

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention de diplômes d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et Structures

Thème

Conception et étude d'un ouvrage d'art sur la
pénétrante autoroutière « **BEJAIA-AHNIF** »
au niveau de la ville d'Oued Ghir

Présenté par :

- ISSAADI RAFIK
- LALIOUI IBRAHIM

Encadré par :

- Mr. MAKRAM Benhadj Meki
- Mr FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2021/2022

Remerciements

Nous tenons en premier lieu à remercier le bon **Dieu** pour le courage et la patience qui nous a donné afin de mener ce projet à terme.

Avant tout développement sur cette expérience professionnelle, il apparaît opportun de commencer ce mémoire de fin d'étude par des remerciements, à mes **CHERS PARENTS**, pour leurs soutiens moraux et matériels, aussi pour leurs encouragements dans chaque pas de mon parcours de ma vie.

Nous souhaitons adresser nos remerciements à **Mr BENHADJ MEKKI Makram** d'avoir nous encadrer, de nous avoir conseillé judicieusement, orienté, encouragé et pour sa disponibilité, patience et apporté son attention tout au long de ce travail.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à **Mr FEDGHOUCHE Ferhat** notre Co-encadrant de mémoire de fin d'étude, qui nous a enseigné et qui par leur compétence nous a soutenu dans la poursuite de nos études.

Nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères aux membres de jury pour leurs examinations de notre travail.

Enfin, Nos vifs remerciements vont également au corps professoral et administratif de **L'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics** pour leur professionnalisme et la qualité de leurs enseignements.

Dédicaces

Avec l'aide et la protection d'ALLAH s'est réalisé ce modeste travail

Je dédie ce modeste travail

À mon cher père,

À ma chère mère,

Qui n'ont jamais cessé de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

À ma chère sœur Rayene et À mes chers frères Redha et Ismail,
Pour ses soutiens moraux et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

Ainsi que tous les membres de ma famille, mes amis et tous ceux qui me sont chers.

À mon binôme Rafik et sa famille que je remercie énormément pour ses efforts et son esprit d'équipe.

À tous mes amis et camarades de la promotion,

À tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail,

Qu'ils voient en cela ma plus grande reconnaissance et profonde gratitude.

LALIOUI Ibrahim

Dédicaces

Avec l'aide et la protection d'ALLAH s'est réalisé ce modeste travail

Je dédie ce modeste travail

À l'âme de mon cher père dans la tombe,

À ma chère mère,

Qui n'ont jamais cessé de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

À mes chères sœurs Zineb, Rahma, Lina et À mes chers frères
AbdRahim, Ahmed Toufik "Gougou",

Pour ses soutiens moraux et leurs conseils précieux tout au long de
mes études.

Ainsi que tous les membres de ma famille, mes amis et tous ceux
qui me sont chers.

À mon binôme Ibrahim et sa famille que je remercie énormément
pour ses efforts et son esprit d'équipe.

À tous mes amis et camarades de la promotion,

À tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce
modeste travail,

Qu'ils voient en cela ma plus grande reconnaissance et profonde
gratitude.

ISSAADI Rafik

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

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

CP : charges permanentes.

BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.

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

VSP : Voussoir sur pile.

VC : Voussoir à la clef.

VSC : Voussoir sur la culée

12T15s : deuze (12) torons de quinze (15) fils.

f_{clim} : Contrainte de compression limite.

f_{cmax} : Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.

F_{prg} : Résistance ultime a garantie.

F_{peg} : Résistance limite élastique a garantie

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

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

G : module de cisaillement

K : la Raideur Sa : Le spectre de réponse élastique

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible.

σ_{bt} : Contrainte de traction admissible.

HA : Haute adhérence.

St : Espacement des armatures.

M_P : Masse des piles.

M_T : Masse du tablier.

F_L : Force séismique longitudinale.

F_T : Force séismique transversale.

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

H_{flv} : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

E : Le module d'élasticité longitudinal

Δσ_{insta} : La perte de tension instantanée

Δσ_{déf} : La perte de tension déferée

ΔP : la perte de tension

τ : contrainte tangentielle.

As : la section des armatures

f : la flèche

T : la période

ε : coefficient de dilatation

λ : L'élancement

K_h : coefficient sismique horizontal ;

k_v : coefficient sismique vertical.

