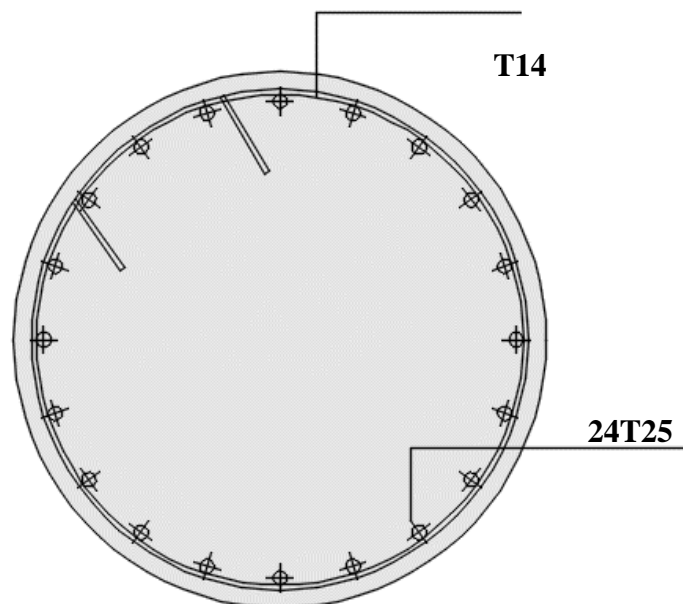
Avec Robot expert : $A_s = 113,1 \text{ cm}^2$, \longrightarrow **24HA25** avec un espacement de **12,5 cm**.

Cerces transversales

Avec Robot expert : cerces **HA14**.

Espacement :

- Zone critique = **15 cm**.
- Zone courante = **30 cm**.

**Figure VIII.9** : Ferraillage du pieu.

ETUDE SISMIQUE DE LA PILE

IX.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous allons étudier les effets sismiques sur la pile.

IX.2. Evaluation des charges sismiques

ρ [Kg/m ³]	2500
A [m ²]	8,39
E [MPa]	33 000
h [m]	13,5
I _{trans} [m ⁴]	40,84
I _{long} [m ⁴]	1,57
M [KN]	2833,08

On a :

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{\rho A L^4}{EI}}$$

On obtient :

$$T_{\text{trans}} = 0,041\text{s}$$

$$T_{\text{long}} = 0,207\text{s}$$

Pour la composante horizontale :

$$S_{a \text{ trans}} = 5,37 \text{ m/s}$$

$$S_{a \text{ long}} = 10,30 \text{ m/s}$$

Pour la composante verticale :

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

$$S_{a \text{ ver}} = 8,58 \text{ m/s}^2$$

Etude sismique du fut

Efforts à la Base de la Pile :

Tableau IX.1 : Actions sismiques.

Désignation	N [MN]	V _L [MN]	V _T [MN]	FV/o (x/o)	FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FHL/o}	M _{FHT/o}
Pile	2,43	2,92	1,52	0,00	6,75	0,00	19,7	10,28
Séisme tablier	2,51	2,61	4,17	0,00	13,50	0,00	35,23	56,35

Combinaisons des directions

$$E1 = E_L + 0,3 (E_T + E_V)$$

$$E2 = E_T + 0,3 (E_L + E_V)$$

$$E3 = E_V + 0,3 (E_L + E_T)$$

Tableau IX.2 : Combinaisons des directions.

	E _L	E _T	E _V	E ₁	E ₂	E ₃
V _L [MN]	3,91	0,00	0,00	3,91	1,17	1,17
V _T [MN]	0,00	4,44	0,00	1,33	4,44	1,33
M _L [MN.m/]	40,36	0,00	0,00	40,36	12,11	12,11
M _T [MN.m/]	0,00	57,28	0,00	17,18	57,28	17,18
N [MN]	0,00	0,00	3,50	1,05	1,05	3,50

Efforts provenant du tablier

Tableau IX.3 : Efforts provenant du tablier.

	Rmax	Rmin
N [MN]	6,33	6,20
V [MN]	0,22	0,20
ML [MN.m]	3,02	2,73

Efforts provenant de la pile :**Tableau IX.4 :** Efforts provenant de la pile.

Désignation	N [MN]
Fûts	2,12
Chevêtre	0,71
PPp	2,83

Combinaisons d'action au pied de la pile :

1 : $E1 + R_{max} + PP_p$
2 : $E2 + R_{max} + PP_p$
3 : $E3 + R_{max} + PP_p$
4 : $-E1 + R_{min} + PP_p$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)
5 : $-E2 + R_{min} + PP_p$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)
6 : $-E3 + R_{min} + PP_p$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

Tableau IX.5 : Combinaisons d'action au pied de la pile.

	E ₁	E ₂	E ₃	E ₄	E ₅	E ₆
V_L [MN]	4,14	1,40	1,40	3,71	0,97	0,97
V_T [MN]	1,33	4,44	1,33	1,33	4,44	1,33
M_L	20,20	60,29	20,20	14,45	54,55	14,45
M_T	17,18	57,28	17,18	17,18	57,28	17,18
N [MN]	10,21	10,21	12,66	8,12	8,12	5,67

Nous obtenons :

Effort normal équivalent : **F_{fut} = 5110 KN**

M_{fut} = 30146,47 KN.m

Tableau IX.6 : Combinaisons d'actions.

	N [kN] / fut	T [kN] / fut	M [kN.m] / fut
ELS	5078,72	178,99	3 655,02
ELU	6875,14	181,04	3 112,13
ELA	5110	700	30 146,47

IX.3. Ferrailage du fut

Section d'armatures

Avec Robot expert :

$A_s = 785,9 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \times 49\text{HA}32$, avec un espacement de **13 cm**.

Armatures transversales

Espacement : selon RPOA :

- Zone critique = **12,5 cm**.
- Zone courante = **25 cm**.

Le ferrailage se fera en deux nappes (zones critiques), de 49 barres HA sur une hauteur de 2,08 m ($65 \times 0,032 = 2,08$ / selon RPOA) et la zone courante sera ferrillée en une nappe de 49 barres HA.

Croquis de ferrailage

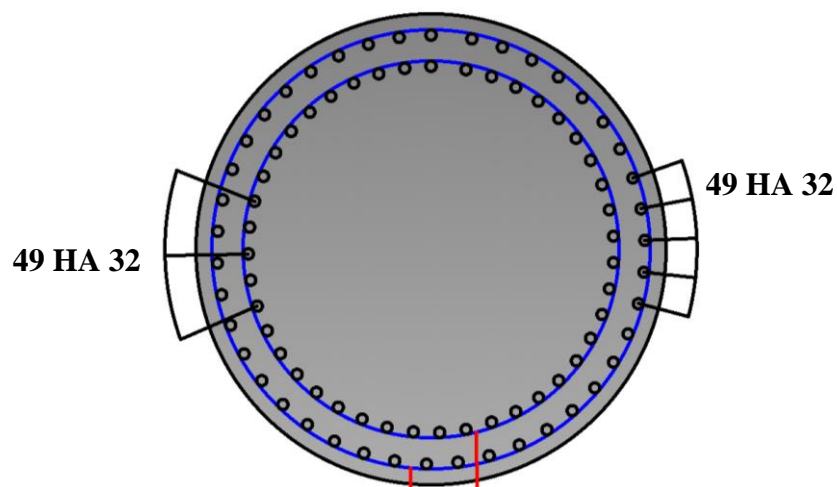


Figure IX.1 : Ferrailage fut.

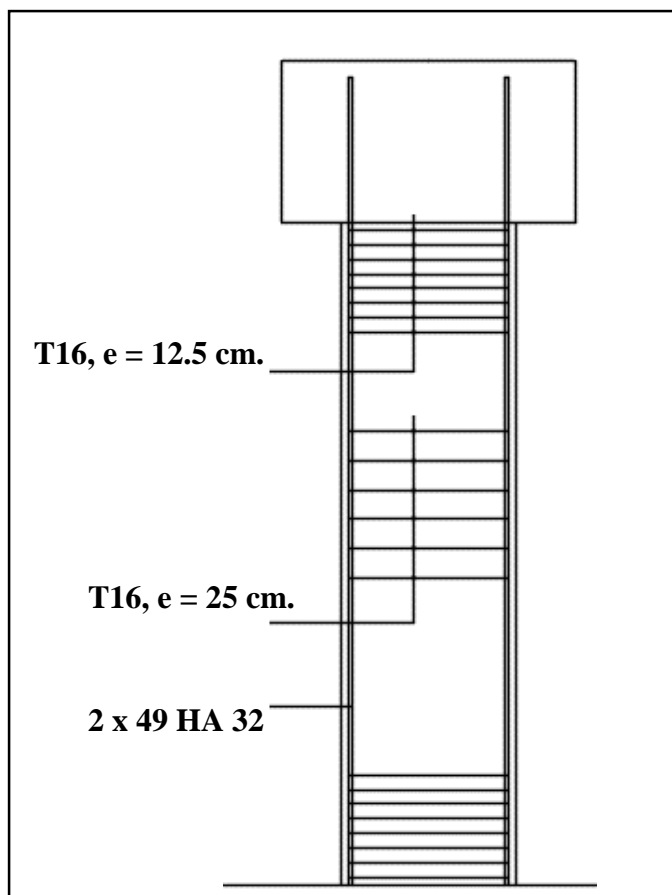


Figure IX.2 : Croquis du ferrailage du fût.

IX.4. Ferrailage de la semelleEffort du au poids Semelle $N = 4,15$ [MN]

Efforts sismiques à la semelle

Tableau IX.7 : Efforts sismiques à la semelle.

V_L [MN]	1,45
V_T [MN]	1,45
M_L [MN.m]	1,31
M_T [MN.m]	1,31
N [MN]	0,44

Effort à la Base de la fondation :

Tableau IX.8 : Efforts à la base de la fondation.

Désignation	N [MN]	V_L [MN]	V_T [MN]	FV/o (x/o)	$FH/O/a$ ($y/a,o$)	$M_{FV/o}$	$M_{FHL/o}$	$M_{FHT/o}$
Pile	2,43	2,92	1,52	0,00	8,55	0,00	25,0	13,02
Séisme tablier	2,51	2,61	4,17	0,00	15,30	0,00	39,93	63,86

Combinaisons des directions à la base de la semelle

Tableau IX.9 : Combinaisons des directions à la base de la semelle

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
V_L [MN]	4,18	0,00	0,00	4,18	1,25	1,25
V_T [MN]	0,00	4,67	0,00	1,40	4,67	1,40
M_L [MN/]	47,10	0,00	0,00	47,10	14,13	14,13
M_T [MN/]	0,00	65,19	0,00	19,56	65,19	19,56
N [MN]	0,00	0,00	3,52	1,06	1,06	3,52

Efforts provenant du Tablier :**Tableau IX.10 :** Efforts provenant du tablier.

	Rmax	Rmin
N [MN]	6,33	6,20
V [MN]	0,22	0,20
ML [MN.m]	3,42	3,09

Combinaisons d'actions au pied de la pile**Tableau IX.11 :** Combinaisons d'actions au pied de la pile.

	E1	E2	E3	E4	E5	E6
V_L [MN]	4,40	1,48	1,48	3,97	1,05	1,05
V_T [MN]	1,40	4,67	1,40	1,40	4,67	1,40
M_L	22,97	68,60	22,97	16,14	61,77	16,14
M_T	19,56	65,19	19,56	19,56	65,19	19,56
N [MN]	10,66	10,66	13,12	8,54	8,54	6,08

Tableau IX.12 : Efforts à l'ELA.

	N [KN] / fut	T [KN] / fut	M [KN.m] / fut
ELA	7680,2	1480,7	68600,02

Détermination de A_s

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

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_1} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Condition normale

Avec : $N = 7,68 \text{ MN}$. et : $\bar{\sigma}_1 = (2/3) * fe = 500 \text{ MPa}$.

On trouve : $A_s = 117,46 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_s}{3} = 39,15 \text{ [cm}^2/\text{ml]}. \quad \times$$

Vérification selon le RPOA :

$A_{s \text{ min}} = 0,25 \times H \times 100 = 45 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$, alors on prend $A_s = 45 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$

- Section minimale des armatures inférieures de la semelle :
45 [cm²/ml] -Zone 3- ➡ **2 x 5HA25/ml** avec un espacement de 20 cm.
- Section minimale des armatures supérieures de la semelle :
18 [cm²/ml] -Zone 3- ➡ **5HA25/ml**.
- **Armatures latérales :**
 $A_s = 45 / 10 = 4,5 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$, soit **5HA12/ml** avec un espacement de 20 cm.

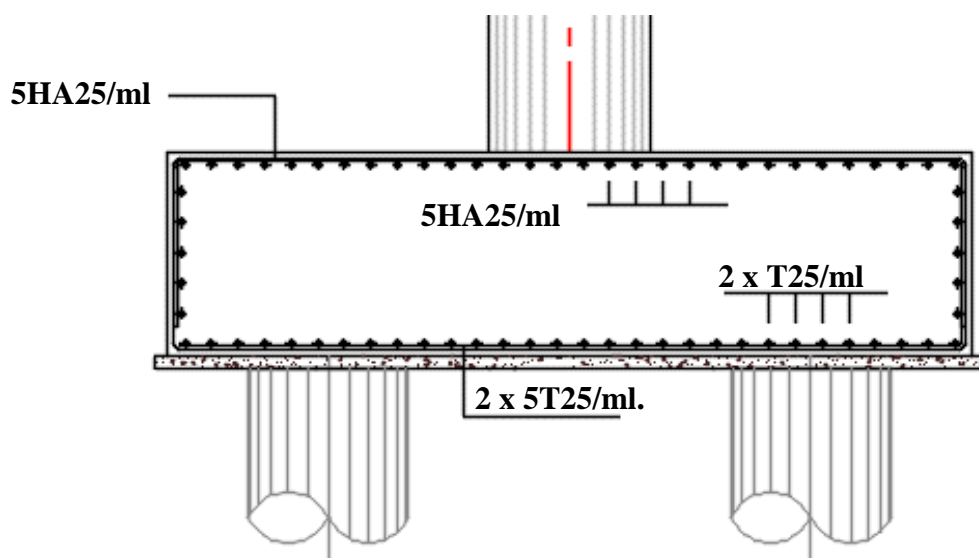


Figure IX.3 : Ferrailage de la semelle.

IX .5. Ferrailage des pieux

Actions sur les pieux

Tableau IX.13 : Réactions à l'ELA.

	ELA		
	R ₁ [KN]	R ₂ [KN]	R ₃ [KN]
E1	2,74	1,24	-0,27
E2	7,68	1,33	-5,02
E3	3,77	1,64	-0,49
E4	2,56	1,07	-0,43
E5	6,79	1,07	-4,65
E6	2,25	0,76	-0,73

Tableau IX.14 : Efforts à l'ELA.

	N [KN] / pieux	T [KN] / pieux	M [KN.m] / pieux
ELA	1118,44	164,4	632,85

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

Section d'acier

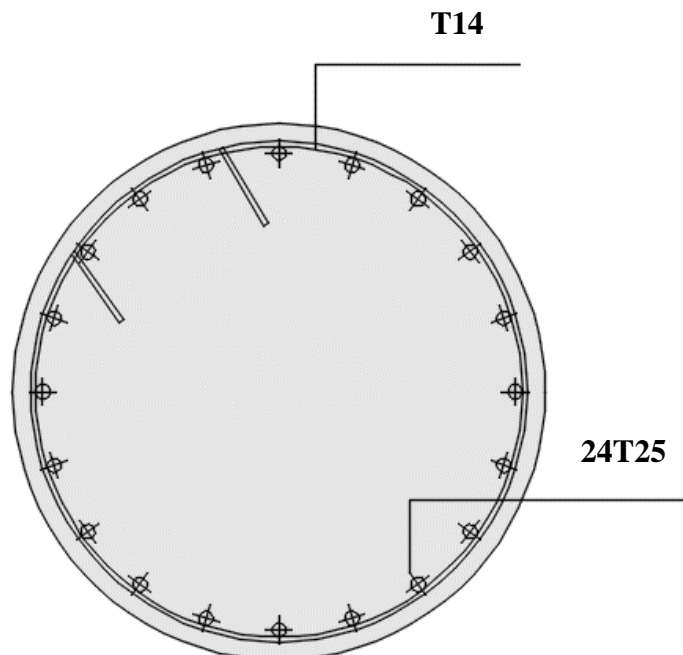
Avec Robot expert : $A_s = 113,1 \text{ cm}^2$, \longrightarrow **24HA25** avec un espacement de **12,5 cm**.

Cerces transversales

Avec Robot expert : cerces **HA14**.

Espacement :

- Zone critique = **15 cm**.
- Zone courante = **30 cm**.

**Figure IX.4** : Ferrailage du pieu.

ETUDE DE LA CULEE

X.1. INTRODUCTION

La culée d'un pont est la partie située sur la rive, c'est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du 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.

X.2. ETUDE DE LA CULEE

Composants de la culée

- **Mur de garde grève** : mur surmontant la culée d'un pont et destiné à protéger l'about du tablier. Il supporte le joint de chaussée, éventuellement la dalle de transition par l'intermédiaire d'un corbeau.
- **Mur frontal** : le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie selon sa hauteur et qui a pour rôle de transmettre les charges verticales et soutenir les remblais.
- **Mur en retour** : mur porteur des corniches et soutien des remblais.
- **Dalle de transition** : elle permet la transition d'un milieu semi- rigide vers un milieu rigide.
- **Corbeau** : le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition.
- **Semelle** : supporte le poids propre de la culée et la charge venant du tablier.

X.2.1. Dimensionnement de la culée

Tableau X.1 : Dimensions des éléments de la culée.

	H [m]	Longueur [m]	Ep [ml]
Semelle	1,50	6,00	9,60
Mur frontal	2,70	8,30	1,50
Dalle de transition	0,3	7,6	4
Mur en retour	/	/	0,6
Corbeau	/	7,60	/
Mur de garde grève	2,04	8,30	0,30

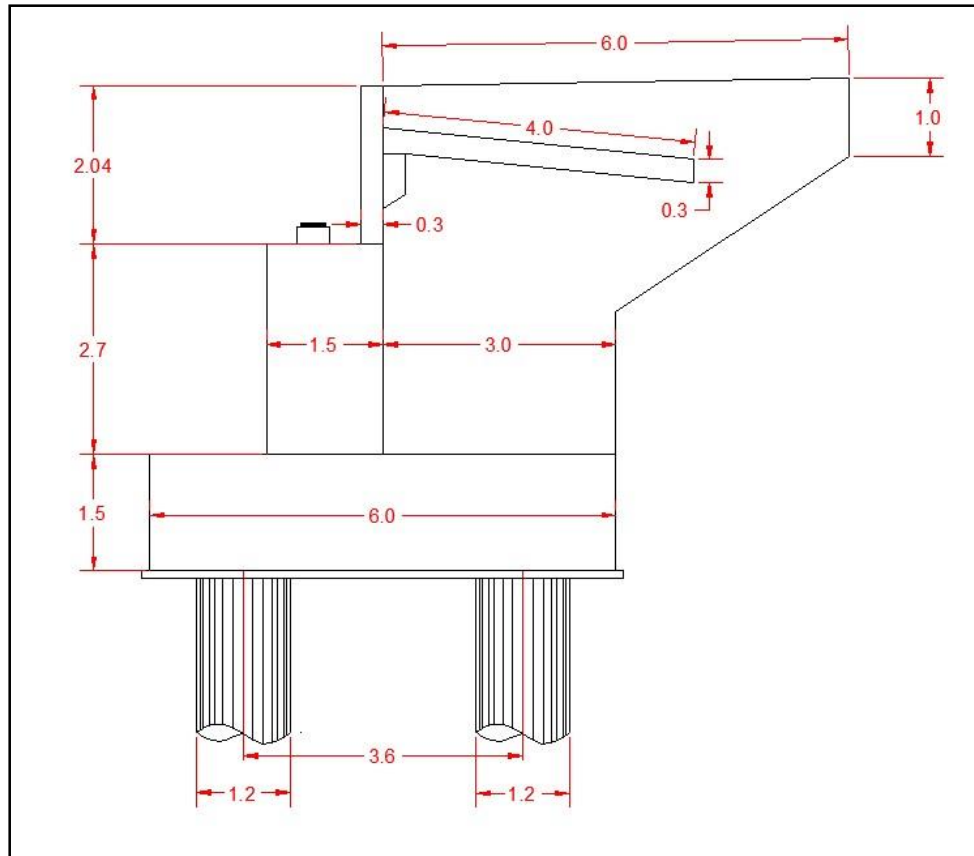


Figure X.1 : Conception de la culée.

Vérification de la stabilité de la culée

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

Les efforts agissants sur la culée, sont des efforts horizontaux et verticaux, nous citerons :

Verticalement :

- Poids du tablier.
- Poids des éléments constitutifs.
- Les surcharges.

Horizontalement :

- Forces de freinage.
- Poussées des terres.
- Effets du séisme.

X.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la culée

Convention de signe :

M Renversant : (-) **M Stabilisant : (+)**

Tableau X.2 : Efforts agissant sur la culée.

Désignation	N [KN]	H [KN]	I FV(x/o)	I FH(y/o)	M FV/o	M FH/o
Semelle	2160,00	/	0,00	0,75	0,00	/
Mur frontal	840,38	/	- 0,75	2,85	- 630,28	/
Dalle de transition	114,00	/	1,99	5,22	226,86	/
Mur en retour	769,80	/	2,33	4,28	1793,63	/
Corbeau	48,45	/	0,13	4,92	6,30	/
Mur de garde grève	286,35	/	- 0,15	5,23	- 42,95	/
Poids des terres	2865,96	/	1,50	3,29	4298,94	/
Poids des terres sur DDT	461,02	/	2,17	5,82	1000,40	/
Poussée des terres	/	2141,35	/	- 3,25	/	- 6952,25
Poids sur 10 KN/m²	266,00	/	1,50	/	399,00	/
Poussée sur 10 KN/m²	/	157,75	/	- 3,15	/	- 496,13

Tableau X.3 : Efforts dus au tablier.

Désignation	N [KN]	H [KN]	I FV(x/o)	I FH(y/o)	M FV/o	M FH/o
R_g	2990,80	/	-0,90	/	-2691,72	/
R_(Al)	1195,83	/	-0,90	/	-1076,25	/
R_{bc}	1118,97	/	-0,90	/	-1007,07	/
R_{Mc120}	1092,93	/	-0,90	/	-983,64	/
R_{D240}	1748,15	/	-0,90	/	-1573,33	/
R_{ST}	37,58	/	-0,90	/	-33,82	/
H_{f+r}	/	43,55	/	-4,43	/	-192,93
H_{T°}	/	27,43	/	-4,43	/	-121,51
Frein (Al)	/	56,76	/	-4,43	/	-251,45
Frein Bc	/	150,00	/	-4,43	/	-664,50

Combinaisons de charges**ELS****Tableau X.4** : Combinaisons à l'ELS.

	N [KN]	H [KN]	MH [KN.m]	MV [KN.m]	ΔM [KN.m]
G + 0.6T	10536,75	2201,36	- 7218,09	3961,18	- 3256,91
G + 0.6T + 1.2Q	7865,15	2390,66	- 7813,45	7131,70	- 681,75
G + 0.6T + 1.2A(l) + ST	12009,32	2269,47	- 7519,83	2635,87	- 4883,96
G + 0.6T + 1.2Bc + ST	11917,09	2381,36	- 8015,49	2712,11	- 5303,38
G + 0.6T + Mc120	11629,69	2201,36	- 7218,09	2977,54	- 4240,55
G + 0.6T + D240	12284,90	2201,36	- 7218,09	2387,85	- 4830,24

ELU

Tableau X.5 : Combinaisons à l'ELU.

	N [KN]	H [KN]	MH [KN.m]	MV [KN.m]	ΔM [KN.m]
1,35G + 0,9T	14224,61	2974,30	-9755,36	5347,60	-4407,76
1,35G + 0,9T + 1,6Q	14650,21	3226,71	-10549,17	5986,00	-4563,17
1,35G + 0,9T + 1,6 (A(I) + ST)	16198,06	3065,12	-10157,67	3571,49	-6586,18
1,35G + 0,9T + 1,6 (Bc + ST)	16075,09	3214,30	-10818,56	3682,17	-7136,38
1,35G + 0,9T + 1,35 Mc120	15700,08	2974,30	-9755,36	4019,68	-5735,68
1,35G + 0,9T + 1,35 D240	16584,61	2974,30	-9755,36	3223,60	-6531,76

Nous avons dans le tableau ci-dessous les sollicitations maximales à l'ELS, l'ELU :

Tableau X.6 : Sollicitations maximales à l'ELS et l'ELU.

	N [KN]	H [KN]	M [KN.m]
ELS	12284,90	2390,66	- 5303,38
ELU	16584,61	3226,71	- 7136,38

X.2.3. Étude des pieux

Nombre de pieux

On détermine le nombre de pieux par la relation suivante :

$$n = \frac{N}{Qp} = \frac{12284,9}{2680} = 4,58$$

On prend six (06) pieux de 20 m de profondeur.

L'entraxe entre pieux est pris égale à $3 \phi_{\text{pieu}} = 3,6$ m.

Nous disposons les pieux en deux files de 3 pieux chacune.

Actions sur les pieux

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

Combinaisons par file

ELS

Tableau X.7 : Combinaisons par file à l'ELS.

	1 ^{ère} file / R1 [KN]	2 ^{ème} file / R2 [KN]
G + 0,6T	869,18	1472,32
G + 0,6T + 1,2Q	810,78	937,03
G + 0,6T + 1,2A(I) + ST	882,15	1786,59
G + 0,6T + 1,2Bc + ST	833,07	1815,17
G + 0,6T + Mc120	899,54	1684,83
G + 0,6T + D240	917,74	1812,23

ELU

Tableau X.8 : Combinaisons par file à l'ELU.