K_{ad} : coefficient de poussée

S355 : un acier à haute limite d'élasticité de 355 MPa de résistance.

SOMMAIRE

Remerciements	2
Dédicaces	3
Dédicaces	4
LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS	5
SOMMAIRE	6
LISTE DES TABLEAUX	11
LISTE DES FIGURES.....	13
INTRODUCTION GENERAL	19
CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET.....	21
I.1 INTRODUCTION :	21
I.2 PRESENTATION DE PROJET :.....	21
I.2.1 Situation de projet :.....	21
I.2.2 Présentation de la pénétrante de BEJAIA :	22
I.2.3 Composantes de la pénétrante :	22
I.2.4 L'obstacle à franchir :	22
I.2.5 Caractéristiques de l'ouvrage :	23
I.3 LES DONNEES DE L'OUVRAGE :	23
I.3.1 Données fonctionnelles :	23
I.3.2 Données naturelles.....	24
I.3.3 CONCLUSION	Error! Bookmark not defined.
CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT	27
II.1 INTRODUCTION	27
II.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES.....	27
II.2.1 Variante 01 « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »	27
II.2.2 Variante 02 « Pont Mixte Bipoutre ».....	29
II.2.3 Variante 03 « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »	30
II.3 Choix des variantes.....	35
II.4 CONCLUSION	Error! Bookmark not defined.
CHAPITRE III : ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL	41
III.1 INTRODUCTION	41
III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL.....	41
III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	41

III.3.1	Béton	41
III.3.2	Armatures.....	41
III.3.3	Contraintes admissibles.....	42
III.4	EVALUATION DES ACTIONS	43
III.4.1	Les actions	43
III.5	CONCLUSION	Error! Bookmark not defined.
CHAPITRE IV : REPARTITIONS LONGITUDINALES DES EFFORTS.....		53
IV.1	INTRODUCTION	53
IV.2	CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT	53
IV.2.1	Calcul du moment fléchissant dû à la charge permanente.....	53
IV.2.2	Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge A (L).....	53
IV.2.3	Calcul du moment fléchissant due à la surcharge B_c	54
IV.2.4	Calcul du moment fléchissant due à la surcharge B_t	54
IV.2.5	Calcul du moment fléchissant due à la surcharge B_r	55
IV.2.6	Calcul du moment fléchissant due à la surcharge M_{c120}	55
IV.2.7	Calcul du moment fléchissant due à la surcharge D_{240}	55
IV.3	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS	56
IV.3.1	Calcule des efforts tranchants due à la charge permanente	56
IV.3.2	Calcule des efforts tranchants due à la surcharge A(L)	56
IV.3.3	Calcule des efforts tranchants due à la surcharge B_c	56
IV.3.4	Calcule des efforts tranchants due à la surcharge B_t	57
IV.3.5	Calcule des efforts tranchants due à la surcharge B_r	57
IV.3.6	Calcule des efforts tranchants due à la surcharge M_{c120}	58
IV.3.7	Calcule des efforts tranchants due à la surcharge D_{240}	58
IV.4	CONCLUSION	Error! Bookmark not defined.
CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSAL DES EFFORTS		61
V.1	INTRODUCTION	61
V.2	DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL	61
V.2.1	Définition des paramètres de calcul.....	61
-	Position active des poutres :	61
V.2.2	Les caractéristiques géométriques.....	62
V.2.3	Paramètre d'entretoisement Θ	62
V.2.4	Paramètre de torsion α	62
V.3	CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS	64
V.3.1	Tableau donnant le moment fléchissant pour $x = 0.50L$	64
V.3.2	Coefficient de répartition transversale K	64

V.3.3	Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à ($X = 0.5L$).....	74
V.3.4	Détermination de la poutre la plus sollicitée7	74
V.4	CONCLUSION	Error! Bookmark not defined.
CHAPITRE VI : VALIDATION DES RESULTATS DE L'APPROCHE ANALYSE PAR LE MODELE NUMERIQUE		
Error! Bookmark not defined.		
VI.1	INTRODUCTION	77
VI.2	MODELISATION DE L'OUVRAGE	77
VI.2.1	Modélisation des éléments de l'ouvrage	77
VI.3	DEFINITION DE CHARGES	78
VI.4	LES COMBINAISONS DE CHARGES.....	79
VI.5	RESULTATS.....	79
VI.6	CONCLUSION	Error! Bookmark not defined.
CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte.....		
84		
VII.1	INTRODUCTION	84
VII.2	DONNEES DE CALCUL	84
VII.3	DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAITE.....	85
VII.3.2	Détermination de nombre de câble	86
VII.3.3	Pré-vérification de la précontrainte	87
VII.4	TRACE DES CABLES DE PRECONTRAITE.....	87
VII.5	CALCUL DES PERTES.....	91
VII.5.1	Pertes instantanés	91
VII.5.2	Les pertes de tension défférées	92
VII.6	LA VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALE A L'ELS	93
VII.7	VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES	95
VII.7.1	Vérification vis-à-vis de l'ELS	95
VII.7.2	Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU.....	95
VII.8	ARMATURES PASSIVES DES POUTRES	96
VII.8.1	Armatures passives des zones tendues.....	96
VII.8.2	Les armatures de peau	96
VII.9	CONCLUSION	Error! Bookmark not defined.
CHAPITRE VIII : ETUDE DE TABLIER.....		
100		
VIII.1	INTRODUCTION	100
VIII.2	FLECHES ET CONTRE FLECHES	100
VIII.2.1	Flèche due au poids propre.....	100
VIII.2.2	Contre flèche de précontrainte	100
VIII.2.3	Flèche due à la construction.....	101

VIII.2.4	Flèche maximale à ELS.....	101
VIII.2.5	Flèche totale.....	101
VIII.3	ETUDE DE L'ENTRETOISE.....	101
VIII.3.1	Principe de ferrailage.....	101
VIII.3.2	Évaluation des efforts.....	102
VIII.3.3	Ferrailage.....	103
VIII.4	ETUDE DE L'HOUDIS.....	104
VIII.4.1	Ferrailage sous la flexion transversale.....	105
VIII.5	CONCLUSION.....	Error! Bookmark not defined.
CHAPITRE IX :	ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT.....	109
IX.1	INTRODUCTION.....	109
IX.2	CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON « RPOA ».....	109
IX.3	ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE.....	109
IX.3.1	EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K.....	110
IX.3.2	EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE.....	111
IX.4	COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE.....	114
IX.5	APPAREIL D'APPUIS.....	114
IX.5.1	Aire l'appareil d'appui.....	115
IX.5.2	Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T.....	115
IX.5.3	Dimensionnement des frettes.....	115
IX.5.4	Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008.....	116
IX.6	DES D'APPUIS.....	117
IX.6.1	Dimensionnement des dés d'appuis.....	118
IX.6.2	Ferrailage des dés d'appuis.....	118
IX.6.3	Les plaques de fixation.....	119
IX.7	JOINT DE CHAUSSEE.....	119
IX.7.1	Calcul de souffle.....	119
IX.7.2	Type de joint.....	120
IX.8	CONCLUSION.....	Error! Bookmark not defined.
CHAPITRE X :	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	122
X.1	INTRODUCTION.....	122
X.2	ETUDE DE LA PILE.....	122
X.2.1	Conception de la pile/documents SETRA.....	122
X.2.2	Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement.....	123
X.2.3	Etude des éléments de la pile.....	124
X.3	Etude des pieux.....	130

X.3.1	Nombre des pieux	130
X.3.2	Actions sur les pieux	130
X.4	ETUDE DE LA CULEE	132
X.4.1	Conception des culées	133
➤	Choix de type de culée	133
X.4.2	Evaluation des efforts agissants sur les culées	134
X.4.3	Etude sismique de la culée	136
X.4.4	Combinaison des efforts	138
X.4.5	Ferraillage des éléments de la culée	139
X.5	CONCLUSION	Error! Bookmark not defined.
CHAPITRE XI : Recherche bibliographique		147
XI.1	HISTORIQUE DES OUVRAGES D'ART	147
XI.2	COMPORTEMENT SISMIQUE DES PONTS	147
XI.2.1	Problématique	147
XI.2.2	Domage sismique des ponts	148
CONCLUSION GENERALE :		153