	1 ^{ère} file / R1 [KN]	2 ^{ème} file / R2 [KN]
1,35G + 0,9T	1172,39	1988,64
1,35G + 0,9T + 1,6Q	1205,29	2050,32
1,35G + 0,9T + 1,6(A(I)+ST)	1189,95	2409,62
1,35G + 0,9T + 1,6(Bc+ST)	1125,34	2446,90
1,35G + 0,9T + 1,35Mc120	1213,37	2275,53
1,35G + 0,9T + 1,35D240	1237,94	2447,53

Tableau X.9 : Valeurs de R_{max} et R_{min} pour les combinaisons les plus défavorables.

	R_{min} [KN]	R_{max} [KN]	Q_p [KN]
ELS	810,78	1815,17	2680
ELU	1125,34	2447,53	2680

R_{max} -ELS- = 1815,17 KN < 2680 KN.

R_{max} -ELU- = 2447,53 KN < 2680,75 KN. **Pas de risque de poinçonnement.**

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

X.3. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE

X.3.1. Ferrailage de mur frontal

Le mur frontal est un élément encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Nous allons calculer les moments engendrés par tous les efforts appliqués au mur en tenant compte des signes des moments et nous évaluerons le moment final sollicitant le mur.

Tableau X.10 : Efforts agissant sur le mur frontal.

Désignation	N [KN]	H [KN]	I FV(x/o)	I FH(y/o)	M FV/o	M FH/o
Mur frontal	840,38	/	0	1,35	0	/
Dalle de transition	114	/	0,89	3,87	101,46	/
Mur en retour	0	/	0	0	0	/
Corbeau	48,45	/	0,88	3,56	42,636	/
Mur de garde grève	286,35	/	0,61	3,73	174,6735	/

Poids des terres sur DDT	461,02	/	0,89	3,87	410,30424	/
Poussée des terres	/	1392,092	/	-1,58	/	-2204,15
Poussée DDT	/	0	/	0,00	/	0
Poids sur 10 KN/m²	0	/	1,5	/	0	/
Poussée sur 10 KN/m²	/	119,13	/	-2,375	/	-282,934

Tableau X.11 : Efforts dus au tablier.

Désignation	N [KN]	H [KN]	I FV(x/o)	I FH(y/o)	M FV/o	M FH/o
Rg	2990,80	/	-0,15	/	-448,62	/
R_(Al)	1195,83	/	-0,15	/	-179,37	/
R_{bc}	1118,97	/	-0,15	/	-167,85	/
R Mc120	1092,93	/	-0,15	/	-163,94	/
R D240	1748,15	/	-0,15	/	-262,22	/
R ST	37,58	/	-0,15	/	-5,64	/
H f+r	/	43,55	/	-2,93	/	-127,60
H T°	/	27,43	/	-2,93	/	-80,37
Frein (Al)	/	56,76	/	-2,93	/	-166,31
Frein Bc	/	150,00	/	-2,93	/	-439,50

Combinaisons de charges

ELS

Tableau X.12 : Combinaisons à l'ELS

	N [KN]	H [KN]	MH [KN.m]	MV [KN.m]	ΔM [KN.m]
G + 0.6T	4740,99	1452,10	-2379,97	280,45	-2099,51
G + 0.6T + 1.2Q	4740,99	1595,06	-2719,49	280,45	-2439,04
G + 0.6T + 1.2A(l) + ST	6213,56	1520,21	-2579,54	59,57	-2519,97
G + 0.6T + 1.2Bc + ST	6121,33	1632,100	-2907,37	73,40	-2833,97
G + 0.6T + Mc120	5833,93	1452,10	-2379,97	116,51	-2263,45
G + 0.6T + D240	6489,14	1452,10	-2379,97	18,23	-2361,74

ELU

Tableau X.13 : Combinaisons à l'ELU.

	N [KN]	H [KN]	MH [KN.m]	MV [KN.m]	ΔM [KN.m]
1,35G + 0,9T	6400,34	1962,80	-3220,19	378,61	-2841,58
1,35G + 0,9T + 1,6Q	6400,34	2153,41	-3672,88	378,61	-3294,27
1,35G + 0,9T + 1,6 (A(l) + ST)	10613,90	2740,60	-3486,28	82,60	-3403,69
1,35G + 0,9T + 1,6 (Bc + ST)	10490,93	2889,78	-3923,39	101,04	-3822,35
1,35G + 0,9T + 1,35 Mc120	10115,92	1962,80	-3220,19	157,29	-3062,90
1,35G + 0,9T + 1,35 D240	11000,46	1962,80	-3220,19	24,61	-3195,58

Nous avons dans le tableau ci-dessous les sollicitations maximales à l'ELS, l'ELU :

Tableau X.14 : Sollicitations maximales à l'ELS et l'ELU.

	N [KN]	H [KN]	M [KN.m]
ELS	737,51	196,64	- 341,44
ELU	1263,97	348,17	- 460,52

Avec logiciel Robot expert :

$A_s = 15 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \longrightarrow 5HA20/ml, avec un espacement de 20 cm.

Armatures de construction :

$A_{s1} = 5,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \longrightarrow 5HA14/ml, avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales :

$A_t = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \longrightarrow 5HA12/ml, avec un espacement de 20 cm.

X.3.2. Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyé - réellement elle repose sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contact direct avec le sol) - Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle.

Tableau X.15 : Efforts agissant sur la dalle de transition.

Type de charge	Q [KN/ml]	M [KN.m/ml]	V [KN]
Poids propre	7,5	15	15
Revêtement	1,92	3,84	3,84
Remblai	13,50	27	27
Surcharges	10	20	20

Tableau X.16 : Combinaisons des actions agissant sur la dalle de transition.

	Combinaison	M [KN.m/ml]
ELS	MG + 1.2 MQ	69,84
ELU	1.35 MG + 1.6 MQ	93,88

Avec logiciel Robot expert :

$A_s = 20,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \longrightarrow **7HA20/ml**, avec un espacement de **14 cm**.

Armatures de construction :

$A_{s1} = 6,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \longrightarrow **7HA12/ml**, avec un espacement de **14 cm**.

Armatures transversales :

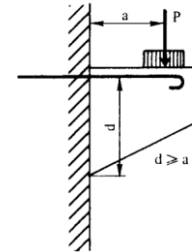
$A_t = 5,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \longrightarrow **7HA10/ml**, avec un espacement de **14 cm**.

X.3.3. Ferrailage du corbeau

Selon le BAEL (annexe E.6) le corbeau est considéré comme une console courte et comporte nécessairement des armatures supérieures tendues.

Le ferrailage se fait en compression simple.

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



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

- L : longueur de la dalle de transition. L = 7,6 m.
- q : charges permanente. q = 22,92 KN/ml.

$$R_{\text{remblais}} = 87,10 \text{ KN/ml.}$$

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

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

- L : longueur de la dalle de transition. L = 7,6 m.
- q : Surcharges. q = 10 KN/ml.

$$R_{\text{surcharges}} = 38,00 \text{ KN/ml.}$$

Tableau X.17 : Combinaisons des actions agissant sur le corbeau.

	Combinaison	R [KN/ml]
ELS	RG + 1.2 RQ	132,70
ELU	1.35 RG + 1.6 RQ	178,38

Avec logiciel Robot expert :

As = 10,4 cm²/ml → 5HA20/ml, avec un espacement de **20 cm.**

X.3.4. Ferrailage du mur garde grève

Dans le calcul qui suit le mur garde grève est supposé encastré à la base.

Moment des poussées des terres :

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

- **H** : hauteur du mur garde grève.

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

- K_a : coefficient de poussée des terres. $K_a = 0,33$
- H : hauteur des remblais.
- L : longueur des remblais. $L = 1$

On trouve :

$$P = 12,36 \text{ [KN/ml].}$$

$$M_p = 8,4 \text{ [KN.m/ml].}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_p \text{ (ELS)} = 8,40 \text{ [KN.m].} \\ M_p \text{ (ELU)} = 11,35 \text{ [KN.m].} \end{array} \right.$$

Moment dû à la force de freinage du camion Bc :

$$M_f = \frac{2\mu * P * H}{0,25 + 2H}$$

- $\mu = 1,6$ à l'ELU.
- $\mu = 1,2$ à l'ELS.
- $P = 60 \text{ KN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_F \text{ (ELS)} = 67,86 \text{ [KN.m].} \\ M_F \text{ (ELU)} = 90,48 \text{ [KN.m].} \end{array} \right.$$

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

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6 t de deux camions Bc accolés, placée de telle manière que les rectangles d'impacts soient en contact de la face arrière du mur garde grève. Ces deux roues sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12 t sur un rectangle d'impact (0,25 x 0,75) m², se transmet à 45° en profondeur et engendre en tout point du mur, une poussée qui crée un moment au niveau de la zone d'encastrement.

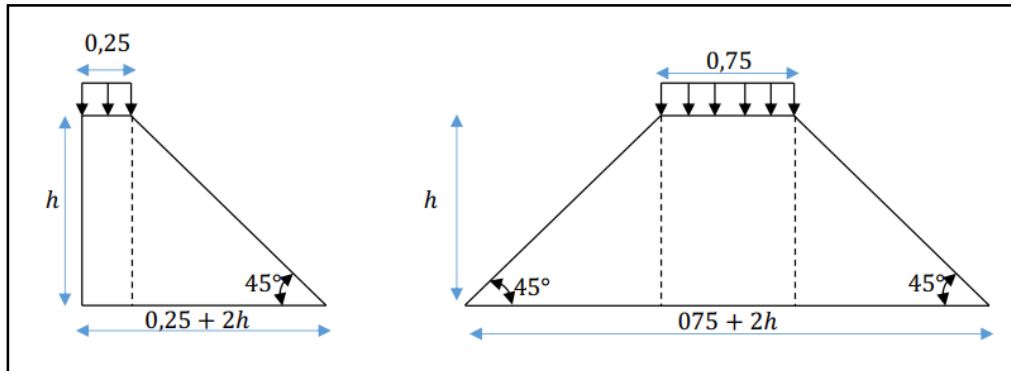


Figure X.2 : Schéma explicatif de la charge locale.

$$M_p = \frac{12 k}{0,75 + 2H} * \int \frac{H - x}{0,25 + x} dx$$

Avec : $K = K_a * b_c * \delta * \gamma$

- γ : coefficient de pondération = 1,6 à l'ELU et 1,2 à l'ELS.
- b_c : coefficient de pondération du system Bc.
- δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.
- H : hauteur du mur garde grève.

Tableau X.18 : Valeurs de $\frac{M_p}{k}$.

h [m]	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
$\frac{M_p}{k}$ [t.m/ml]	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Nous avons : $H = 2,04$

par interpolation linéaire on trouve : $\frac{M_p}{k} = 7,54$ [t.m/ml]

$$K_u = 0,68 \quad K_s = 0,51$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_p \text{ (ELS)} = 38,33 \text{ [KN.m].} \\ M_p \text{ (ELU)} = 51,11 \text{ [KN.m].} \end{array} \right.$$

Tableau X.19 : Combinaisons des actions agissant sur le mur garde grève.

	Combinaison	M [KN.m/ml]
ELS	MG + 1,2 MQ	114,58
ELU	1,35 MG + 1,6 MQ	152,91

Avec logiciel Robot expert :

$A_s = 25,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \longrightarrow **5HA32/ml**, avec un espacement de **20 cm**.

Armatures de construction :

$A_{s1} = 8,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \longrightarrow **5HA16/ml**, avec un espacement de **20 cm**.

Armatures transversales :

$A_t = 6,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \longrightarrow **5HA16/ml**, avec un espacement de **20 cm**

X.3.5. Ferrailage de mur en retour

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

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

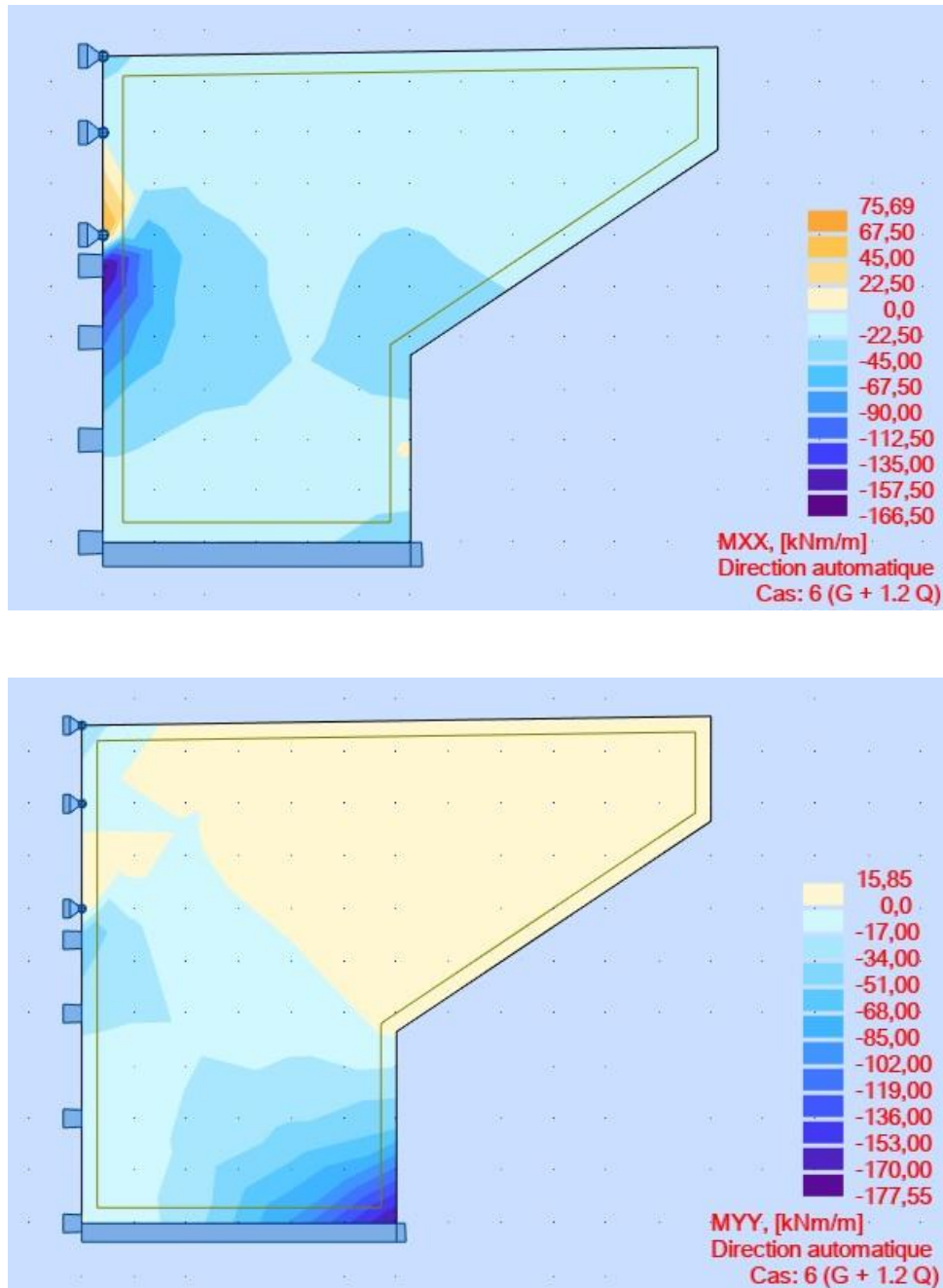


Figure X.3 : Sollicitations du mur à l'ELS.

Côté XX (flexion simple) :

$$M_{xx} = 112,5 \text{ KN.m/ml}$$

Côté YY (flexion composée) :

$$M_{yy} = 136 \text{ KN.m}$$

Avec logiciel Robot expert :

Barres horizontales

$A_s = 10,6 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5\text{HA}20/\text{ml}$, avec un espacement de **20 cm**.

Armatures de constructions :

$A_{s'} = A_s/3 = 3,53 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5\text{HA}14/\text{ml}$, avec un espacement de **20 cm**.

Barres verticales

$A_s = 25,90 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5\text{HA}32/\text{ml}$, avec un espacement de **20 cm**.

Armatures de constructions :

$A_{s'} = A_s/3 = 8,63 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5\text{HA}16/\text{ml}$, avec un espacement de **20 cm**.

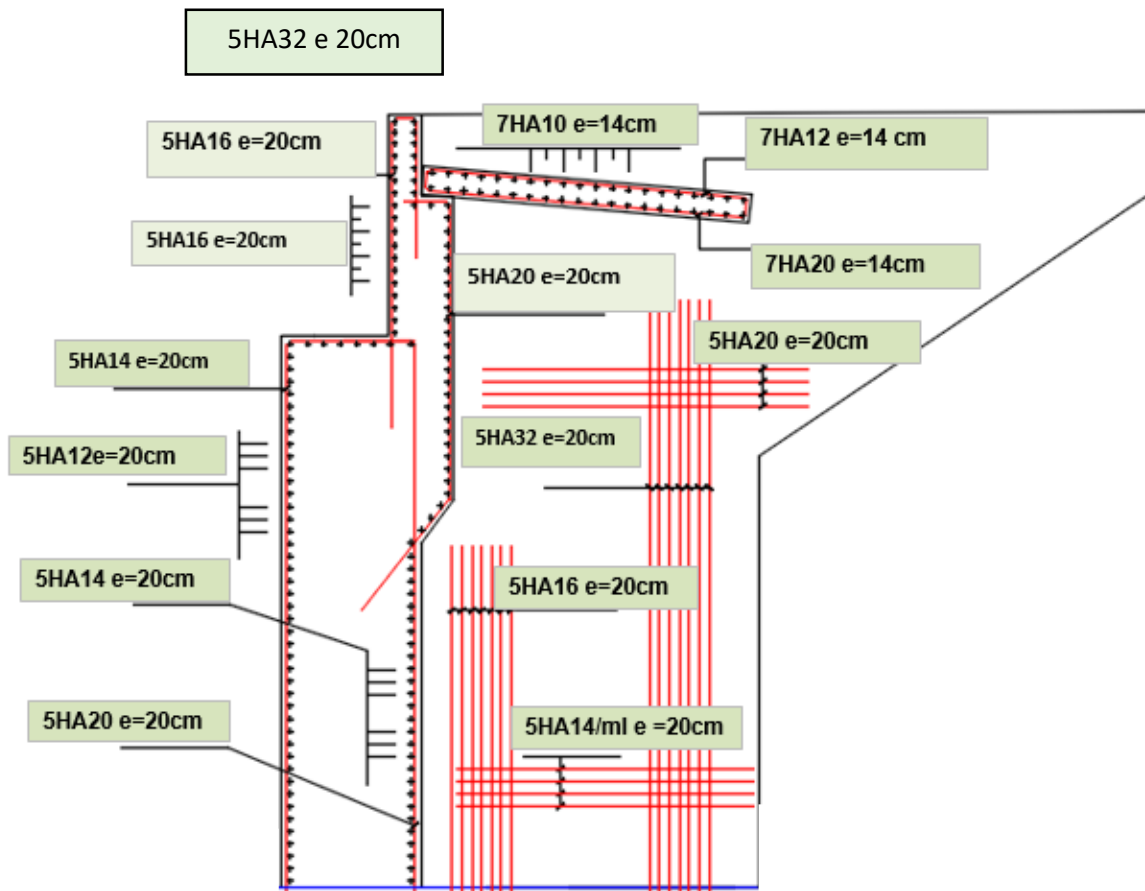


Figure X.4 : Croquis du ferrailage de la culée.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études est l'aboutissement d'un cursus universitaire riche en apprentissages et en connaissances au sein de l'Ecole Nationale Supérieure de Travaux Publics.

En général l'étude d'un pont est une synthèse des différentes disciplines de l'ingénieur ce qui nous a permis lors de l'accomplissement de ce travail de revoir les notions théoriques et pratiques apprises durant notre formation.

Notre travail avait pour but de faire la conception et l'étude d'un pont situé dans la wilaya de Blida. Sur la base d'une analyse multicritère, nous avons opté pour un pont à poutres précontraintes par post tension de type VIPP. La superstructure et l'infrastructure de l'ouvrage ont donc été étudiés.

Grace à la réalisation de ce mémoire, nous avons pu connaître les différentes étapes d'établissement d'un ouvrage d'art, ainsi que nous familiariser avec l'utilisation des logiciels de calculs et de conception, notamment ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS et AUTOCAD.

Nous avons aussi eu recours aux différents règlements tels que (B.P.E.L, B.A.E.L, SETRA, RPOA) régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art en Algérie.

Enfin, le stage effectué au sein de la DTP de la wilaya de Blida a été très enrichissant pour nous car il nous a permis de répondre aux questionnements que nous avions concernant le fonctionnement, les moyens, les méthodes de réalisation des ponts ainsi que le rôle de l'ingénieur en amont et en aval.

- Document SETRA, « *Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension* ». *Centre des techniques d'ouvrages d'art (France), Février 1996.*
- Document SETRA, « *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs* ». *Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.*
- Document SETRA, « *Ponts mixtes acier-béton* ». *Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer (France), (septembre 2009).*
- CALGARO, J.A & Bernard-Gély, A. *Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).*
- RPOA, *Document technique réglementaire, Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, 2008.*
- RCPR, *Document technique réglementaire, Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, 2009*
- CHAUSSIN. R, « *Béton précontraint* ». *Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France), 1992.*
- CALGARO, J.A., & Virlogeux, M, « *Projet et construction des ponts* », *Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1987.*
- Document SETRA, *Appui des tabliers, PP73, 1.3.2, calculs complémentaires ferrailages types.*
- Document SETRA, *Appareils d'appui en élastomère fretté.*
- Catalogues les joints de chaussée, *FREYSSINET septembre 2015.*
- THONIER. H, « *Le béton précontraint aux états limites* ». *Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, (France), 1992*
- Guide de conception SETRA , *Pont courant en zone sismique*
- Yazid, Mr Abdelaziz. « *Béton précontraint.* »

ANNEXE A

RAPPORT GEOTECHNIQUE

I

GENERALITES

I.1 Introduction

Suite à la demande de la Direction des Travaux de la Wilaya de Blida « **DTP de Blida** », le laboratoire de la Mitidja des Travaux Publics et Bâtiments (**L.M.T.P.B**) sis à Baba Hassen, a procédé à l'étude géotechnique des parcelles de terrain destinés au projet de la construction des Ouvrages d'Art prévus dans le cadre de projet de contournement de Blida entre Chiffa et Soumâa.

Le présent rapport montre la description et les conditions géologiques du sol, les résultats des études du sol qui ont été conduites sur place et aussi les calculs et les recommandations concernant le type, le mode et la profondeur des fondations.

Ce rapport géotechnique concerne l'ouvrage d'art au niveau de PK 23 + 520.

I.2 Nature de Projet

Le projet consiste en la réalisation d'un contournement de la ville de Blida sur un linéaire total de Vingt-six (26) Kms environ, le tracé en question comportera la réalisation de plusieurs ouvrages d'art.

NB :

- ✓ *Il faut noter que nous ne disposons pas de renseignements en ce qui concerne la forme et l'ordre des grandeurs des charges qui sont transmises aux sols supports.*
- ✓ *La structure est probablement en béton armé.*

I.3 Cadre de la mission du LMTPB

La mission géotechnique de notre laboratoire se limite dans le présent rapport à effectuer les essais et mesures en place (In Situ) à l'aide des sondages carottés, des essais de laboratoire, et à fournir un compte rendu des procès-verbaux et à émettre un avis technique sur la profondeur d'ancrage des fondations et la qualité des sols en place.

La responsabilité de notre laboratoire ne saurait être engagée en dehors du cadre de la mission géotechnique objet du rapport. En particulier, toute modification apportée au projet ou à son environnement nécessite la réactualisation du rapport géotechnique dans le cadre d'une nouvelle mission.

Sous ce cadre, cette étude a pour but, en adéquation avec les moyens et les techniques d'investigation mis en œuvre, de déterminer :

- Les conditions d'assises des sols en place.
- La contrainte admissible.
- Les déformations éventuelles de la couche de sous-sol rencontrée.

II

DESCRIPTION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE

II.1 Situation géographique

Du point de vue géographique, le terrain soumis à la présente étude est situé au niveau de PK 23 + 520, au lieu dit « Mohamed BOUDJRO, dans la wilaya de Blida.

III

CONTEXTE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE

III.1 CONTEXTE GEOLOGIQUE REGIONNAL :

La région d'étude fait partie de la plaine de la Mitidja qui s'étend sur une superficie de 1300 Km², présentant une topographie plane. Il s'agit d'une dépression synclinale d'orientation WSW-ENE. La plaine de la Mitidja est bordée, Au Nord : par Anticlinale du Sahel et Au Sud : par Atlas Blidéen.

La plaine de la Mitidja est formée par d'importants dépôts lacustres, marins et fluviaux du Quaternaire Continental, qui se caractérisent par des comblements de limons, argiles, et d'alluvions fins à grossiers.

Ces formations qui englobent une multitude de faciès plus ou moins grossiers sont déposées par de puissants cours d'eau. Ces formations du QUATERNNAIRE très stables géologiquement présentent en général de bonnes assises pour les fondations.

Sous l'épaisse couche de sédiments se trouvent les marnes et cailloutis du comblement de la Mitidja qui constituent le substratum des retenues aquifères.

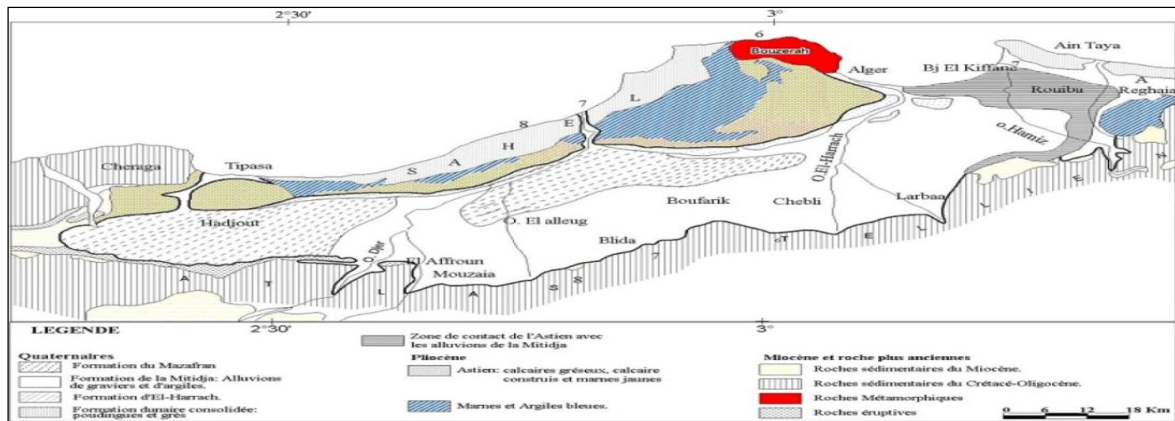


Figure (03) : Carte géologique de la région d'Alger (1/500.000)
Dressée par M.MCORNET A. et AL 1952

III.2 CONTEXTE HYDROGÉOLOGIQUE REGIONNAL :

Du point de vue hydrogéologique, la plaine de la Mitidja a un potentiel très important de ressources en eaux. Elle est constituée de deux aquifères séparés par des formations marneuses imperméables dites les marnes d'El-Harrach.

L'aquifère Quaternaire : Ce réservoir, est de loin le plus important, les écoulements souterrains se font depuis les bordures du Sahel vers la plaine de la Mitidja.

Les sédiments argileux plastiques de la formation de Mitidja et les sédiments fluviaux récents, constituent l'aquifère le plus important de la plaine de Mitidja. Cet aquifère, composé de graviers et galets, alternant avec des limons et argiles, occupe toute l'étendue de la plaine.

Sa limite inférieure est constituée par les marnes d'El-Harrach et sa limite supérieure est libre sauf dans la zone de Mazafran où la nappe est captive sous les limons du Gharbien.

Cet aquifère se développe sur une épaisseur de 100 à 200 m en moyenne et va en s'amincissant vers ces bordures Nord et Sud, la nappe est alimentée par Infiltration des précipitations sur la plaine, à partir des cours d'eau qui la traversent et les écoulements verticaux de l'Astien vers la nappe de la Mitidja.

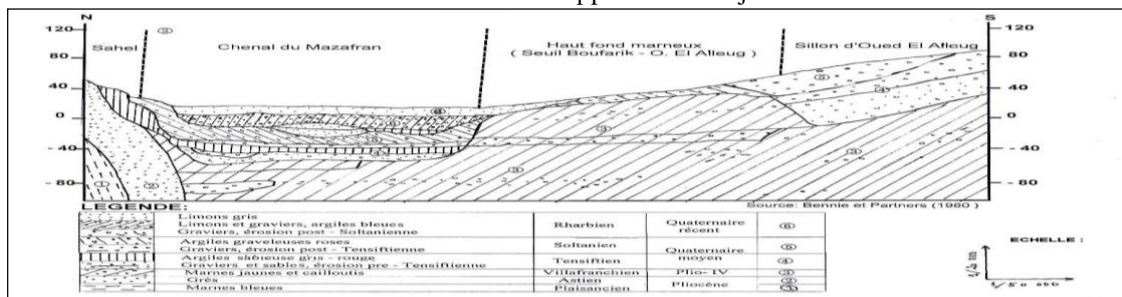


Figure (04) : Coupe interprétative N-S du réservoir alluvial de la Mitidja

- **Niveau d'eau :**

Le sondage carotté **SC-02**, a été équipé d'un tube PVC crépiné pour servir de piézomètre, jusqu'à 15 m de profondeur au maximum. Les résultats des lectures sont donnés dans le tableau suivant :

Piézomètre posé au niveau du sondage carotté	
N° Sondage Carotté	SC-01
Date de lecture	28/05/2018
Niveau (m)	10.50
Date de lecture	-
Niveau (m)	-

VI -

SISMICITE

Suite au tremblement de terre de 21 Mai 2003 qui a frappé la wilaya de Boumerdès, le centre de recherche appliqué en génie parasismique (CGS) a donné une classification sismique nouvelle du terrain national, dont il a été subdivisé en cinq zones de sismicité croissante.

- **Zone 0**Sismicité négligeable.
- **Zone I**Sismicité Faible
- **Zone II**.....Sismicité Moyenne
- **Zone III**.....Sismicité Elevée.

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la localité.

Tout ouvrage qui révèle du domaine d'application des règles parasismiques algériennes RPA 99 doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après :

- **Groupe 1A : Ouvrage d'importance vitale**
- **Groupe 1B : Ouvrage de grande importance**
- **Groupe 2 : Ouvrage courants ou d'importance moyenne**
- **Groupe 3 : Ouvrage de faible importance**

Le coefficient d'accélération (A) est donné sous forme de tableau :

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.12	0.25	0.30	0.35
1B	0.10	0.20	0.25	0.30
2	0.08	0.15	0.20	0.25
3	0.05	0.10	0.14	0.15

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

- Il s'agit d'un Ouvrage d'art (les ponts et les viaducs) sont considérés comme une partie du groupe 1A (Ouvrages d'importance vitale qui doivent rester opérationnels après un tremblement de terre important).
- Les séismes violents ($M > 5$) sont fréquents.

Les paramètres pour dimensionnement du projet :

- Zone sismique **III**
- Sol de type **S3**
- Ouvrage de **groupe 1A** (à valider avec le maître d'ouvrage)
- Accélération **A = 0.35**.

IV

CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE

Vu la nature de projet, la variante de tracé qui a été choisie passe dans la plupart des temps dans les zones montagneuse où l'accès est pratiquement difficile, afin de réaliser les essais in situ au niveau des ouvrages d'art prévus.

Du fait que même l'aménagement des accès est quasiment impossible et pour une meilleure prise en charge de problème de point de vu temps et qualité, nous avons procédé à la réalisation de Deux (02) sondages carottés numérotés **SC-01 et SC-02**, arrêté à Quinze (15) mètres de profondeur, afin de connaître la nature et l'épaisseur des différentes couches et prélever des échantillons intacts et paraffinés pour analyses au laboratoire.

- Un (01) Sondage pressiométrique de Quinze (15) mètres de profondeur numéroté **SP-01**.
- Pose de Un (01) Piézomètre au niveau du sondage carotté **SC-01**.

IV.1 Essais In Situ

IV.1.1 Sondages carottés (FORDIA : EMCI 450 17 – 750):

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

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

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

A. Sondage carotté N°01 (SC-01) :

- **0.00 à 1.00 m** : Terre végétale.
- **1.00 à 8.50 m** : Limon sableux, caillouteux, brunâtre.
- **8.50 à 15.0 m** : Argile sableuse, graveleuse, brunâtre.

B. Sondage carotté N°02 (SC-02) :

- **0.00 à 1.200 m** : Terre végétale.
- **1.20 à 15.0 m** : Argile sableuse, graveleuse, brunâtre.

IV.1.2 Sondages Pressiométriques (APAGEO)

Il s'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place. L'essai consiste à introduire dans un avant-trou et à la profondeur désirée, la sonde tri cellulaire et à solliciter le terrain latéralement par sa dilatation.

La dilatation de la cellule est obtenue par injection d'eau sous-pression alors que les cellules de garde, destinées à assurer une répartition uniforme des contraintes et déformations au droit de la cellule centrale, sont mises sous-pression à l'aide d'un gaz.

L'objectif est de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol à savoir :

- **PI** : Pression limite de rupture en bar, occasionnant un poinçonnement généralisé du sol.
- **E** : Module de déformation en bar, caractérisant la phase de déformation pseudo-élastique de l'essai correspondant à un champ de contrainte déviatorique.

Les résultats obtenus pour chaque essai sont représentées en annexes avec les graphes synoptiques correspondant.

Les tableaux suivants donnant les caractéristiques pressiométriques du sol mesurées au droit de chaque sondage pressiométrique et pour chaque profondeur avec un intervalle de 2.0 m de profondeur. et pour chaque profondeur avec un intervalle de 2.0 m de profondeur.

• Sondage Pressiométrique N° 01 (SP-01) :

N°	Profondeurs (m)	Caractéristiques mécaniques					
		E (bars)	PI (bars)	E/PI	Etat de sol	Lithologie	Catégorie
SP-02	2	204.51	17.83	11.47	Normalement consolidé	Limon sableux, graveleux	II
	4	78.36	8.26	9.49			
	6	104.45	9.01	11.59		I	
	8	26.92	2.27	11.87	Argile sableuse, limoneuse		
	10	10.55	2.89	3.66	Altéré ou remanié		
	12	209.92	16.19	12.97	Normalement consolidé		
	14	130.10	6.64	7.82	Sous consolidé	Argile sableuse	

IV.2 Essais au Laboratoire

Afin de compléter la reconnaissance in-situ, et mieux connaître les caractéristiques physico-mécaniques du sol étudié. Nous avons prélevé des échantillons sur lesquels ont été réalisés des essais en laboratoire.

- **Essais d'Identification** : Ces essais ont consisté en des mesures des caractéristiques physiques γ_d ; γ_n ; W(%).
- **Essais mécaniques** : Les caractéristiques mécaniques du sol ont été déterminées à partir des essais de Cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande, (C_U (bar), ϕ_U (°)).

▪ **Des essais chimiques.**

Les résultats des analyses au laboratoire sont consignés dans les tableaux suivants :

N° Sondage		SC-01			
Profondeur (m)		2.50/3.0	5.50/0	10.50/11.0	
Essais d'identification physique	Densité sèche (t/m ³)	1.82	1.69	1.67	
	Densité humide (t/m ³)	2.09	1.89	2.08	
	Teneur en eau pondérale (%)	14.31	11.94	9.36	
Essais mécaniques	Cisaillement rectiligne	C (Bar)	-	0.56	
		Φ (°)	19.94	-	12.0
Essais chimiques	PH		-	7.40	-
	Chlorures (%)		-	0.5250	-
	Sulfates (Mg/Kg)		-	1334.9662	-

N° Sondage		SC-02			
Profondeur (m)		1.50/1.70	6.0/6.50	8.50/9.0	
Essais d'identification physique	Densité sèche (t/m ³)	1.86	1.79	1.90	
	Densité humide (t/m ³)	2.03	2.09	2.07	
	Teneur en eau pondérale (%)	9.217	17.06	9.11	
Essais mécaniques	Cisaillement rectiligne	C (Bar)	-	-	-
		Φ (°)	-	-	-
Essais chimiques	PH		7.50	-	-
	Chlorures (%)		0.6185	-	-
	Sulfates (Mg/Kg)		Trace	-	-

IV.3 Analyse chimique

Les échantillons prélevés à partir du sondage carotté ont été soumis aux différentes analyses chimiques, selon la norme **NA 778 de 2010**, relative à la norme **NFT 18 – 011 (Juin 2009)**, les résultats ainsi obtenus sont consignés dans des tableaux en annexes.

L'analyse de ces résultats montre que les sols ne présentent aucun environnement agressif et aucune mesure de protection particulière n'est exigée

V

CALCUL DE LA CONTRAINTE ADMISSIBLE

Compte tenu de la nature de l'ouvrage d'art projeté et vu des résultats de la campagne géotechniques, deux modes de fondations sont envisageables afin de permettre au bureau d'étude d'adapter ces calculs de dimensionnement selon la descente de charge.

➤ **A Partir des essais de laboratoire**

A. Cas des Fondations superficielles :

La capacité portante admissible se détermine dans ce cas, grâce à la relation de TERZAGHI

$$Q_{adm} = \gamma \cdot D + 1/F [(1-0.2) \cdot \gamma \cdot N_{\gamma} \cdot B/2 + \gamma \cdot D(N_q - 1) + (1+0.2B/L) \cdot C \cdot N_c]$$

Avec

N_{γ} , N_q et N_c : Coefficients dépendant de l'angle de frottement ϕ

B : Largeur de l'ouvrage

L : Longueur de l'ouvrage

C : Cohésion

F : Facteur de sécurité égale à 3.

La profondeur d'ancrage (D) est donnée par rapport à la côte de terrain naturel.

Type de semelles	Ancrage (m)	C (bars)	φ (°)	γ (t/m ³)	Ny	Nq	Nc	Q _{adm} (t/m ³)	Q _{adm} (Bars)
Carrée	3	0.94	19.94	1.82	4.97	5.40	14.8	61.0304	6.10304
	4							63.6864	6.3164
	5							70.000	7.000

➤ **A Partir des essais de pressiometrique**

La capacité portante d'une semelle superficielle est donnée par la formule générale :

$$Q_{adm} = q_0 + K/3(P_{le} - p_0)$$

Avec :

K : Facteur de la portance, K (K = 0.80, Cas le plus défavorable).

P_{le} : pression limite équivalente.

q₀ : pression verticale totale des terres au niveau de la base de l'ouvrage étant terminé.

P₀ : Pression horizontale totale des terres au repos au moment de l'essai.

D : Profondeur d'ancrage.

Nous avons pris les résultats de l'essai **SP-01**,

$$\text{On prend : } \begin{cases} B = L = 2 \text{ m (Largeur et longueur supposées de la semelle carrée)} \\ \gamma = 1.81 \text{ t/m}^3 \end{cases}$$

Type de semelles	Ancrage (m)	q ₀ (Bars)	P _{le} * (Bars)	qu (bars)	Q _{adm} (Bars)
Semelle carrée	2.0	0.36	0.689	9.40	3.38
	3.0	0.54	0.526	8.30	3.13
	4.0	0.71	0.442	7.80	3.08

B. Cas des Fondations Profondes :

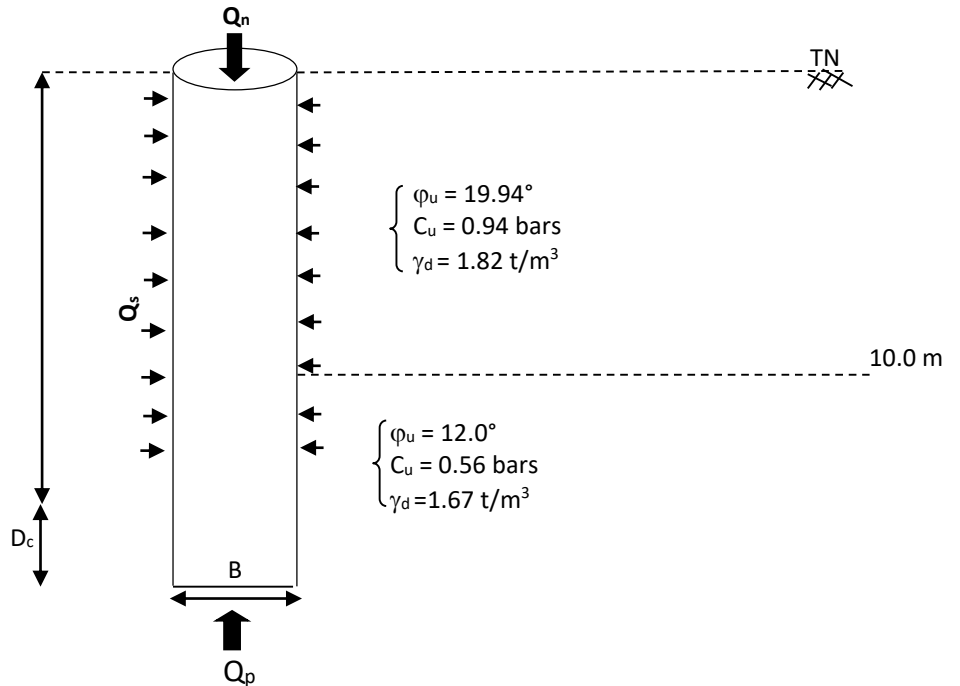
Considérons un pieu isolé soumis à une charge verticale. Nous effectuerons un calcul théorique du pieu foré et isolé, en tenant compte de tous les facteurs intervenant dans le fonctionnement du pieu qui sera donné avec les caractéristiques physiques et mécaniques les plus défavorables.

TERZAGUI recommande les valeurs de N' γ , N' $_q$ et N' $_c$ qui sont appelées coefficients réduits de « TERZAGUI »,

NB :

Il est à noter que le dimensionnement du pieu et le choix du type de ce dernier dépend essentiellement de la nature de l'ouvrage à réaliser et la charge qui sera transmise au sol par celui-ci, de ce fait l'exemple de calcul du pieu est donné à titre d'orientation et de guide. Pour des données plus explicites concernant l'ouvrage à réaliser, un calcul plus rigoureux pourra être mené par le bureau d'étude afin de bien dimensionner les fondations pour une meilleure stabilité et économie de l'ouvrage.

A titre illustratif, nous proposons le schéma avec les caractéristiques suivantes :



La charge nominale d'un pieu Q_n est obtenue en additionnant la charge limite de pointe Q_p qui correspond au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite Q_s mobilisable par le frottement latéral entre le sol et le pieu.

$$Q_n = Q_p / F1 + Q_s / F2$$

F1 et F2 : sont des coefficients de sécurité qui sont égaux respectivement 2 et 3.

➤ **A Partir des essais de laboratoire**

V.3.1 Terme de pointe

La résistance limite d'un sol est donnée par la formule suivante :

$$Q_p = S \cdot q_p = \pi \cdot B^2 / 4 (N_q \sum \gamma_i \cdot D_i + 1.3 C \cdot N_c + 0.3 \cdot B \cdot N_\gamma)$$

Avec

S : Section de pointe du pieu

q_p : Pression unitaire sous la pointe.

N_c : facteur de portance dépendant de l'angle de frottement interne ϕ (terme de cohésion proportionnel à C)

N_q : facteur de portance dépendant de l'angle de frottement interne ϕ (terme de profondeur proportionnel à D)

Avec les pieux, on peut négliger sans risque le terme en N_γ , sa valeur étant négligeable devant celle du terme N_q .

Les valeurs de N_{cmax} et N_{qmax} proposés par A.CAQUOT et J.KERIZEL sont données par les formules :

$$N_{qmax} \begin{cases} = 10^{3.04 \cdot \tan \phi} \\ N_{cmax} = (N_q - 1) / \tan \phi \end{cases}$$

▪ **Application numérique :**

N'ayant aucune donnée sur la superstructure, nous avons mené les calculs en fonction de la variable « B », diamètre du pieu.

Par mesure de sécurité, on néglige la mobilisation des frottements sur la hauteur de l'ancrage critique.

$$\text{Pour } \varphi_u' = 12.0^\circ, \text{ on a } \begin{cases} N_{q\max} = 2.97 \\ N_{c\max} = 9.29 \\ C_u = 0.67 \text{ bars} = 6.70 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$Q_p = \pi \cdot B^2 / 4 (N_q \times \gamma_i \cdot D_i + 1.3 C \cdot N_c + 0.3 \cdot B \cdot N_\gamma).$$

$$N_q \sum \gamma_i \cdot D_i = 2.97 (1.82 \times 10) = 55 \text{ t/m}^2$$

$$1.3 C \cdot N_c = 1.3 \times 6.7 \times 9.290 = 81 \text{ t/m}^2$$

La charge nominale du terme de pointe est : $Q_p = 115 B^2$

V.3.2 Terme de frottement latéral

Le terme de frottement latéral est donné par la formule suivante : $Q_s = P \cdot q_s$ avec $q_s = \sum q_s(z) dz$

$$\text{Et } q_s = K_p \cdot \sum \gamma \cdot Z \cdot \text{tg } \varphi + C$$

Nous avons :

- Entre 0 et 10.0 m :

$$q_s = (0.50 \times 1.82 \times 10.0 \times 0.36278) + 0.94 = 4.24132$$

Donc :

$$\rightarrow Q_s = \sum f_{ui} = 4.24132 \text{ t/m}^2.$$

$$\rightarrow Q_s = 2 \times 3.14 \times \frac{B}{2} \times 4.24132 \times 10 = 133 B$$

Le frottement latéral est donné par la formule : $Q_s = 133 B$

A. Longueur d'ancrage :

$$L_a = H + D_c$$

Avec :

L_a : Profondeur d'ancrage

H : Profondeur des couches sous-jacentes à partir de la surface du terrain naturel jusqu'au toit de la couche porteuse.

D_c : Ancrage critique, $D_c = 3 \cdot B$, si $B < 1.50$

B. Force totale ultime et charges nominales :

La force totale ultime (Q_t) qui peut être mobilisée en pointe et le long du pieu est en fonction de « B » :

$$Q_t = Q_p + Q_s = 115 B^2 + 133 B$$

Les charges nominales Q_n dépendent de la combinaison d'action considérée ; nous vous donnons ci-dessous, en fonction du diamètre du pieu (B), la capacité portante vis-à-vis du sol.

Diamètre du pieu (m)	Ancrage critique (m)	Ancrage (m)	$Q_p = 115 B^2$	$Q_s = 133 B$	Charge nominale (tonne)	Contrainte admissible (t/m^2)
0.50	1.50	11.50	29	66	37	186
0.60	1.80	11.80	41	80	47	167
0.80	2.40	12.40	74	106	72	144
1.0	3.00	13.0	115	133	102	130
1.20	3.60	13.60	138	160	122	108
1.20	3.60	20,00	213	393	268	237
1.20	3.60	30,00	243	960	561	496

• **Remarque :**

Il est à rappeler que les résultats fournis précédemment ne sont donnés qu'à titre indicatif et qu'une note de calcul détaillée devra être établie au stade du projet en fonction de ce dernier et les caractéristiques réelles des pieux retenus.

➤ **A Partir des essais pressiometrique**

A. Calcul de la charge limite de pointe :

$$Q_{pu} = A \cdot q_u$$

A : Section de la pointe = $\pi \cdot r^2$

q_u : Contrainte de rupture relative au terme de pointe

$$q_u = K_p \cdot P_{le}^*$$

P_{le}^* : désigne " la pression limite nette équivalente ".

K_p : facteur de portance fixée par le tableau I page 92 (règles techniques de conception et de calcul des fondations et des ouvrages de génie civil Fascicule N° 62) en fonction de la nature de la formation concernée et le mode de mise en œuvre de l'élément de fondation.

P_{le}^* : elle est calculée par la pression

suivante : avec :

$$b = \min(a, h)$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} p_i^*(z) \cdot dz$$

$$a = \begin{cases} \frac{B}{2} & \text{si } B > 1\text{m} \\ 0.5 & \text{si } B < 1\text{m} \end{cases}$$

h : désigne la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse

$P_i^*(Z)$: est obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire des différents P_i^* mesurés

✚ Application numérique :

On a :

D (m)	Ø(m)	P_{le}^* (Bars)	Q_u (Bars)	Q_p (tonnes)
12	1.2	16,36	21,27	240
14	1,2	17,31	22,50	254
15	1,2	17,33	22,53	255

D= 15 m ; a=0.6m ; b = 0.6

B. Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s :

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$$

P : périmètre du pieu

$q_s(z)$: frottement latéral unitaire limite à la cote z

h : hauteur où s'exerce effectivement le frottement latéral

Selon la catégorie conventionnelle notre sol est classé dans la catégorie : Q2

$$Q_N = Q_p / 3 + Q_s / 2$$

D (m)	Pl* (Bars)	qs (t/m ²)	Qsu (tonnes)	Qp (tonnes)	QN _{adm} (tonnes)
12	7,99	7,00	198	240	179
14	9,21	8,00	286	254	228
15	9,22	8,00	317	255	243

- **Tassement d'un pieu isolé**

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles est en général faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures.

L'effet du groupe de pieu (interaction entre les pieux) n'est pas pris en considération

Les travaux géotechniques effectués dans le cadre du projet de réalisation d'un Ouvrage d'art, situé au PK 23+520, au lieu dit « Mohamed BOUDJRO », dans la Wilaya de Blida, ont eu pour objet la détermination de la lithologie du sol d'assise et l'évaluation de sa portance et son aptitude aux fondations.

Ces travaux ont consisté en la réalisation de :

- Deux (02) sondages carottés de profondeur de 15.0 m de profondeur;
- Un (01) Sondage préssiométrique ;
- Pose de piézomètre ;
- Une série d'essais de laboratoire de type physique, mécaniques et chimiques;
- L'interprétation de ces essais

La synthèse des résultats du sondage carotté permet de révéler, que le site du projet, est constitué de dépôts d'origine alluvionnaire appartenant au comblement de la Mitidja.

Les différentes phases de l'étude confirment l'aptitude du terrain retenu à la l'édification de l'Ouvrage prévu. En effet, sa structure géologique est bien connue et la nature des matériaux qui le constituent ne pose pas de problèmes d'instabilité majeurs, il s'agit des formations d'âge Quaternaire stables composées de dépôts d'origine sédimentaire, charriés par de puissants cours d'eaux.

Ces matériaux peuvent donc, servir d'assise pour les fondations de l'ouvrage projeté, dans les conditions suivantes :

A / type de fondations :

L'étude des sols en place montre que l'on peut adopter des fondations superficielles ou bien fondations profondes (Selon les charges à transmettre aux sols).

Dans le cas où le bureau d'étude opte :

- Pour des fondations superficielles type Semelle carrée.
- Pour des fondations profondes type Pieu foré de :
 - ✓ Respecter la profondeur d'ancrage conformément aux indications données auparavant.
 - ✓ Respecter la verticalité du forage.
 - ✓ Nettoyer correctement le fond des trous de façon à obtenir, après bétonnage, un contact parfait béton – sol.

B / Contrainte admissible et profondeur d'ancrage :

En se basant sur les résultats des essais In-situ ainsi que ceux des essais de laboratoire obtenus, nous avons :

- ✓ La contrainte admissible est de **6.0 bars**, à partir de **4.0 m** de profondeur par rapport à la côte de terrain naturel.
- ✓ Dans le cas où le bureau d'étude opte pour des fondations profondes type Pieu foré, la longueur des pieux dépendra de l'importance des charges nominales préconisées pour chaque appui.
A titre d'exemple (voir note de calcul) un pieu foré de 1.20 m de diamètre mobilisera une charge Nominale de 122 tonnes à 13.60 m, 268 tonnes à 20,00 m, et 561 tonnes à 30.00 m.