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1	27
Tableau II. 2	28
Tableau II. 3	29
Tableau II. 4	30
Tableau II. 5	31
Tableau III. 1 Caractéristiques de béton.....	41
Tableau III.2 Contraintes admissibles à la compression de béton.....	42
Tableau III.3 Contraintes admissibles de traction des armatures passives.....	43
Tableau III. 4 Poids propre d'une poutre.	44
Tableau III. 5 Poids du tablier + poutres + entretoise.	44
Tableau III. 6 Estimation du poids dû aux CCP.	44
Tableau III.7 Les coefficients a_1	45
Tableau III.8 Résultat de calcul de $A(l)$	46
Tableau III.9 Le coefficient b_c	47
Tableau III 10 Résultat de calcul de B_c	47
Tableau III.11 Le coefficient b_c	48
Tableau III.12 Résultat de calcul de B_t	48
Tableau III.13 Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique.	49
Tableau III.14 La réaction de la surcharge de $A(l)$ Pour une seule travée chargée.	50
Tableau III.15 La réaction de La surcharge de $A(l)$ Pour les deux travées chargées.	50
Tableau III.16 La réaction de La surcharge de B_c sur la culé.....	51
Tableau III.17 La réaction de La surcharge de B_c sur la pile	51
Tableau IV. 1 Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants dus aux charges et surcharges.....	58
Tableau V. 1 Valeur des positions actives des poutres.....	61
Tableau V. 2 Valeur de moment fléchissant des charges et surcharges a $x = 0.5 L$	64
Tableau V. 3 Valeur de K_0 et K_1 pour $\theta = 0.90$	64
Tableau V. 4 Valeur de $K\alpha$ pour $\theta = 0,9$ et $\alpha = 0.525$	65
Tableau V. 5 Valeur de $K\alpha$ pour chaque poutre.....	65
Tableau V. 6 Valeur de K_{amoy} pour la poutre 1	67
Tableau V. 7 Valeur de K_{amoy} pour la poutre 2.....	68
Tableau V. 8 Valeur de K_{amoy} pour la poutre 3.....	68
Tableau V. 9 Valeur de K_{amoy} pour la poutre 4.....	68
Tableau V. 10 Valeur de K_{amoy} pour chaque poutre sous charge B_c	69
Tableau V. 11 Valeur de K_{amoy} pour chaque poutre sous charge B_t	71
Tableau V. 12 Valeur de K_{amoy} pour chaque poutre sous charge M_c120	72
Tableau V. 13 Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à $L/2$	74
Tableau V. 14 Combinaisons de charge à ELS et à ELU.....	74
Tableau VI. 1 Définition de charges.....	78

Tableau VI. 2 Les combinaisons de charges E.L.S	79
Tableau VI. 3 Les combinaisons de charges E.L.U.....	79
Tableau VII. 1 Données de l'ouvrage.....	84
Tableau VII. 2 Caractéristiques des câbles 12T15s.....	84
Tableau VII. 3 Les caractéristiques de la poutre	84
Tableau VII. 4 Caractéristiques du béton	85
Tableau VII. 5 Résultats Logiciel.....	85
Tableau VII. 6 Calcul de P_{MIN}	86
Tableau VII. 7 Détermination du nombre de câble.	86
Tableau VII. 8 Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes	87
Tableau VII. 9 Résultats de vérifications des contraintes	87
Tableau VII. 10 Tracé des câbles	89
Tableau VII. 11 Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage	90
Tableau VII. 12 Les résultats de f et R et β	90
Tableau VII. 13 Les résultats de calcul des pertes par frottements	91
Tableau VII. 14 Les résultats de calcul des pertes par glissement d'ancrage.....	92
Tableau VII. 15 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.....	92
Tableau VII. 16 Les résultats de calcul des pertes par fluage.	93
Tableau VII. 17 Les caractéristiques de la poutre.	93
Tableau VII. 18 l'emplacement de la précontrainte d_{moy}	94
Tableau VII. 19 Les contraintes admissibles.....	94
Tableau VII. 20 Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS	94
Tableau VIII. 1 Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise.	104
Tableau IX. 1 Caractéristiques sismiques de l'ouvrage.	109
Tableau IX. 2 Raideurs dynamiques longitudinales des appuis	110
Tableau IX. 3 Raideurs dynamiques transversales des appuis	111
Tableau IX. 4 Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui.	112
Tableau IX. 5 Effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble	114
Tableau IX. 6 Dimensions de l'appareil d'appui.....	116
Tableau IX. 7 Dimensions du dé d'appui.....	118
Tableau IX. 8 Modèles des joints Wd.	120
Tableau X. 1 Implantation et hauteurs des piles	122
Tableau X. 2 Dimension de la pile la plus haute	122
Tableau X. 3 Vérification du flambement des piles les piles hautes.	123
Tableau X. 4 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée	127
Tableau X. 5 combinaison des efforts	127
Tableau X. 6 Evaluations des efforts agissant sur la semelle	128
Tableau X. 7 combinaison des efforts	128
Tableau X. 8 Valeurs de WARNER.....	131
Tableau X. 9 Valeurs de Moment fléchissant a ELU, ELS et ELA.....	131