C / Spectre de réponse du sol :

Il est important d'attirer l'attention que la région de « **Mohamed Boudjroa** », dans la wilaya de Blida, est située d'après le **RPA99 version 2003** en zone de forte sismicité; au vu de la nature du sol en place pour le dimensionnement de l'ouvrage il y a lieu d'appliquer les règles parasismiques algériennes et de prendre pour l'évaluation du coefficient d'amplification dynamique du sol « **le spectre S3** ».

D/ Recommandations :

Compte tenu du type de sols en place, les précautions suivantes devront être prises pour éviter que les eaux de ruissellement ou autres (assainissement etc..) ne puissent s'infiltrer jusqu'à l'assise des semelles et modifier, à terme, les caractéristiques physiques et mécaniques du sol d'assise en particulier son module de déformation:

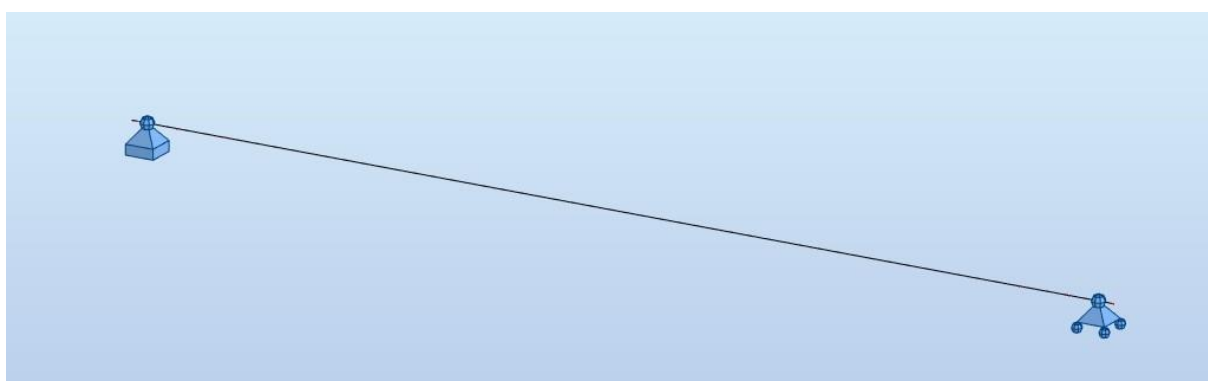
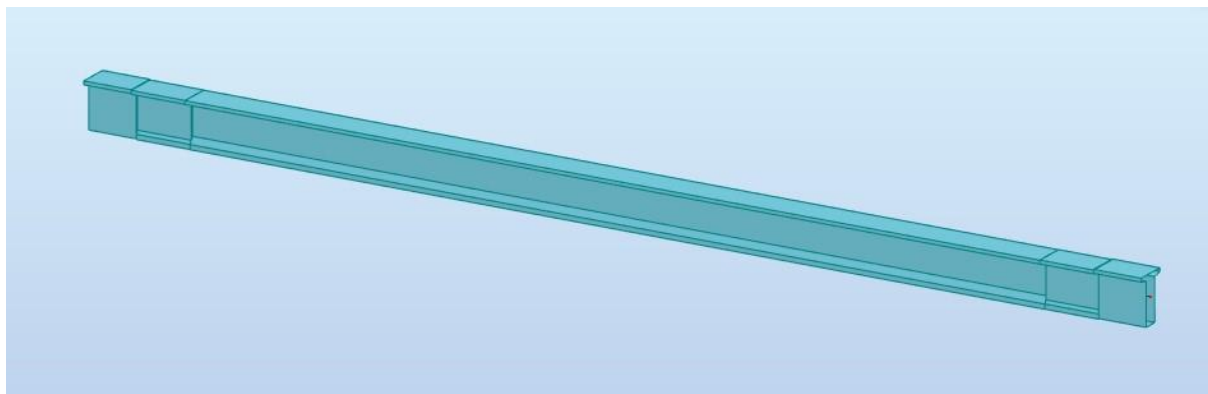
- Le terrain doit être assaini par la pose d'un système de drainage périphérique qui va recueillir les eaux de ruissellement et éviter tout apport d'eau au niveau de l'assiette des fonds des fouilles ;
- Blindage immédiat des fonds de fouilles pour éviter le remaniement, les éboulements et les soulèvements des fonds de domageables pour l'ouvrage à construire et pour abriter les ouvriers ;
- Enlèvement ou éloignement de toute végétation de grande consommation d'eau et l'origine de nombreux désordres à proximité immédiate des ouvrages projetés car le retrait provoqué par l'action de la succion des racines se fait sentir jusqu'à une distance de 1 à 1.5 fois la hauteur de l'arbre adulte;
- Un contrôle visuel de la nature des couches sous-jacentes aux fondations doit être effectué lors des travaux de terrassements afin de déceler des éventuelles hétérogénéités locales qui seront purgées et remplacées par le gros béton.

ANNEXE B

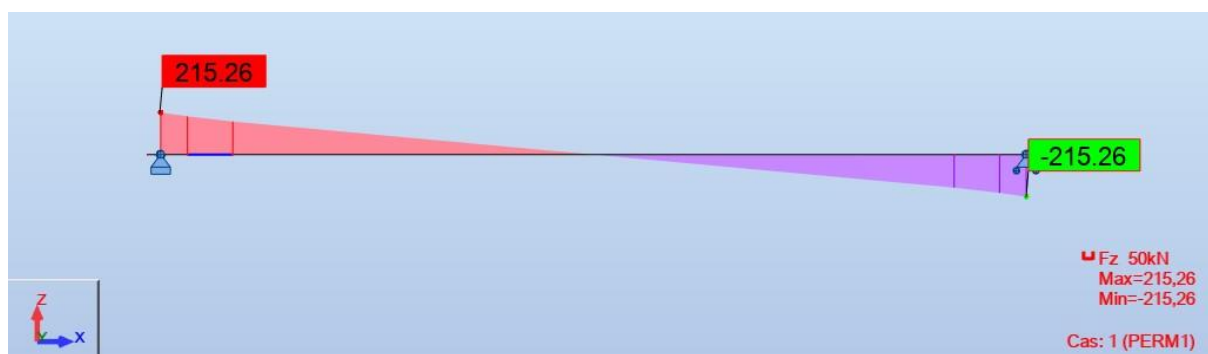
RESULTATS DES CALCULS NUMERIQUES

POUTRE

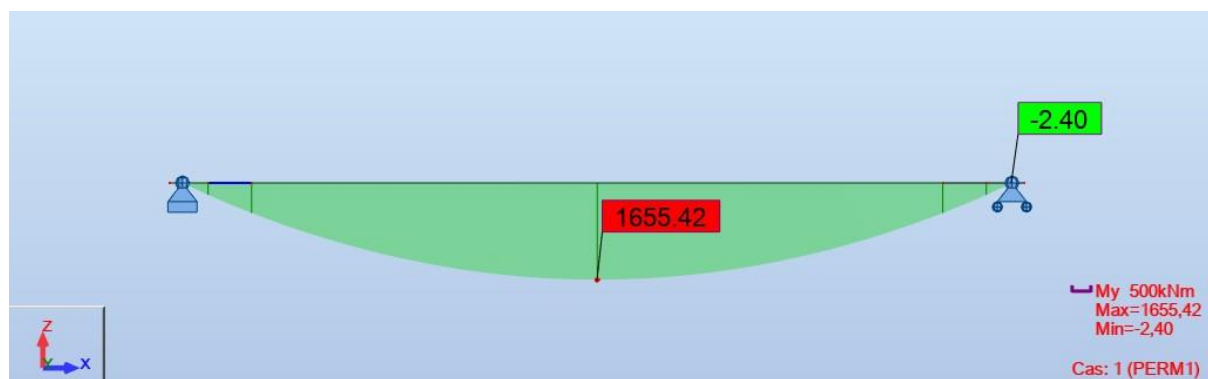
Modélisation



Effort Tranchant poids propre.

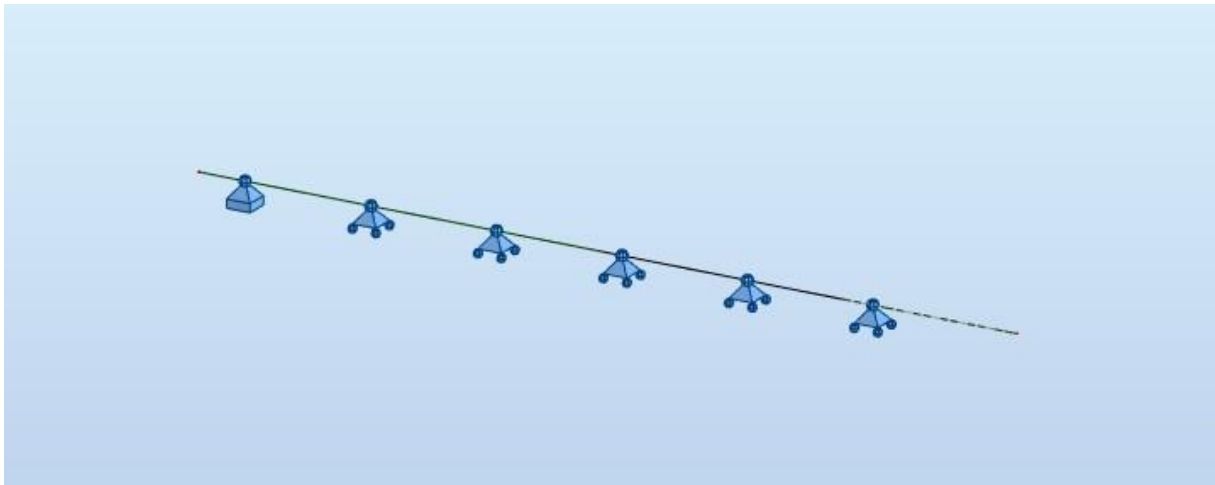
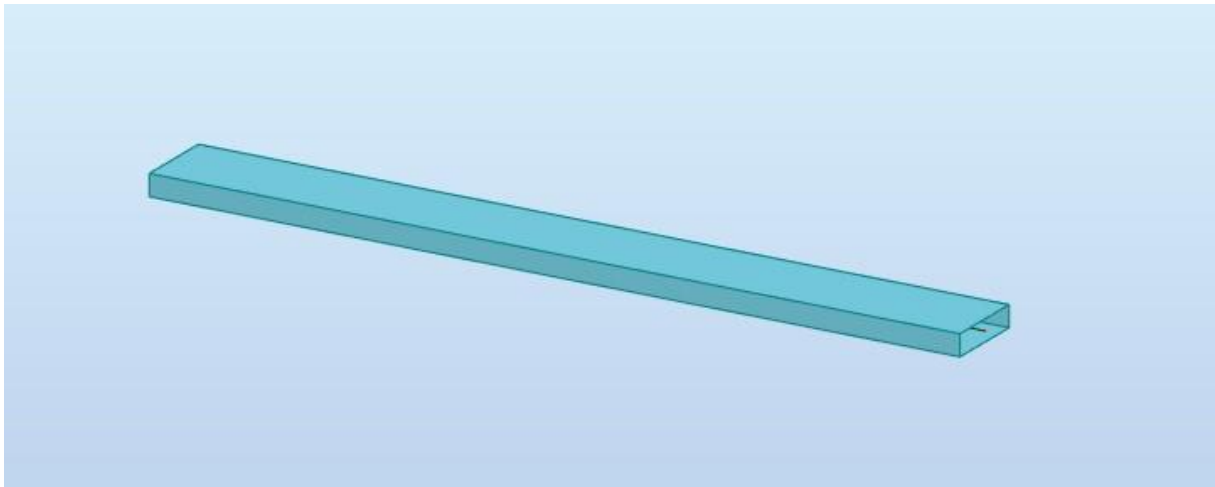


Moment poids propre.



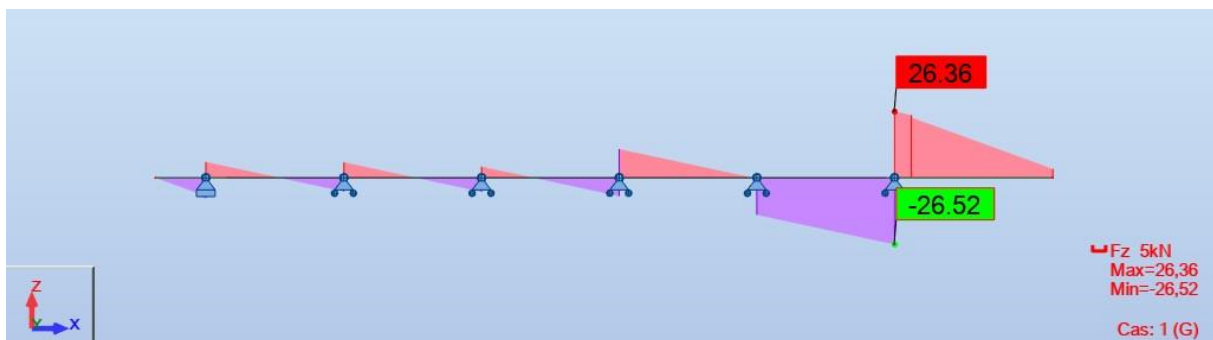
HOURDIS

Modélisation

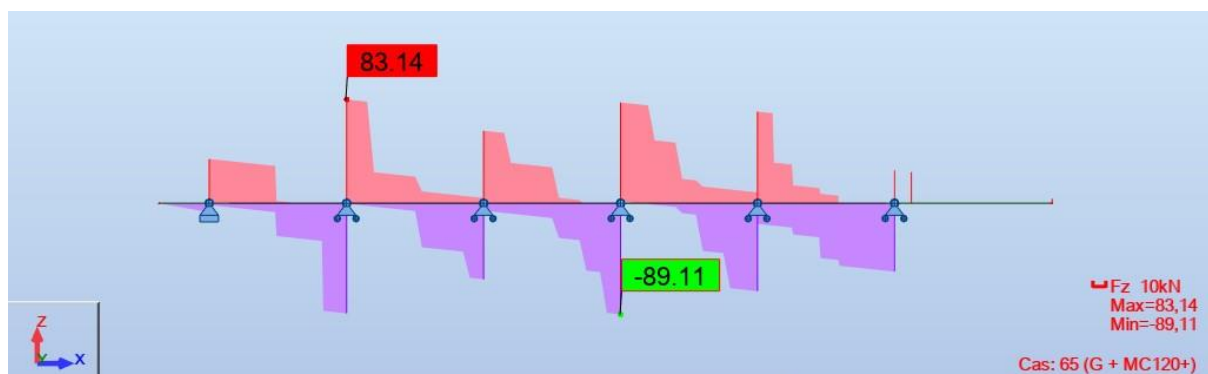
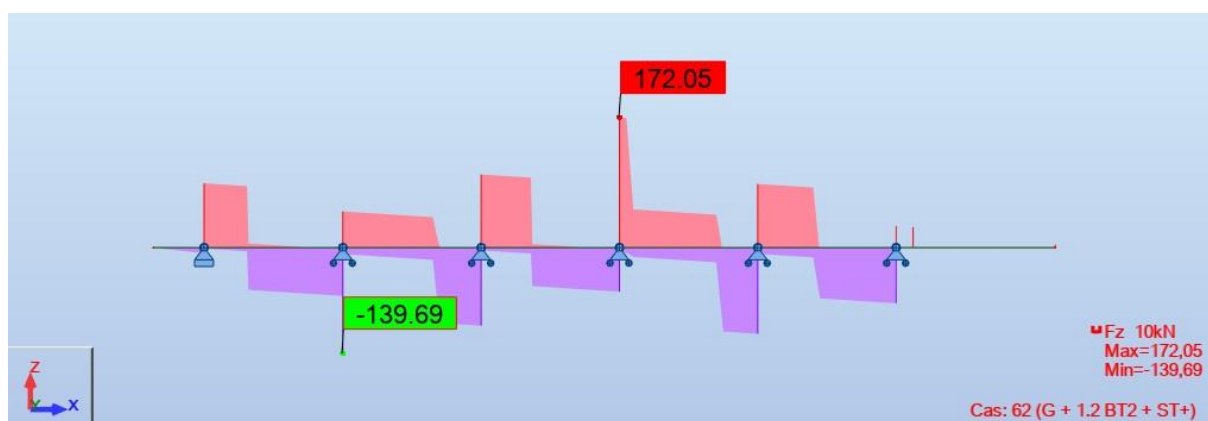
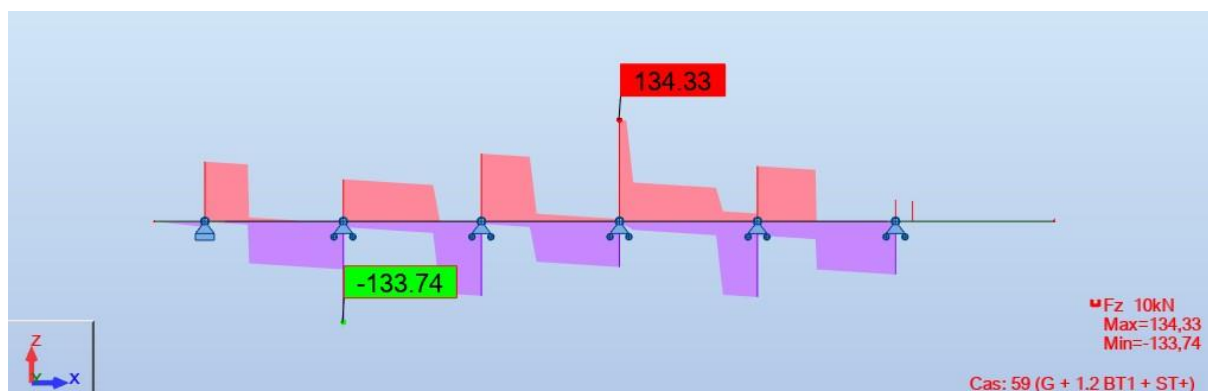
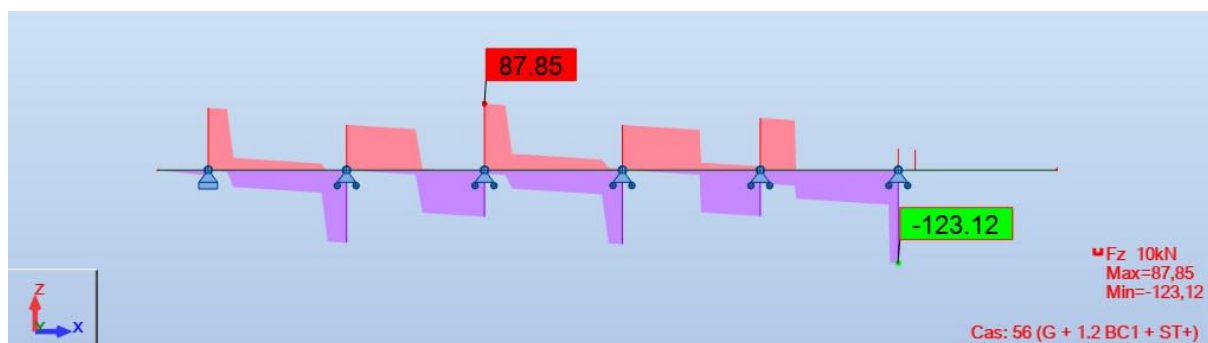


Effort Tranchant

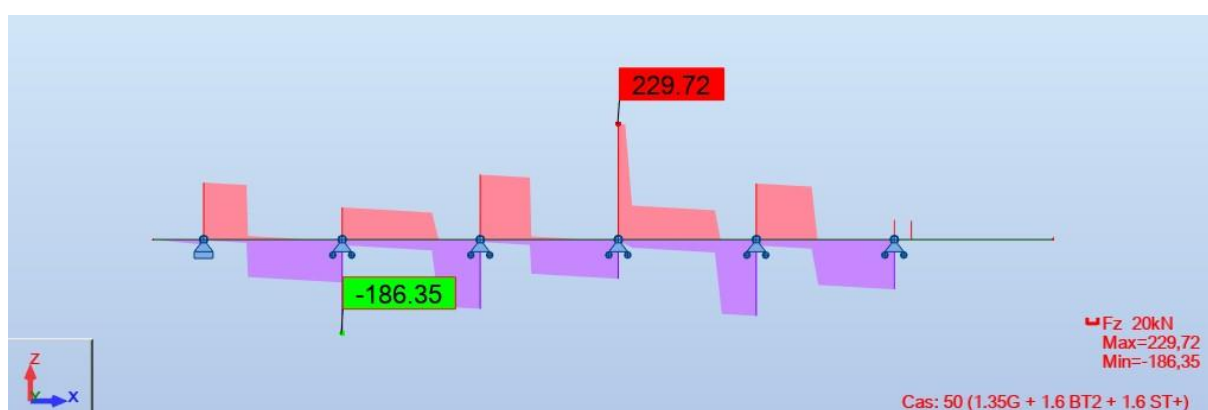
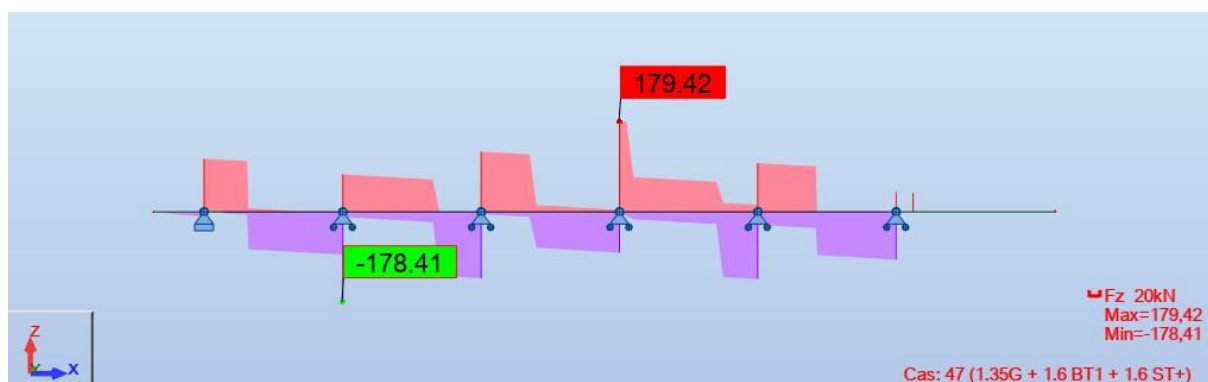
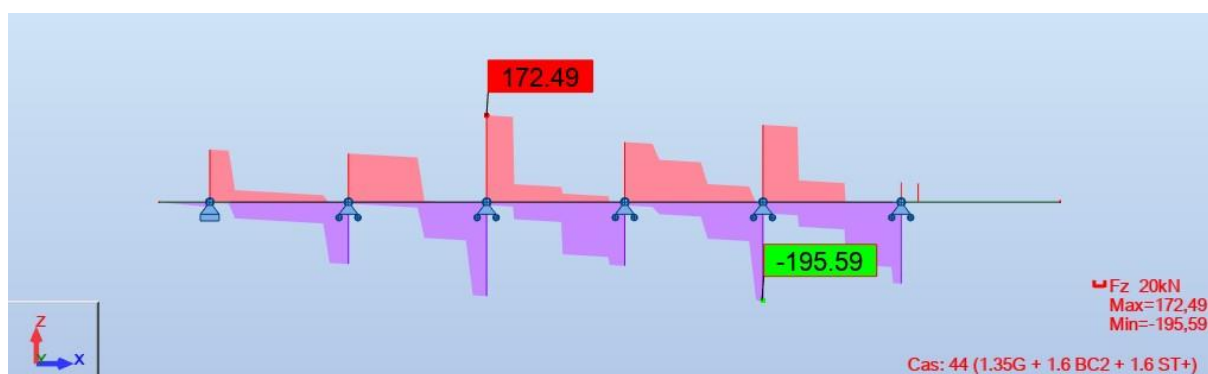
- Poids propre

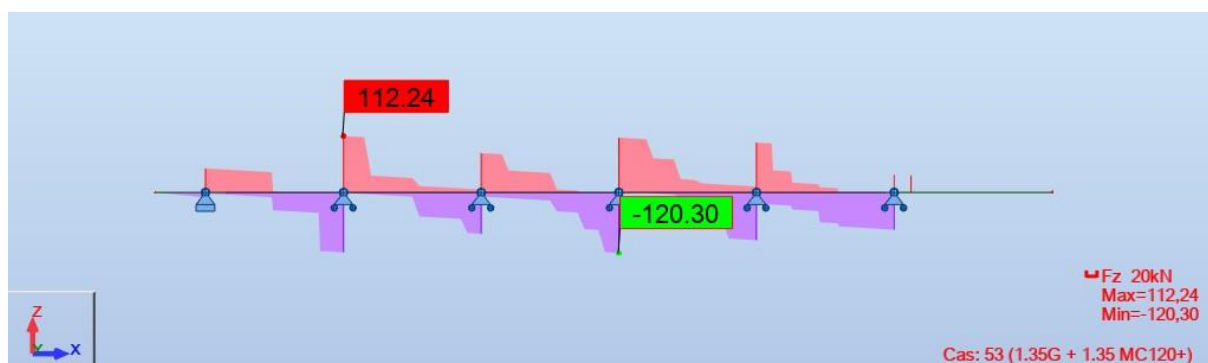


○ Combinaisons à l'ELS



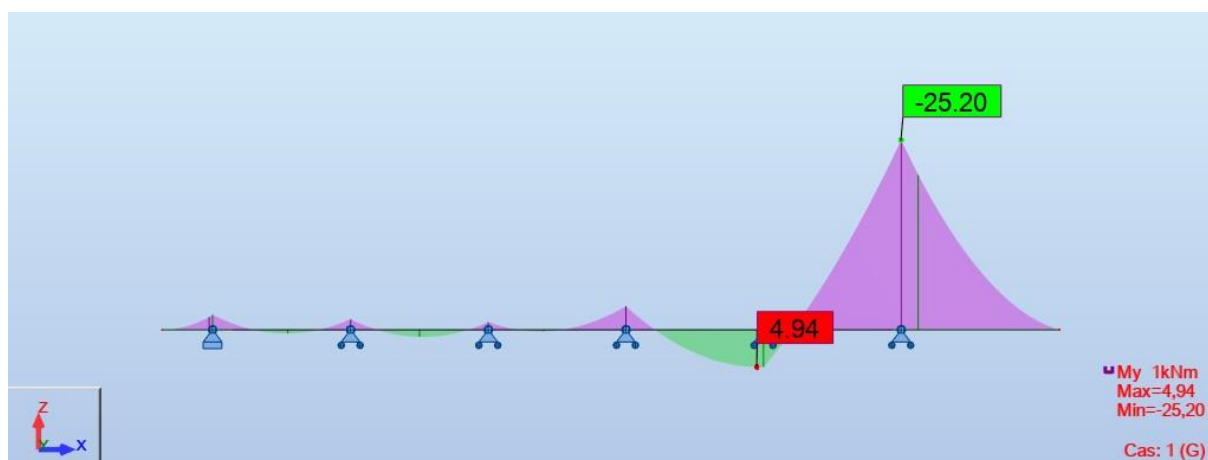
○ Combinaisons à l'ELU



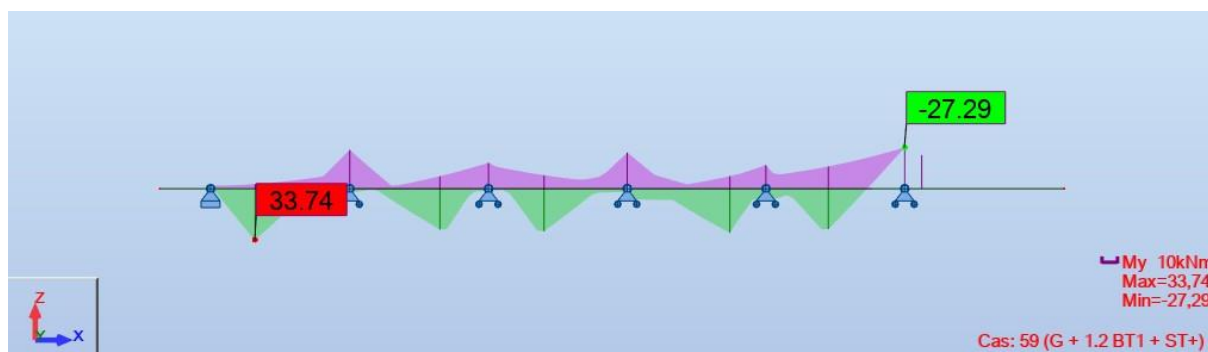
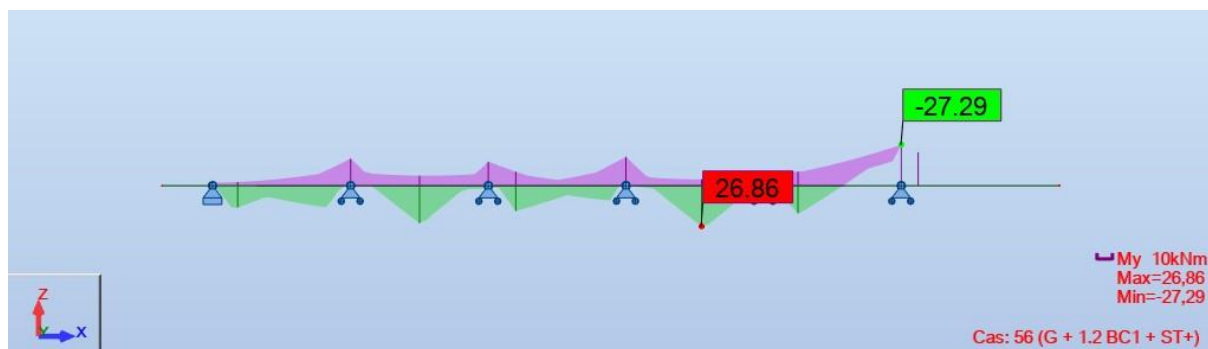


Moment

- Poids propre

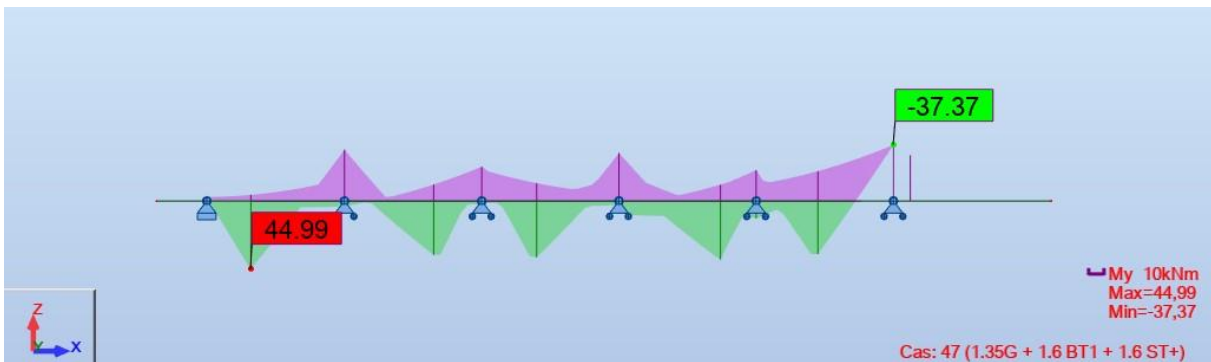
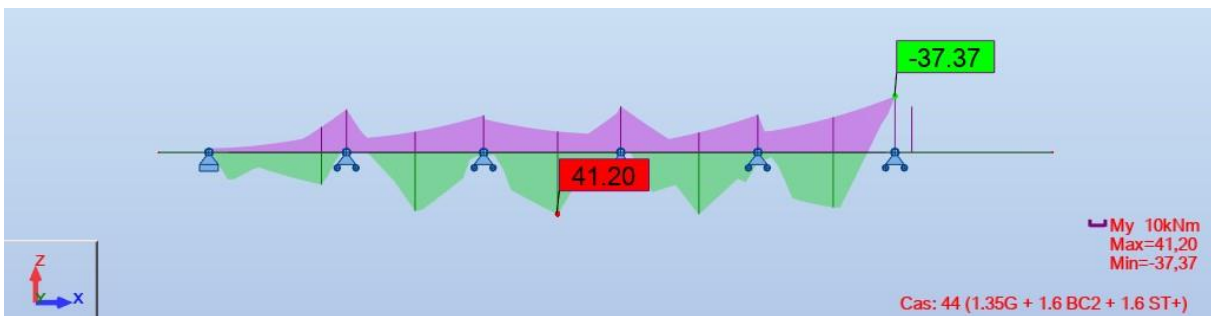
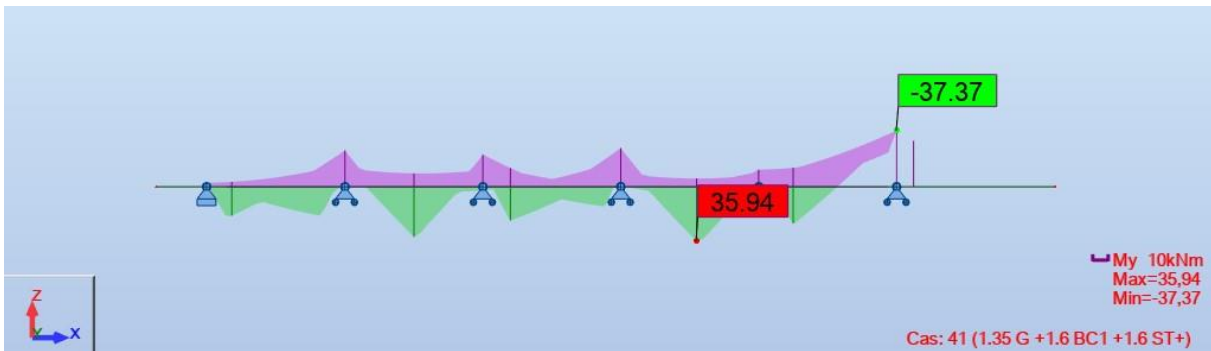


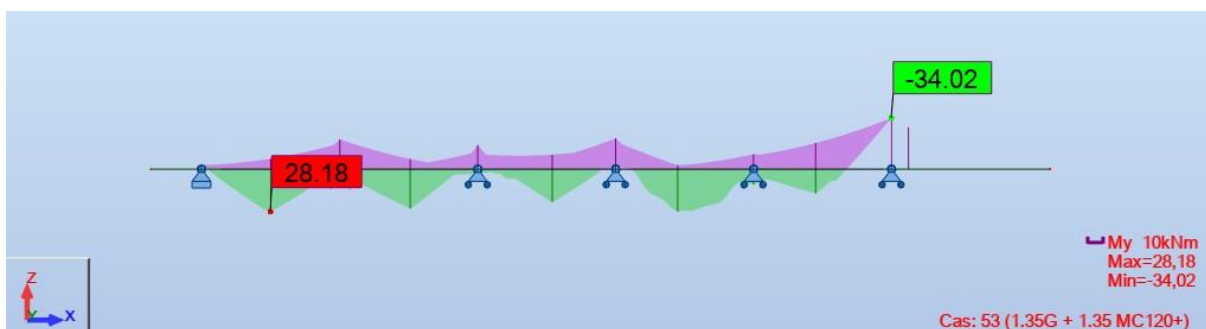
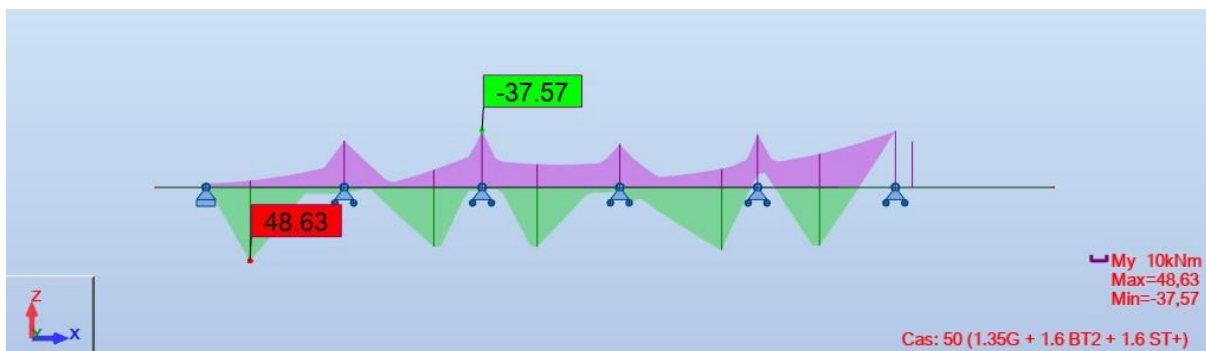
- Combinaisons à l'ELS





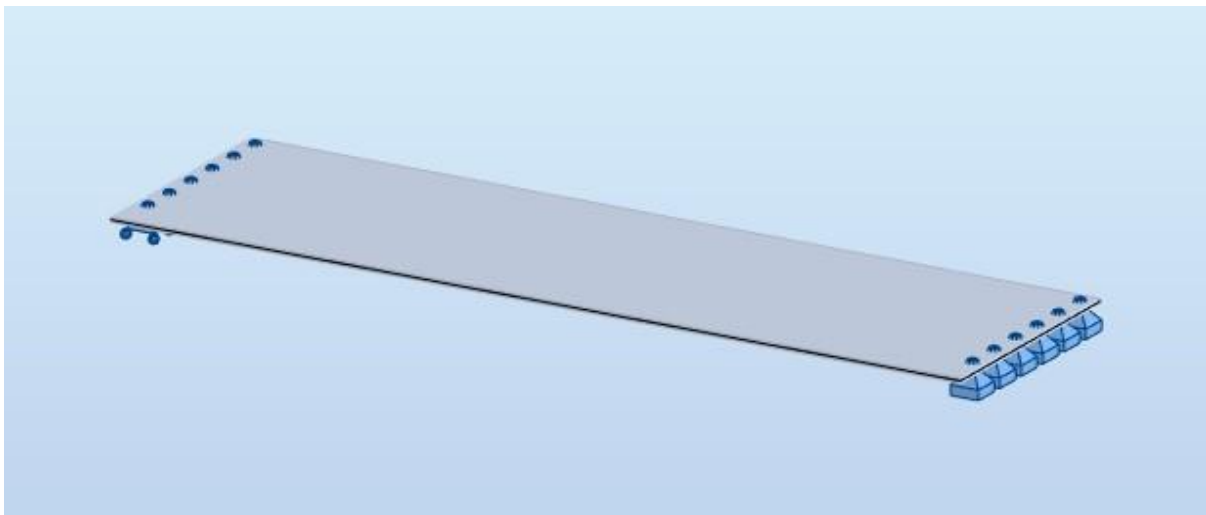
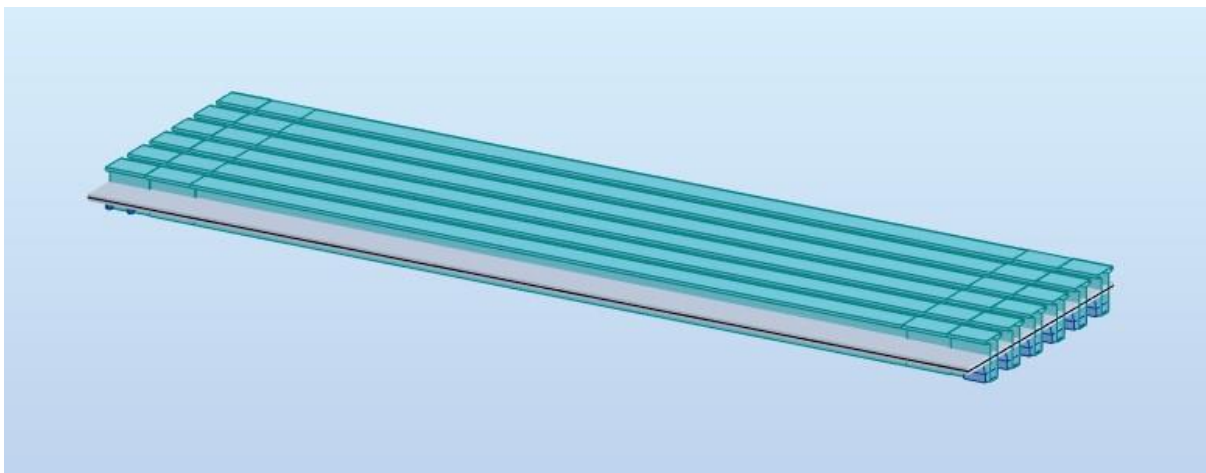
○ Combinaisons à l'ELU





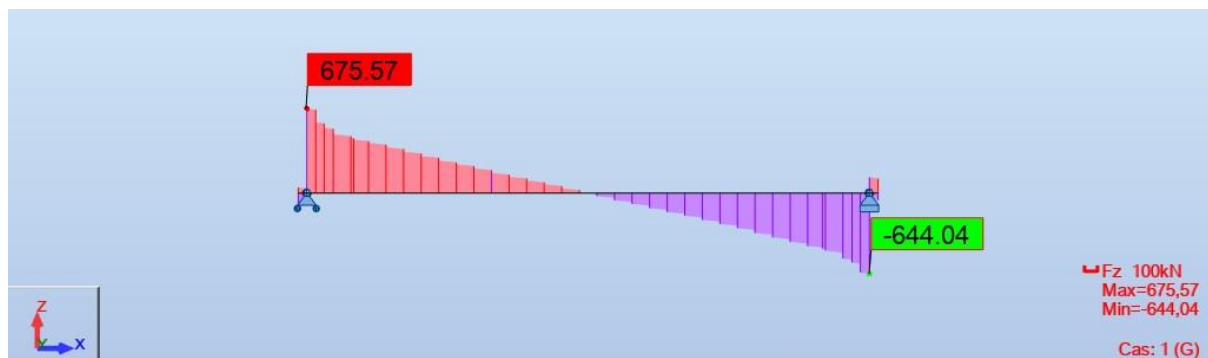
TABLIER

Modélisation

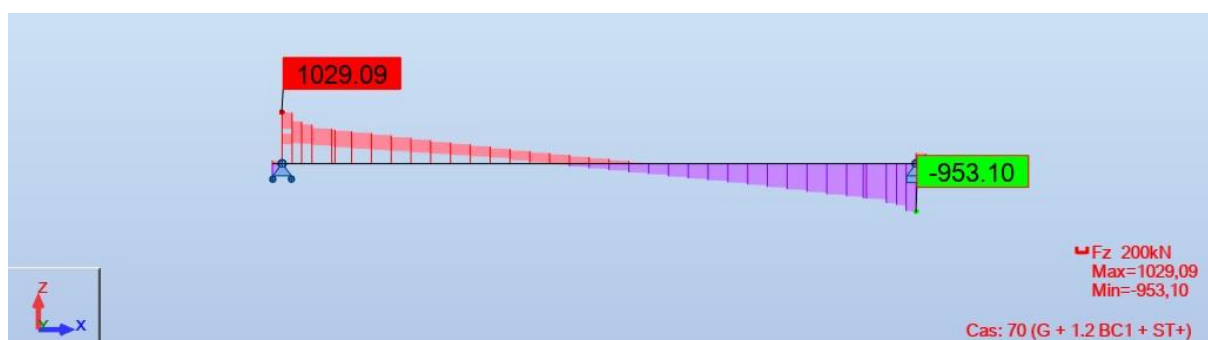
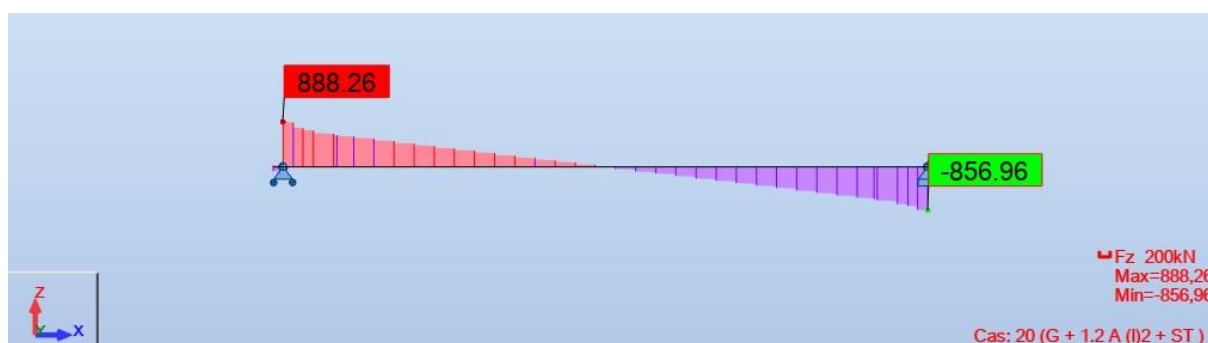
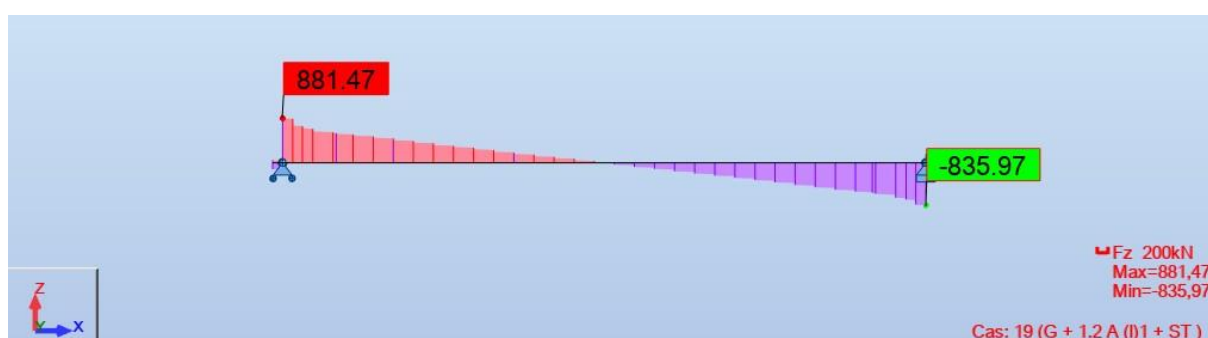


Effort Tranchant

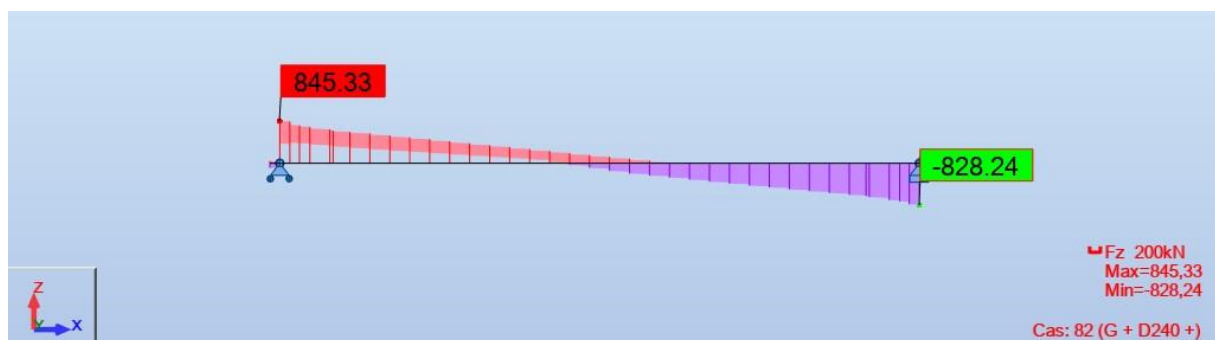
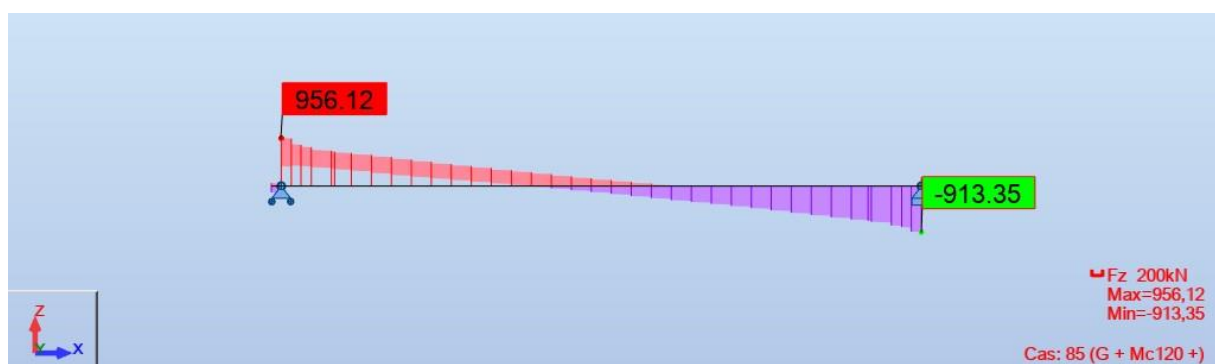
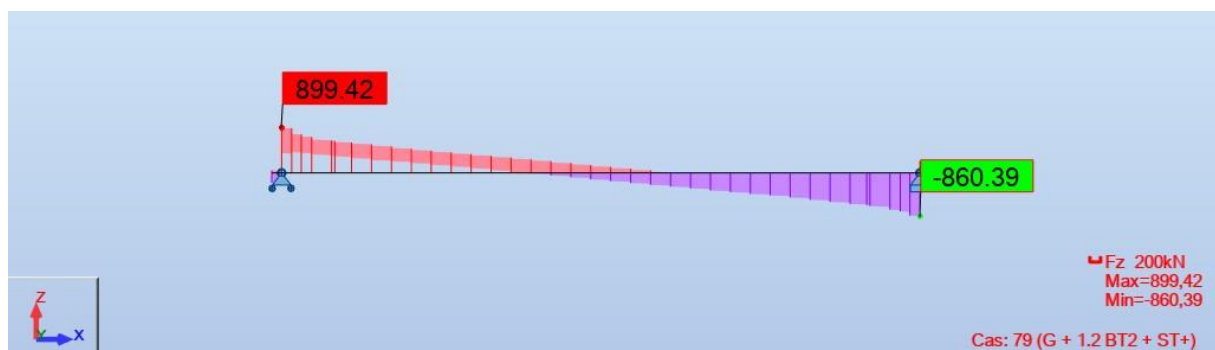
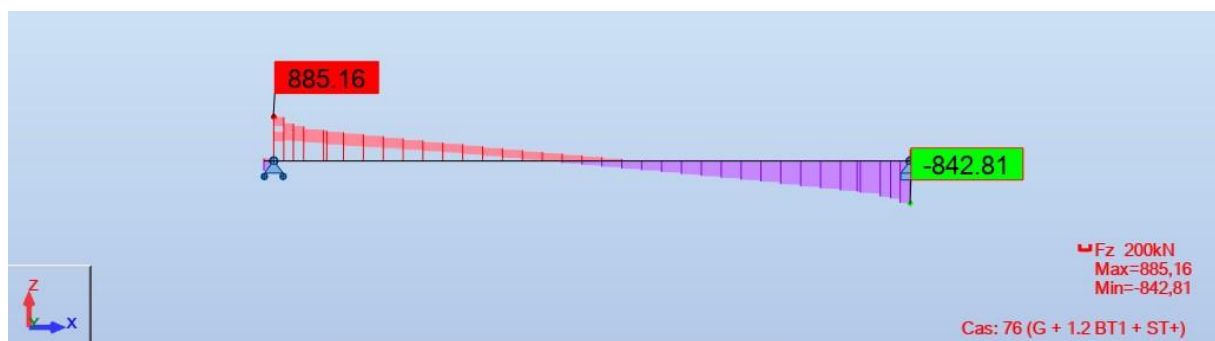
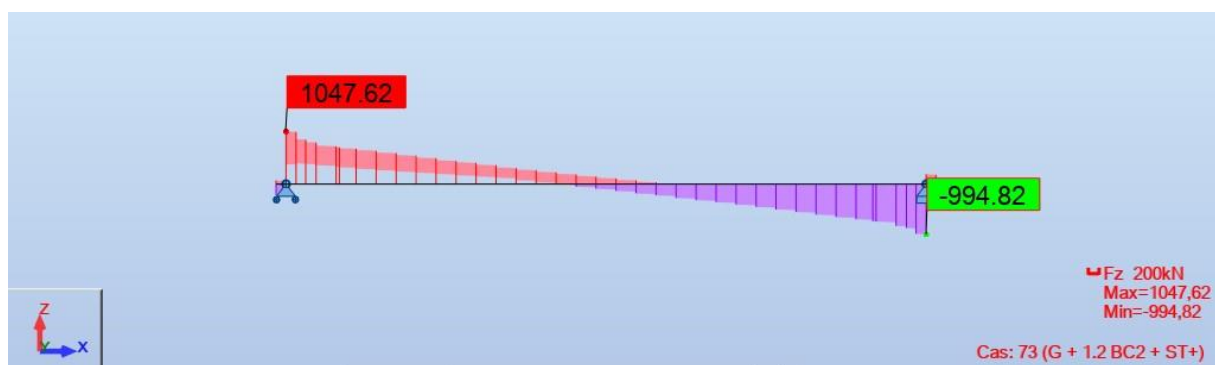
- Poids propre



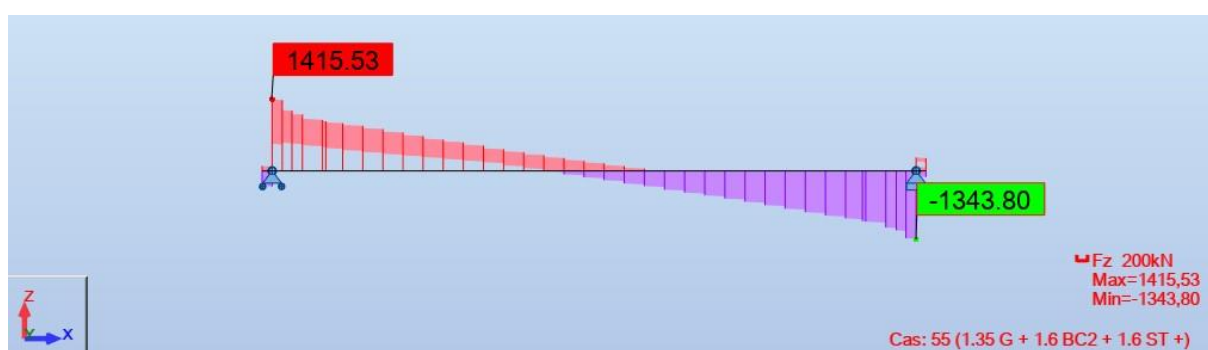
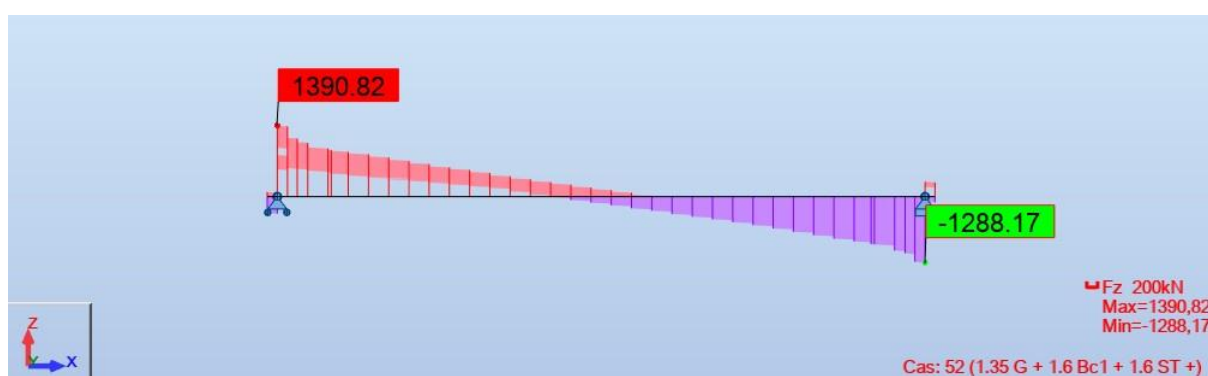
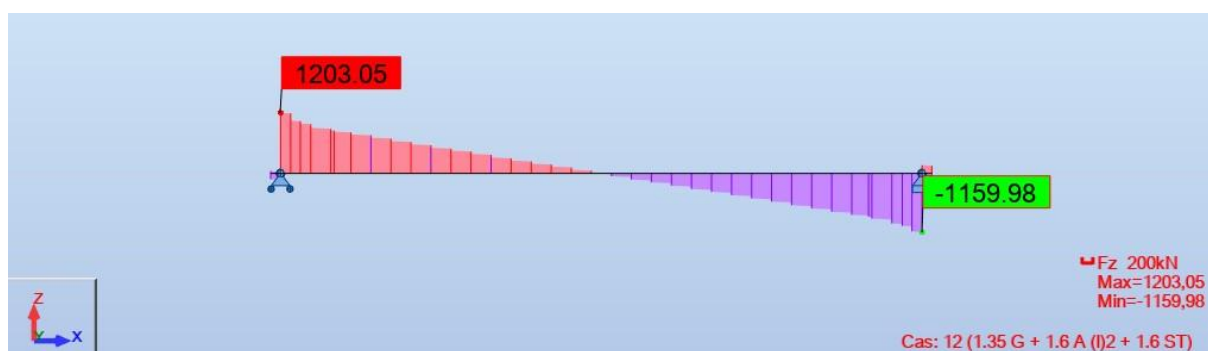
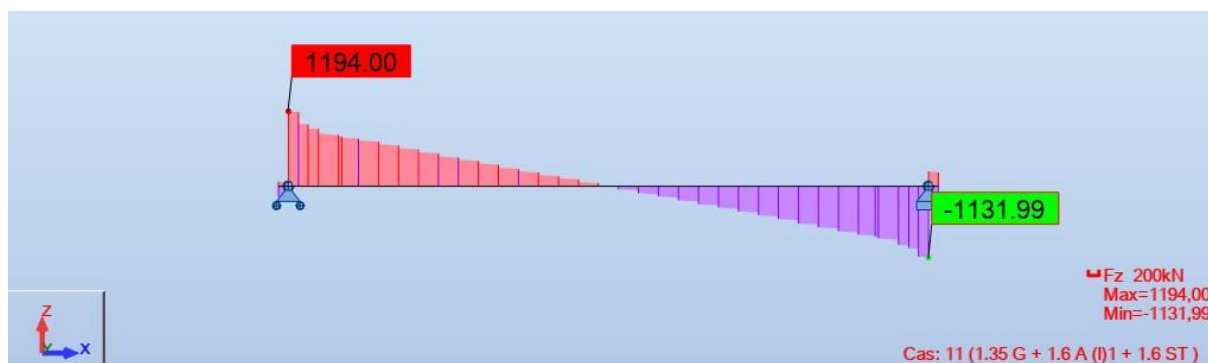
- Combinaisons à l'ELS



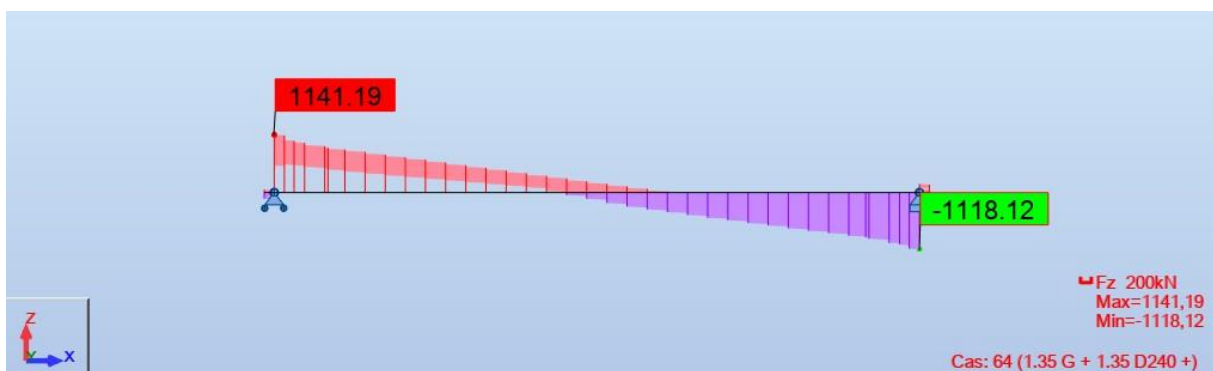
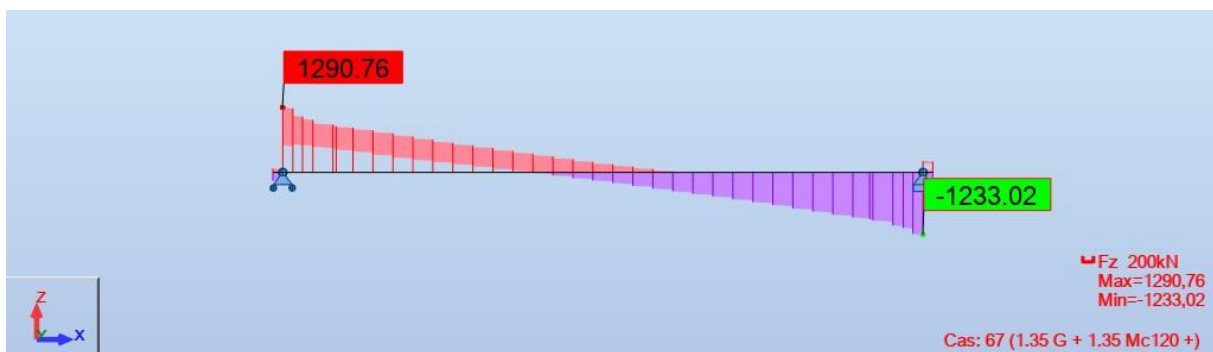
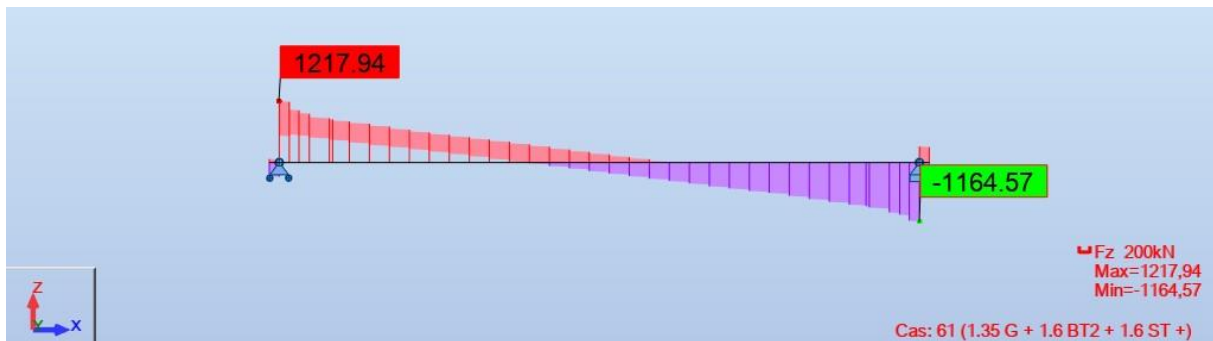
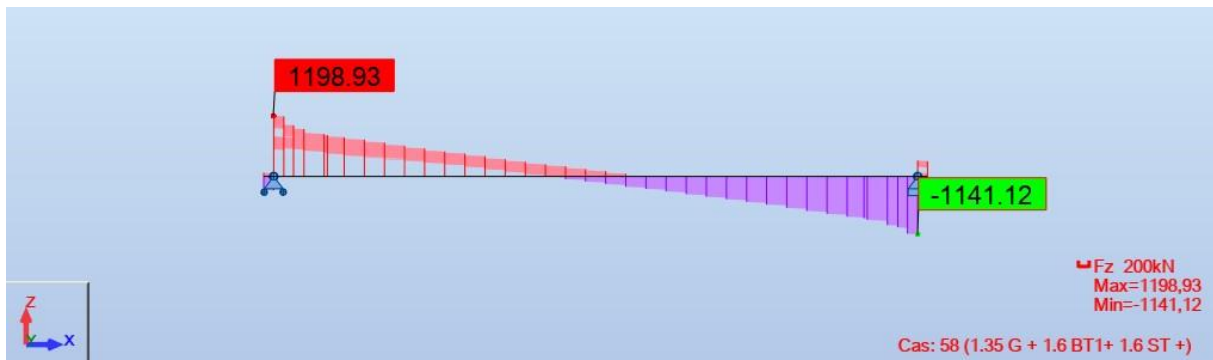
ANNEXE B : Résultats des calculs numériques.



○ Combinaisons à l'ELU



ANNEXE B : Résultats des calculs numériques.

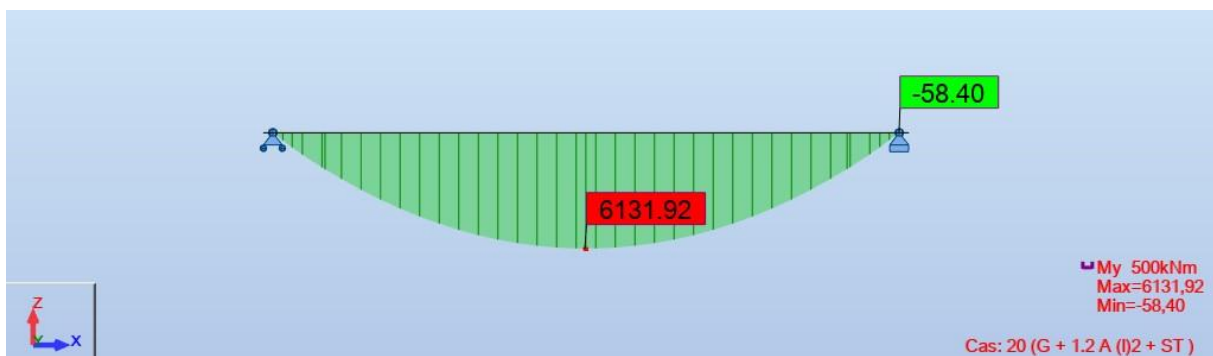
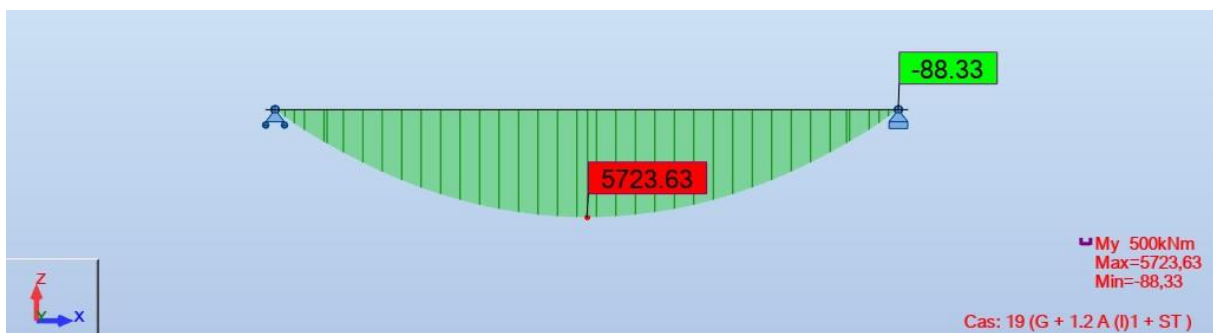


Moment

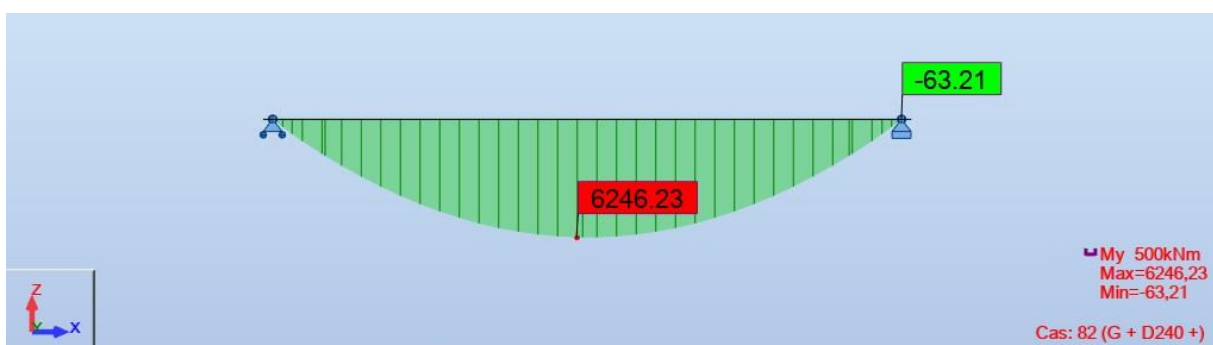
- Poids propre



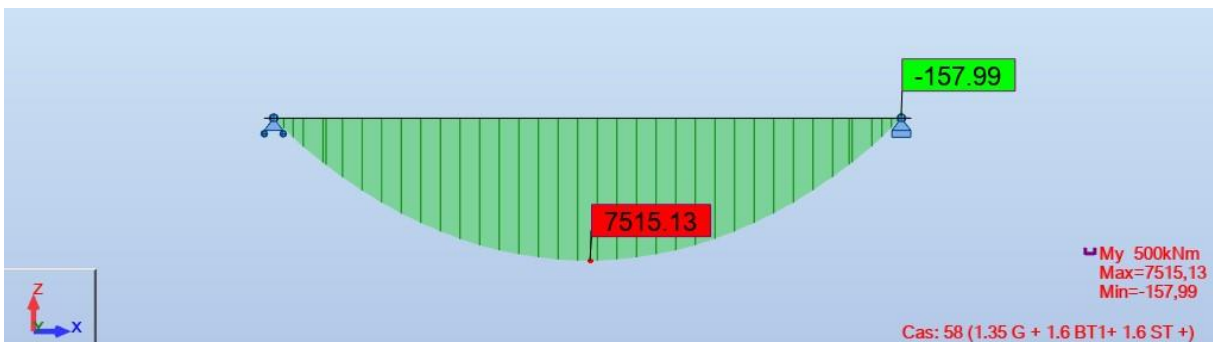
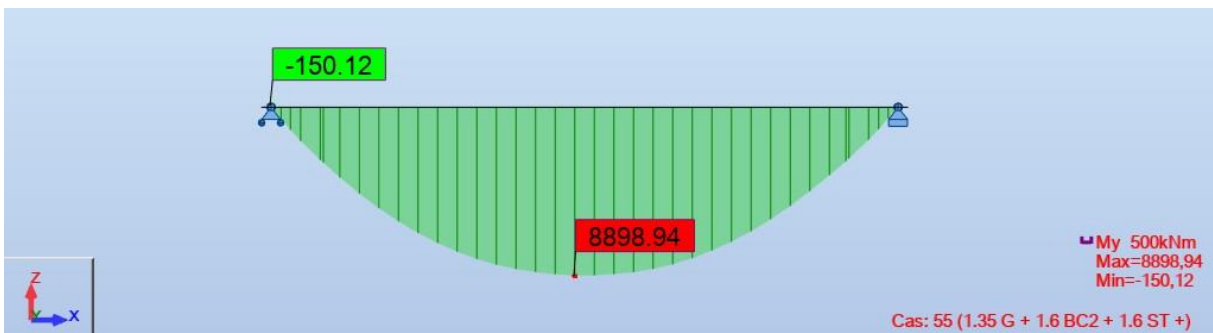
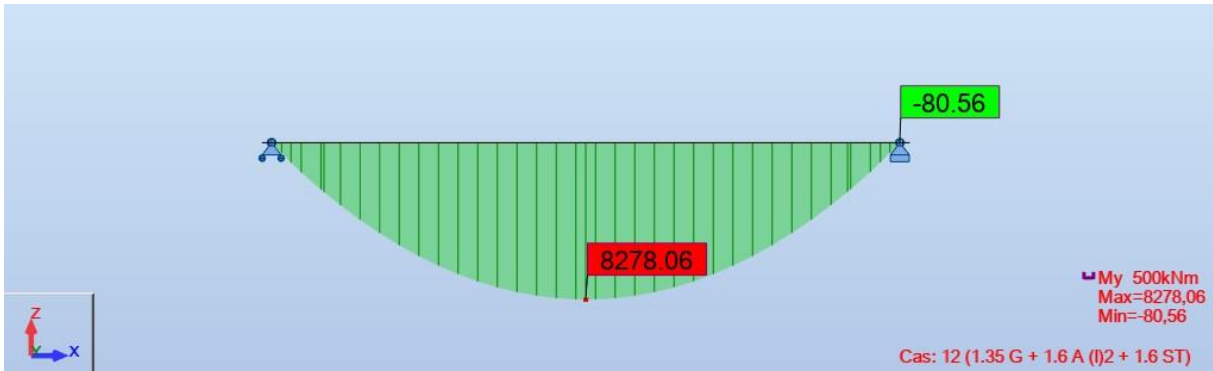
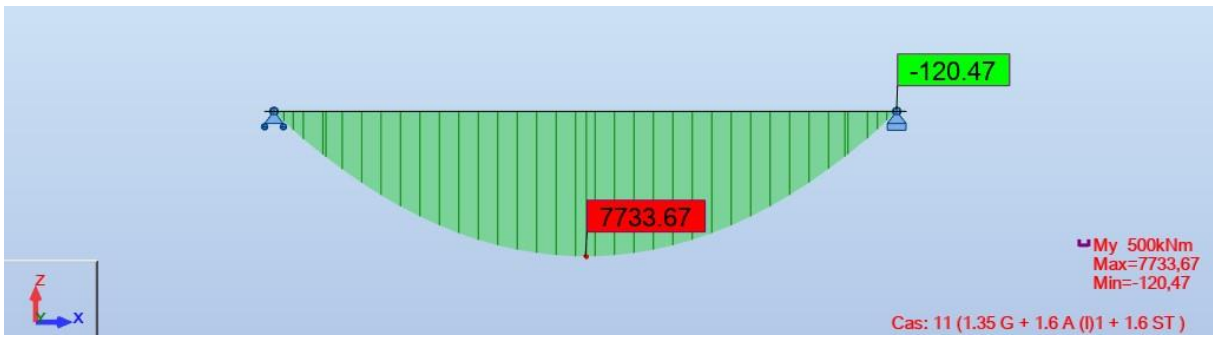
- Combinaisons à l'ELS

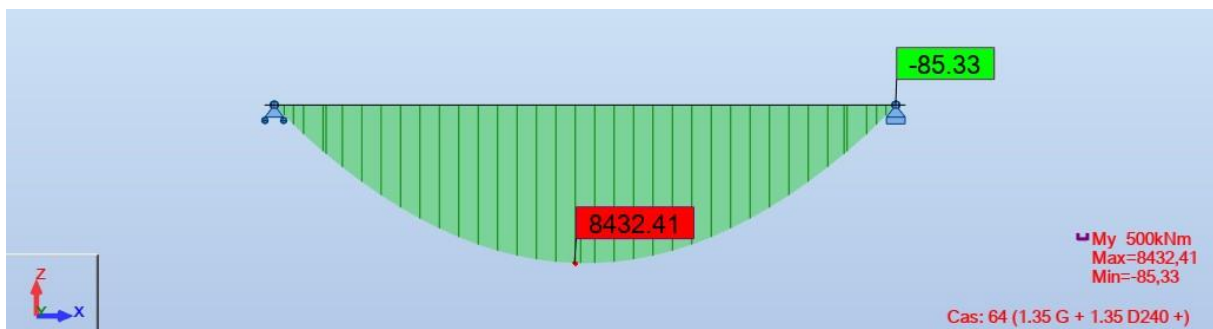


ANNEXE B : Résultats des calculs numériques.



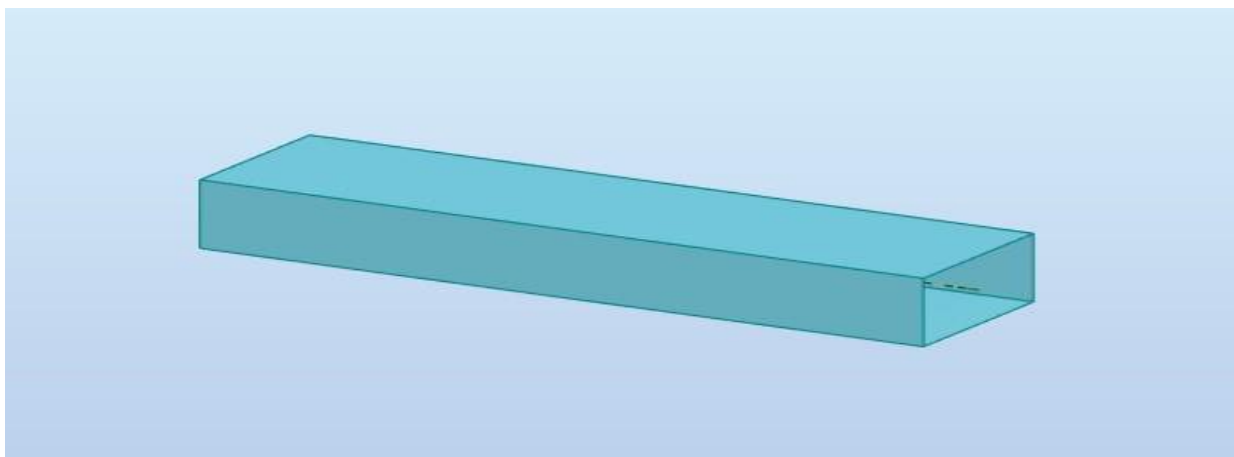
○ Combinaisons à l'ELU

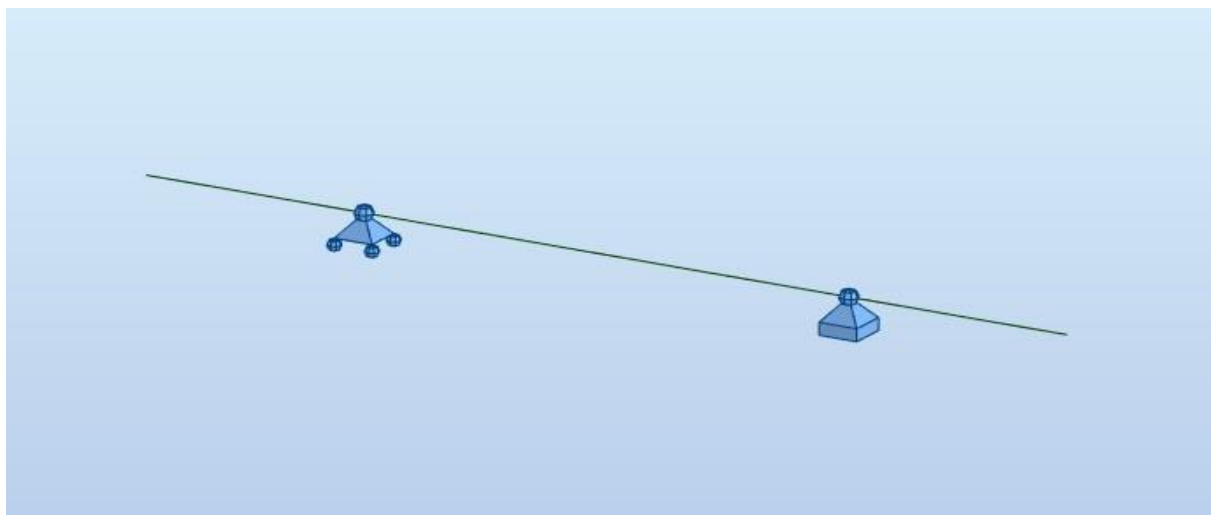




CHEVETRE

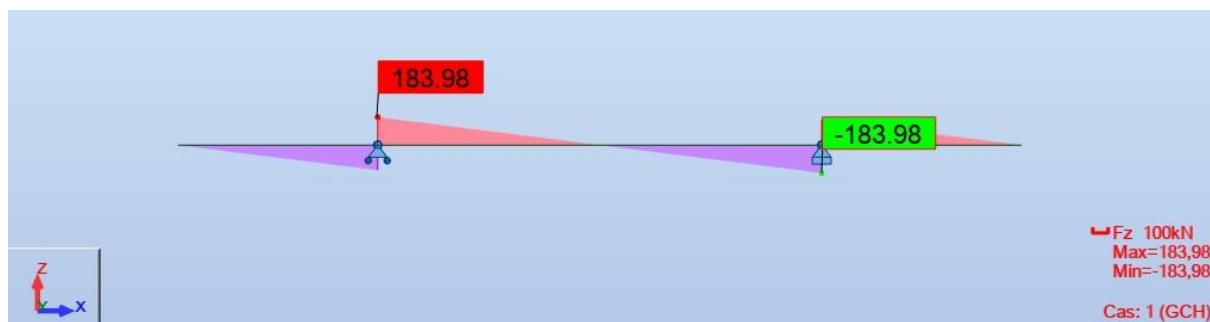
Modélisation



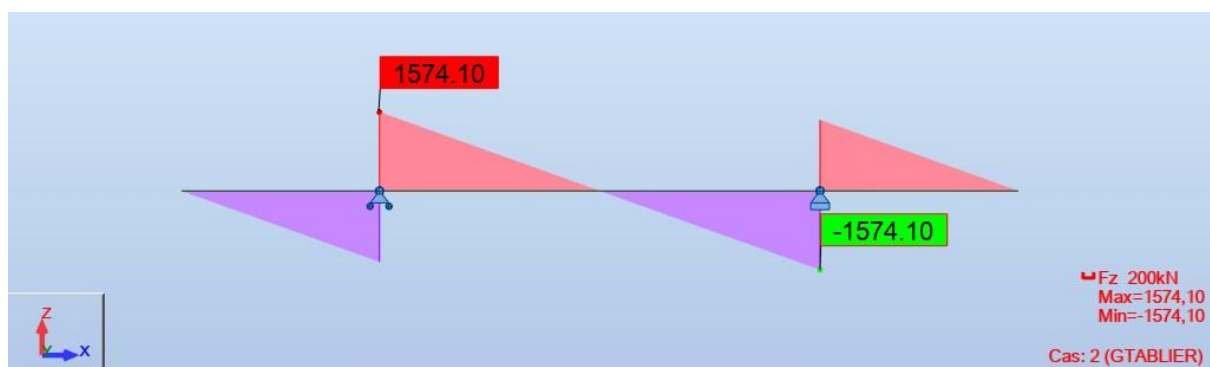


Effort tranchant

- Poids propre

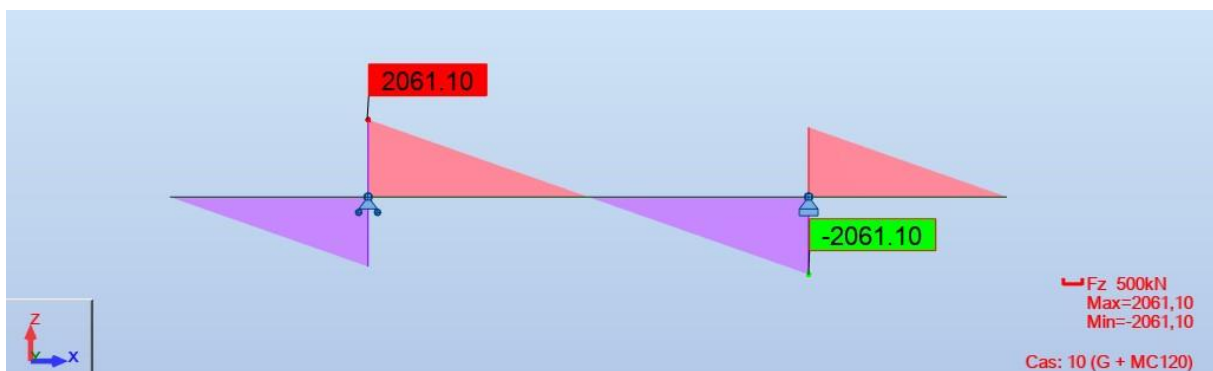
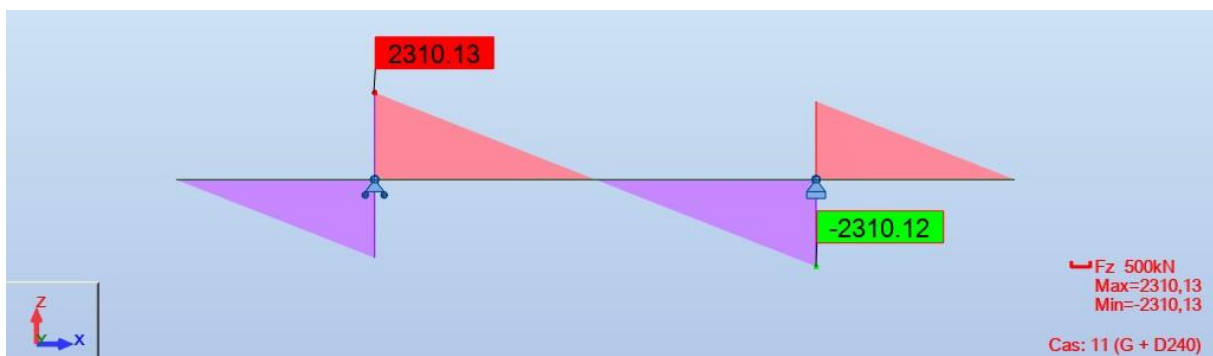
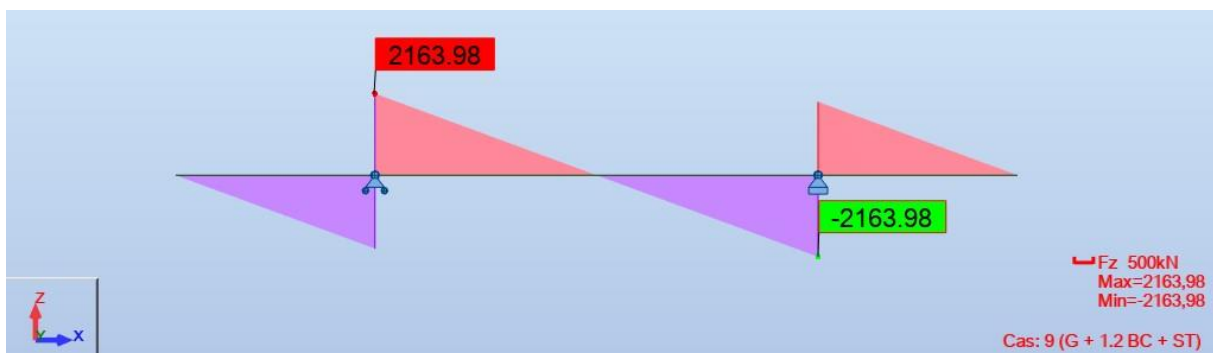
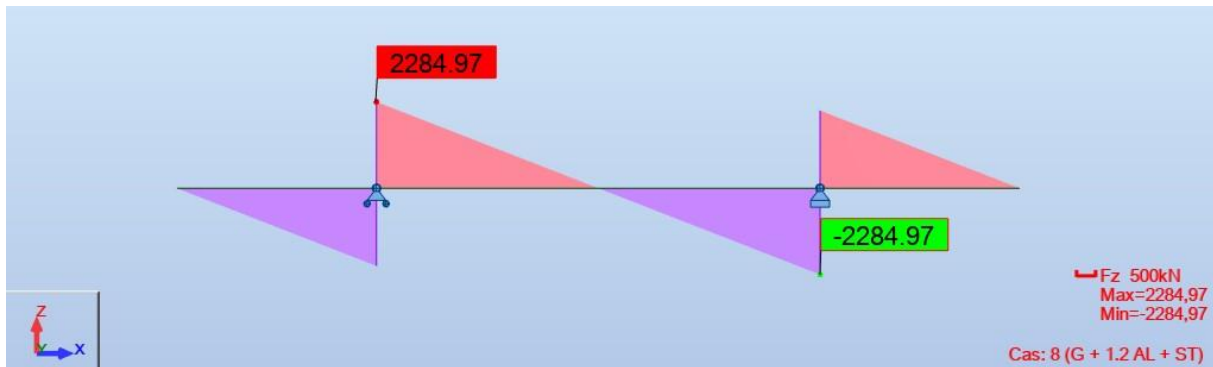


- Poids tablier

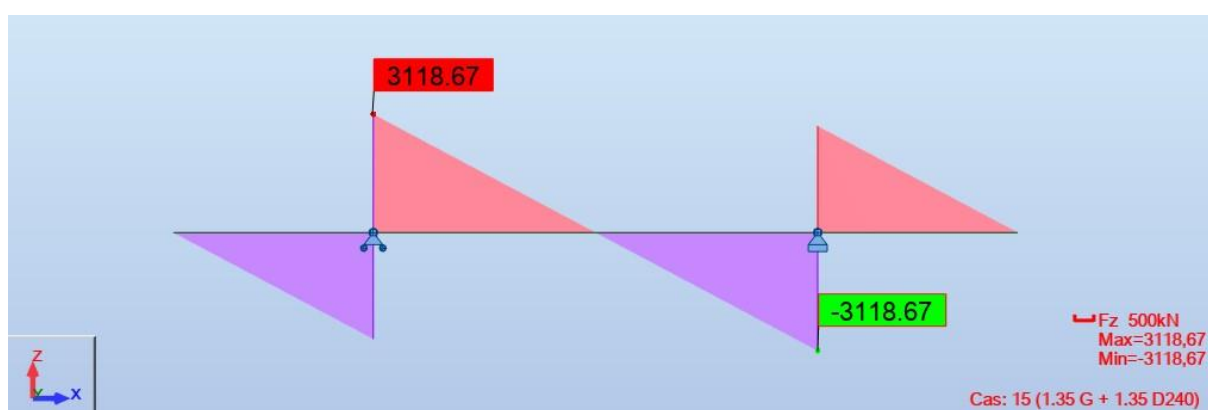
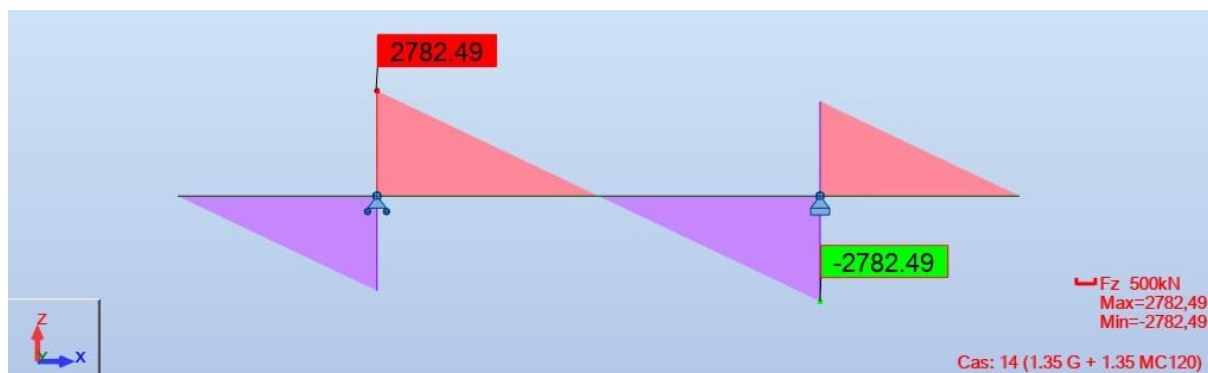
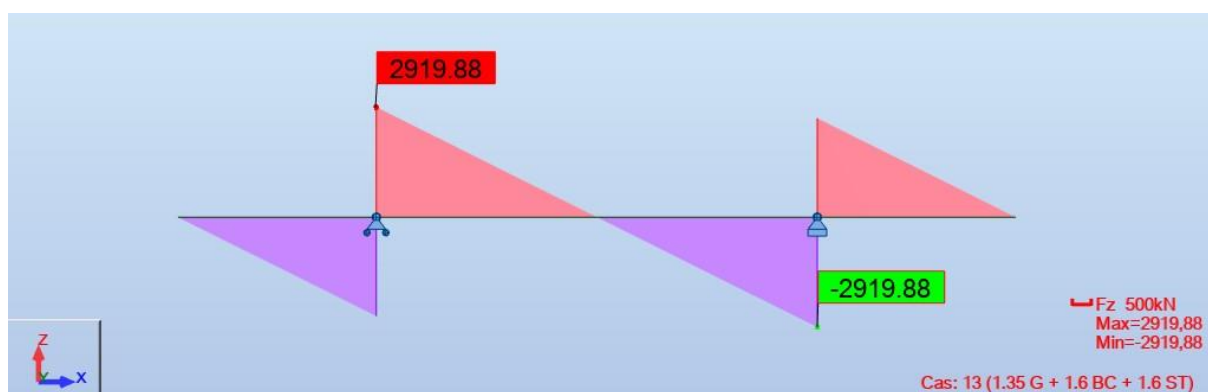
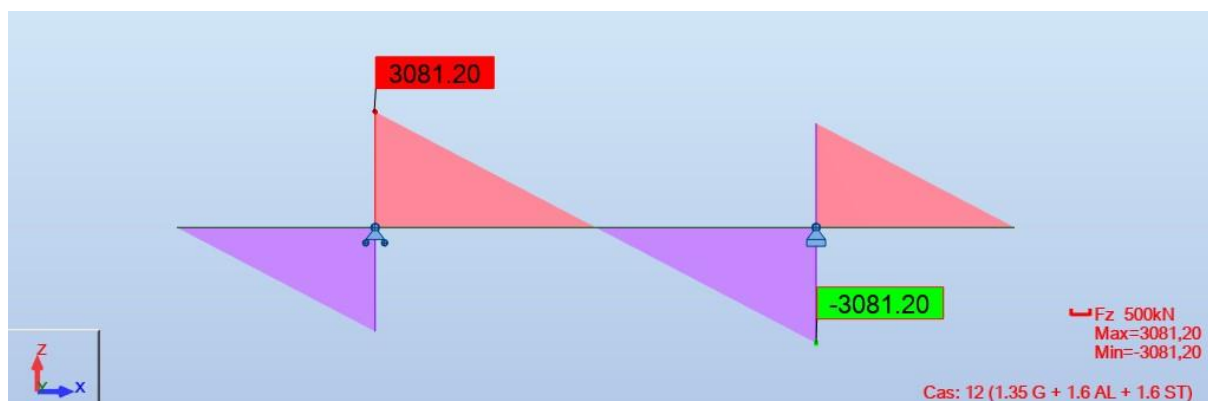


ANNEXE B : Résultats des calculs numériques.

○ Combinaisons à l'ELS

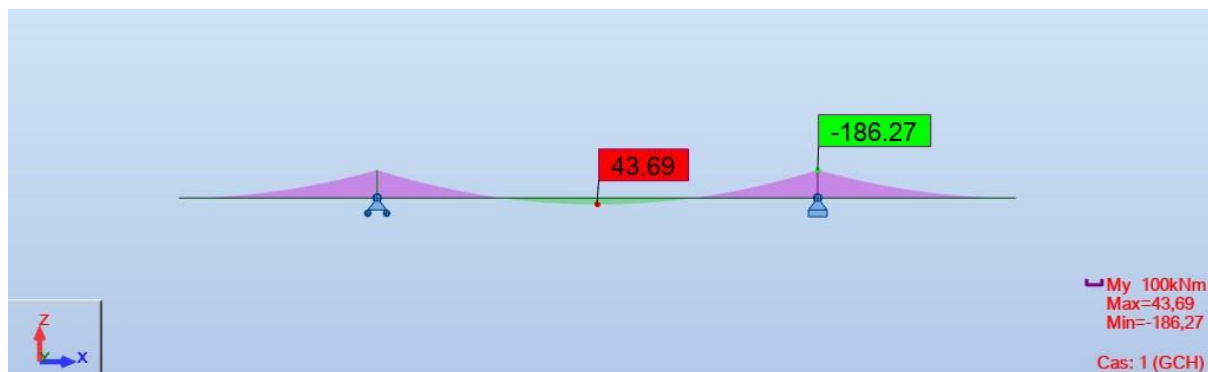


○ Combinaison à L'ELU

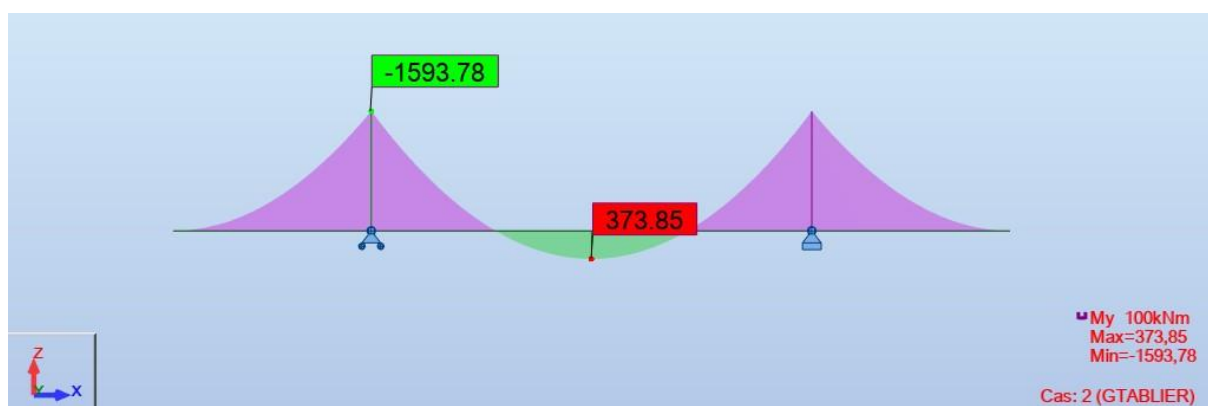


Moment

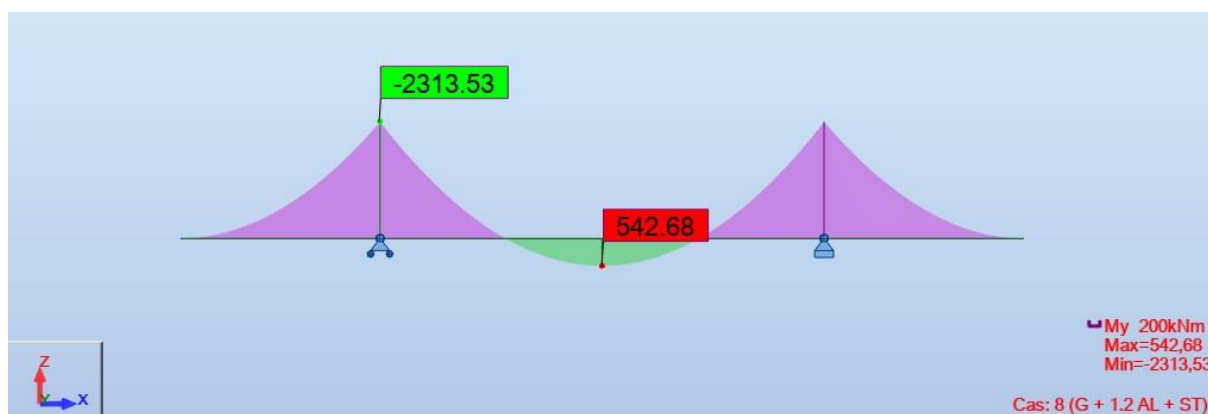
- Poids propre

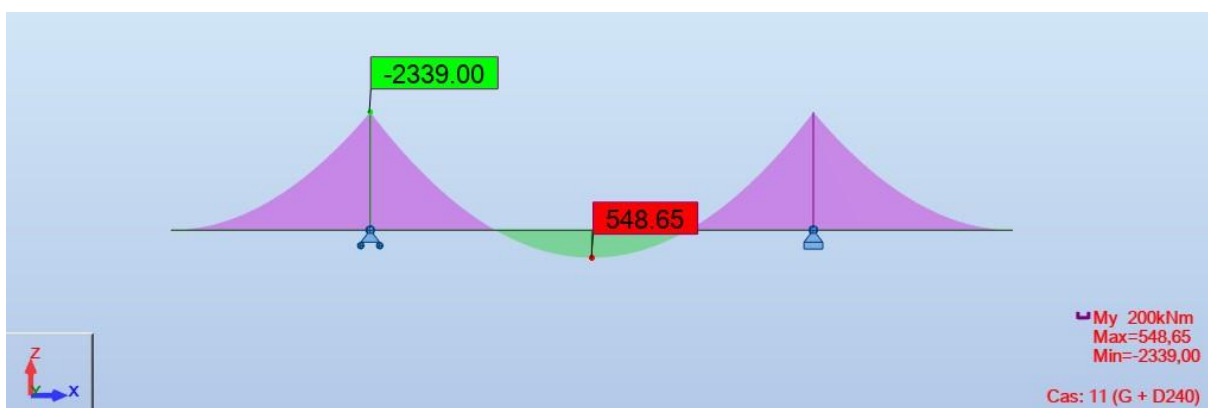
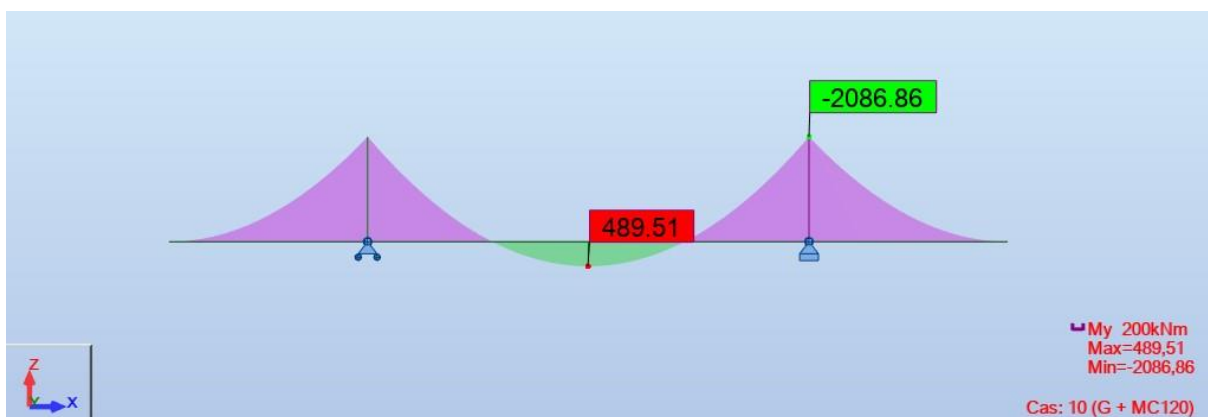
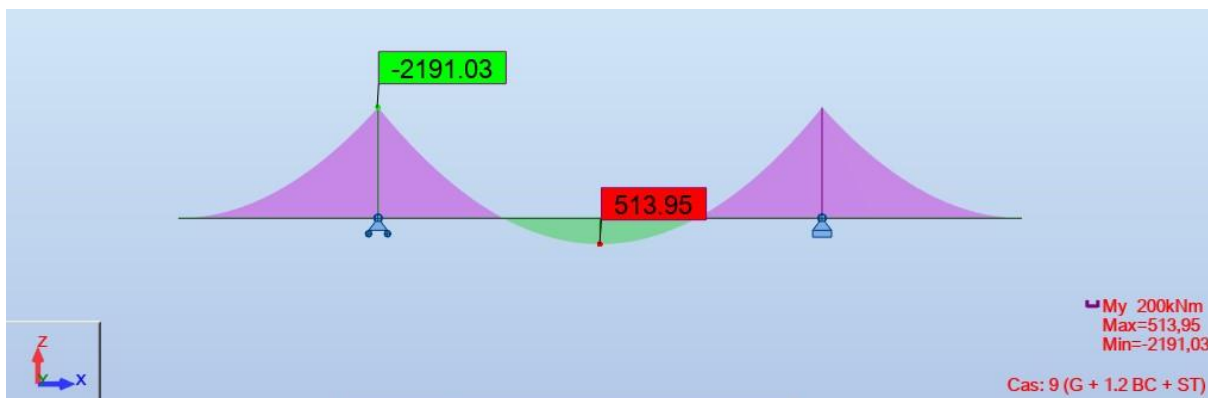


- Poids tablier

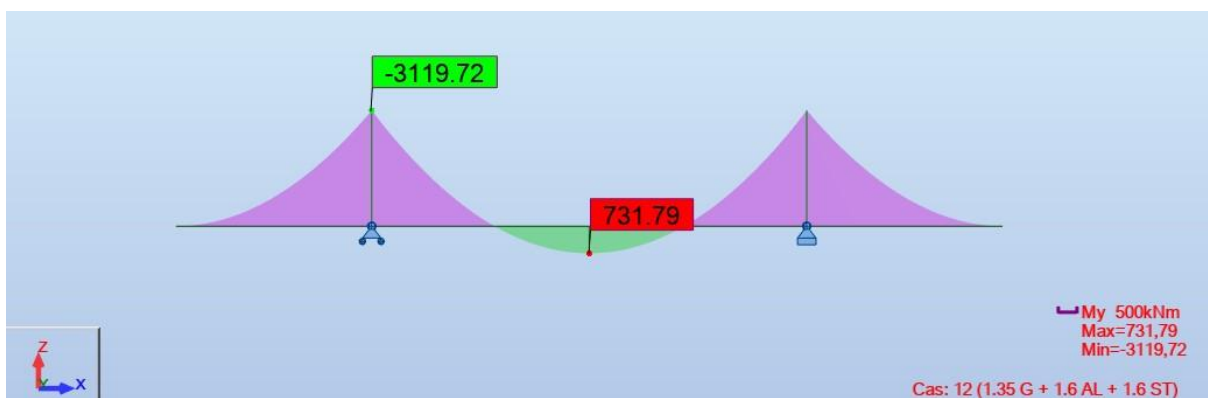


- Combinaison à l'ELS

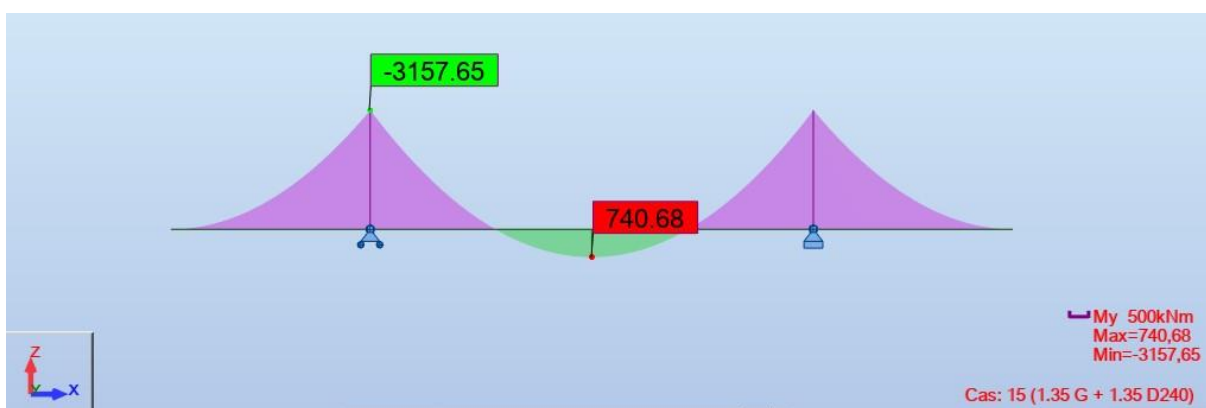
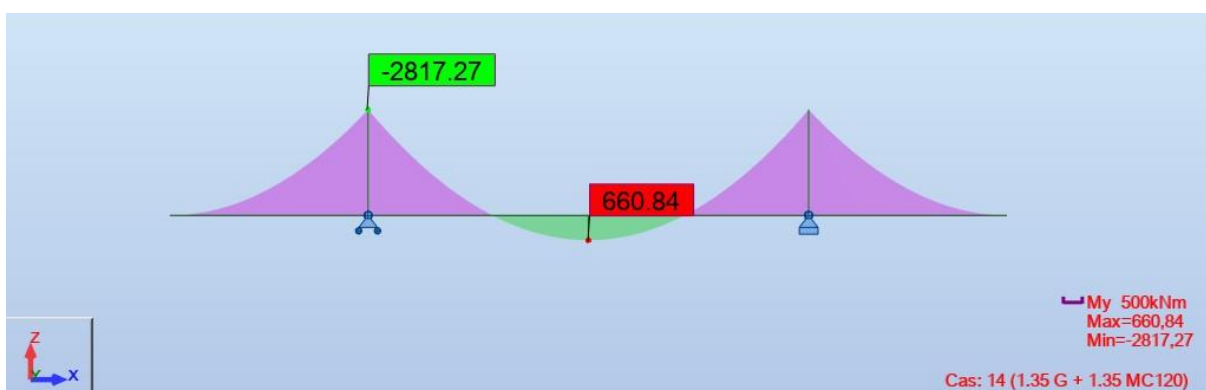
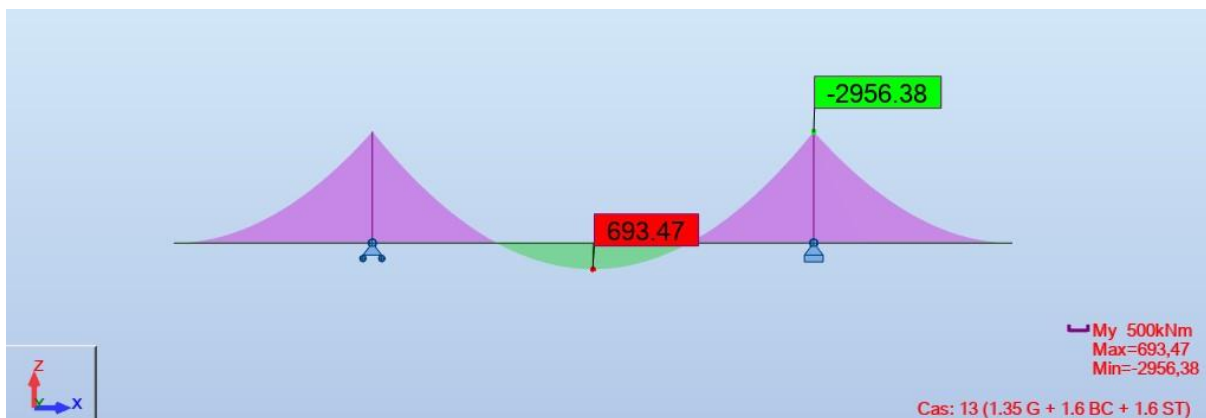




○ Combinaison à l'ELU

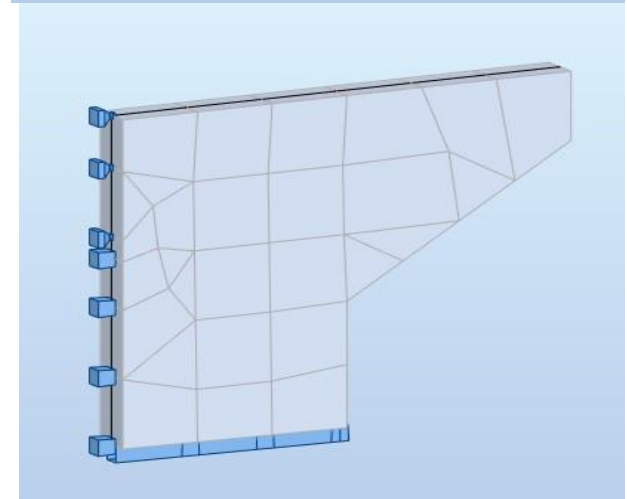
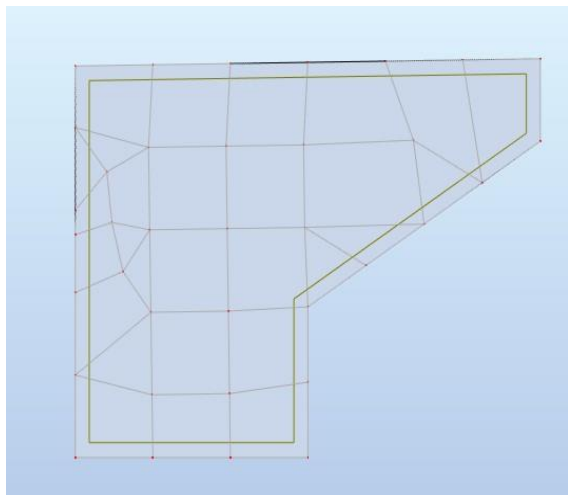
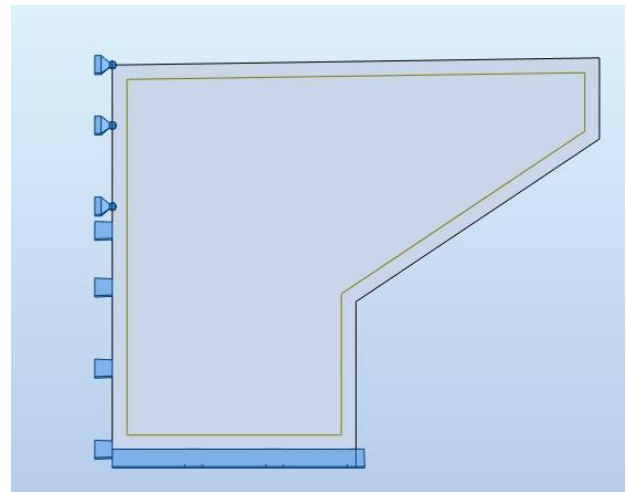
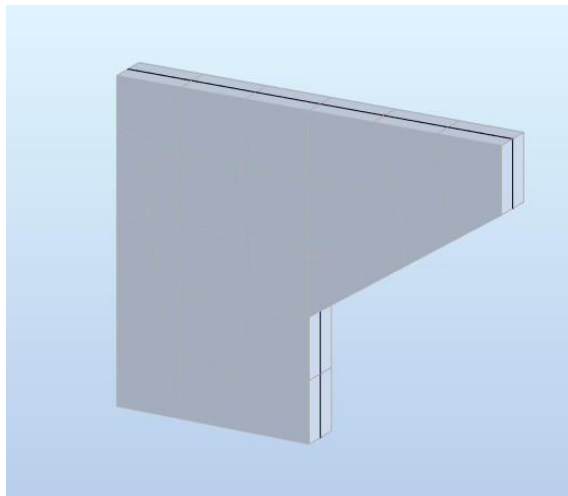


ANNEXE B : Résultats des calculs numériques.

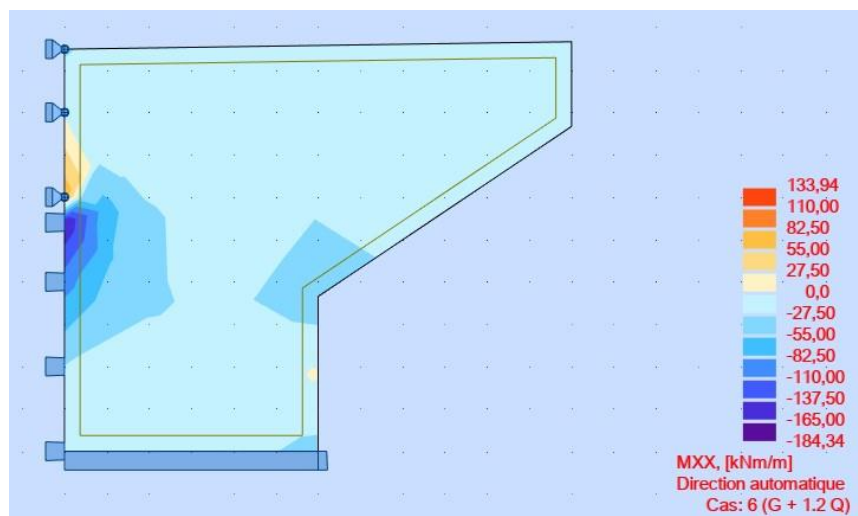


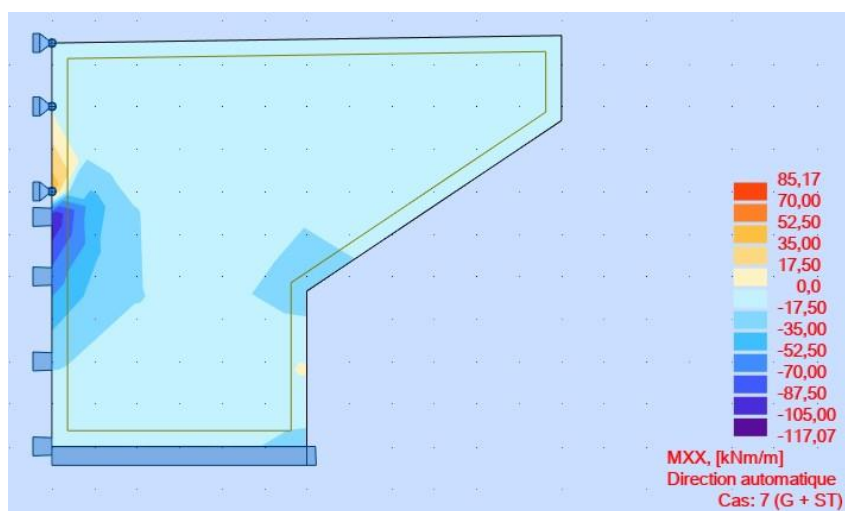
MUR EN RETOUR

Modélisation

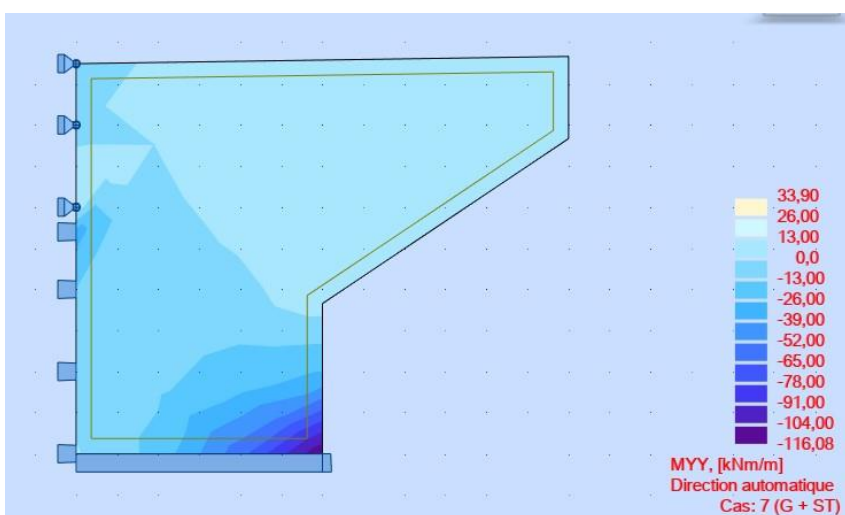
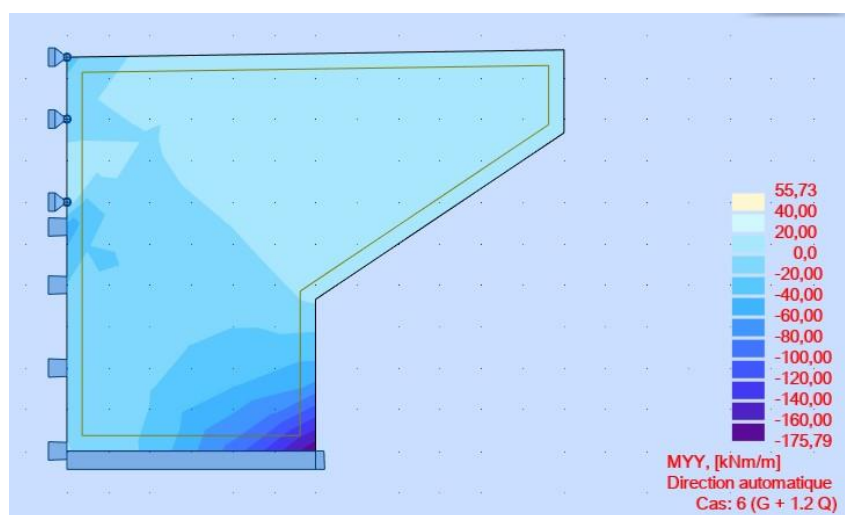


Moment xx





Moment yy



ANNEXE C

FERRAILLAGE

Hourdis

Nappe inférieure : Calcul de Section en Flexion Simple

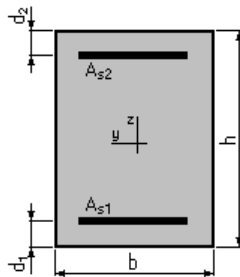
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	36,47	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 3,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,40$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,16$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 36,47$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 5,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Nappe supérieure : Calcul de Section en Flexion Simple

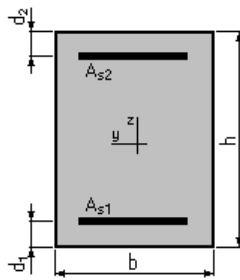
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	28,17	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 6,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 3,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,31$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,16$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 28,17$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 5,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

Chevêtre

Nappe inférieure : Calcul de Section en Flexion Simple

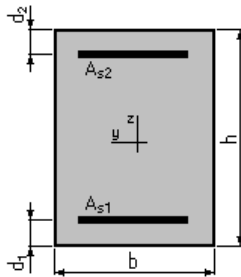
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 250,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	548,65	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 28,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 28,7$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 548,65$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,18

Position de l'axe neutre: $y = 18,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 108,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 12,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\lim} = 207,3$ (MPa)

Nappe supérieure : Calcul de Section en Flexion Simple

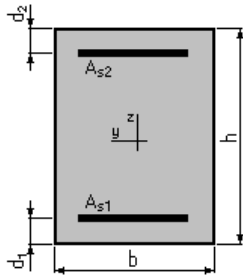
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 250,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	2339,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 108,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 28,7$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,38$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 2339,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 32,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 104,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 207,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\lim} = 207,3$ (MPa)

Armature transversal : Calcul de Section à l'effort Tranchant

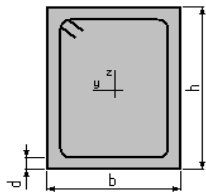
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$$b = 250,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	3118,67	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,1$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 9,5$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,0$ (cm²)

Cadres : $2 \text{ } \varnothing 16$

Espacement : $S_t = 15,0$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum: $S_{t,max} = 40,0$ (cm) $7 + 8*13 + 2*16 + 1*20 + 1*25 + 2*35 + 5*40$ (cm)

PILE

Fut de la pile

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

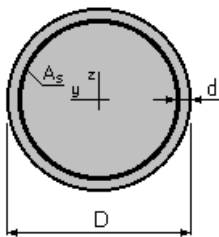
1. hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$D = 200,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELA	5110,00	30146,47	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 785,9$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 314,2$ (cm²)

théorique $\rho = 2,50$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)

Section maximum $A_{s\max} = 1570,8$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELA N = 5110,00 (kN) M_y = 30146,47 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 70,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 161,2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 6,16$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

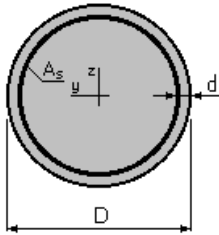
1. hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$D = 200,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	5078,72	3655,02	0,00
2.	ELU	6875,14	3112,13	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 314,2$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 314,2$ (cm²)

théorique $\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,50$ (%)

Section maximum $A_{s_{max}} = 1570,8$ (cm²)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELS N = 5078,72 (kN) M_y = 3655,02 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,69

Position de l'axe neutre: $y = 113,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 148,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 64,1$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 86,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s_{lim}} = 207,3$ (MPa)

Cas N^o 2: Type ELU N = 6875,14 (kN) M_y = 3112,13 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,68

Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 144,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 128,4$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,20$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 239,5$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Pieu de la pile

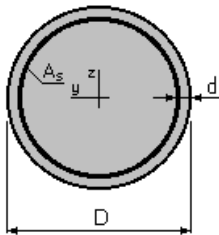
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELA	1118,44	632,85	0,00
2.	ELS	1234,67	143,69	0,00
3.	ELU	1756,75	194,55	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_s = 113,1$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\max} = 565,5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 113,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,00$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0,50$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELA N = 1118,44 (kN) M_y = 632,85 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,72 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 58,6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 87,4$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 3,36$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 1234,67$ (kN) $M_y = 143,69$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 9,89
Position de l'axe neutre: $y = 143,8$ (cm)
Bras de levier: $Z = 65,4$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,6$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: $\sigma_s' = 23,5$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELU $N = 1756,75$ (kN) $M_y = 194,55$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 9,52 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 117,1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 63,3$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

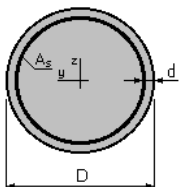
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



$D = 120,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELA	164,40	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,2$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3,1$ (cm²)
Cadres: $2 \text{ } \varnothing 14$
Espacement : $S_t = 15,0$ (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max} = 15,0$ (cm)

Culée

Dalle de transition

Calcul de Section en Flexion Simple

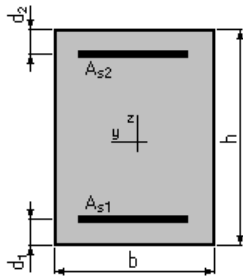
1. hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	69,84	0,00
Etat Limite de Service	93,88	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 20,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 3,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,83$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 69,84$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	2,86		Pivot: B	
Position de l'axe neutre:	$y = 7,4$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 22,0$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 8,33$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

Cas ELS $M_{\max} = 93,88$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 9,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 207,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)

Corbeau

Calcul d'une Section Comprimée

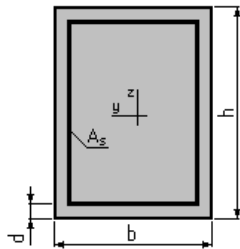
1. hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	178,38
Etat Limite de Service	132,70
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 3000,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 2744,0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 225000,0$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 2500000,0$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8,7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 34,6$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,65$		N_u (béton seul)	$= 3546,00$	(kN)

Béton:

$$\sigma \text{ (ELS) } = 0,4 \text{ (MPa)}$$

$$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$$

Acier:

$$\text{Section théorique } A_s = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section minimum } A_{s \text{ min}} = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section maximum } A_{s \text{ max}} = 150,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

théorique	ρ	= 0,52 (%)
minimum	ρ_{\min}	= 0,35 (%)
maximum	ρ_{\max}	= 5,00 (%)

Mur garde grève

Calcul de Section en Flexion Simple

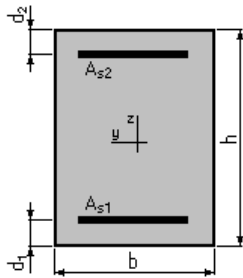
1. hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	152,91	0,00
Etat Limite de Service	114,58	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 25,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 3,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,03$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 152,91$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,56		Pivot: B	
Position de l'axe neutre:	$y = 9,1$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 21,3$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$	(‰)		

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 6,07$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 114,58$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 207,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)

Mur frontal

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

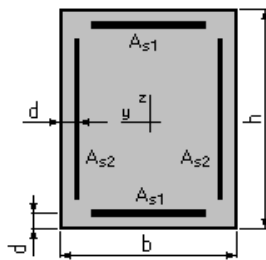
1. hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 150,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 7,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	1263,97	460,52	0,00
2.	ELS	737,51	341,44	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{min}} = 30,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s_{max}} = 750,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 1263,97 (kN) M_y = 460,52 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 10,63 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 107,3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 100,1$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 1,17$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 233,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N^o 2: Type ELS N = 737,51 (kN) M_y = 341,44 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 10,83
Position de l'axe neutre: $y = 96,6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 110,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,3$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 4,4$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 18,7$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)

Mur en retour

Calcul de Section en Flexion Simple (Horizontales)

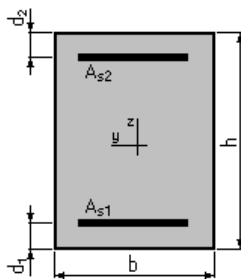
1. hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	112,50	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 10,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 5,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,19$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 112,50$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 11,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 51,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 21,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 207,3$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple (Verticales)

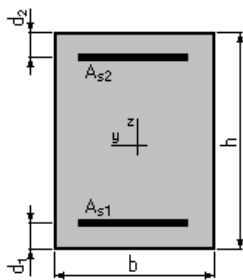
1. hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	136,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 12,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 5,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,24$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 136,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 12,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 50,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 207,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\lim} = 207,3$ (MPa)