Tableau X. 10 Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée	133
Tableau X. 11 Calcul des efforts dus au poids propre des culées.....	134
Tableau X. 12 Evaluation des efforts issus du tablier	135
Tableau X. 13 Combinaison des efforts	135
Tableau X. 14 Calcul des efforts dus au remblai et des surcharges	136
Tableau X. 15 Calcul des coefficients de poussée possibles.....	137
Tableau X. 16 Evaluations des charges sismique.....	137
Tableau X. 17 calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres	137
Tableau X. 18 Efforts sismiques longitudinal horizontal avec moment horizontal et effort.....	137
Tableau X. 19 charges Sismique due au tablier	138
Tableau X. 20 Efforts sismiques totales.....	138
Tableau X. 21 Combinaison des charges sismique	138
Tableau X. 22 Efforts combinés maximaux sur culée (axe sous semelle)	138
Tableau X. 23 combinaison des efforts	139
Tableau X. 24 Valeurs de M_p/K en fonction de h	141
Tableau X. 25 Evaluation des efforts de la dalle de transition	142

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 Implantation du projet sur Google Earth prise en 2020	21
Figure I. 2 Situation de l'ouvrage sur google earth prise en 2020	22
Figure I. 3 Tracer en plan OA12	23
Figure I. 4 Profil en long	23
Figure I. 5 Profil en travers	24
Figure II. 1 Notations des dimensions.....	28
Figure II. 2 Coupe transversale d'un tablier bipoutre.....	29
Figure II. 3 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.....	30
Figure II. 4 Notation des dimensions.	31
Figure III. 1 Limitation des contraintes des sections en B.P.	43
Figure III. 2 Largeur roulable.....	45
Figure III. 3 Système de chargement B_c	46
Figure III. 4 Système de chargement B_t	47
Figure III. 5 Système de chargement B_r	48
Figure III. 6 Système de chargement M_{c120}	48
Figure III. 7 Système de chargement D240.....	49
Figure IV. 1 Charge du moment uniformément répartie	53
Figure IV. 2 Surcharge $A(L)$ uniformément répartie	53
Figure IV. 3 Surcharge B_c	54
Figure IV. 4 Surcharge B_t	54
Figure IV. 5 Surcharge B_r à $L/2$	55
Figure IV. 6 Surcharge M_{c120} à $L/2$	55

Figure IV. 7	Surcharge D_{240} à $L/2$	55
Figure IV. 8	Charge du moment uniformément répartie	56
Figure IV. 9	Surcharge $A(L)$ uniformément répartie	56
Figure IV. 10	Surcharge B_c à $0L$	56
Figure IV. 11	Surcharge B_t à $0L$	57
Figure IV. 12	Surcharge B_r à $0L$	57
Figure IV. 13	Surcharge M_{c120} à $0L$	58
Figure IV. 14	Surcharge D_{240} à $0L$	58
Figure V. 1	Positions actives des poutres	61
Figure V. 2	Section équivalente	63
Figure V. 3	Représentation de K_α pour chaque poutre	66
Figure V. 4	Surface de la surcharge AL pour une voie	66
Figure V. 5	Surface de la surcharge AL pour deux voies	67
Figure V. 6	Surface de la surcharge AL pour trois voies	67
Figure V. 7	Surface de la surcharge AL pour quatre voies	67
Figure V. 8	Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge B_c pour une voie	68
Figure V. 9	Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge B_c pour deux voies	69
Figure V. 10	Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge B_c pour trois voies	69
Figure V. 11	Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge B_c pour quatre voies	69
Figure V. 12	Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge B_t pour un tandem	70
Figure V. 13	Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge B_t pour deux tandems	70
Figure V. 14	Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge M_{c120}	71
Figure V. 15	Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge M_{c120}	71
Figure V. 16	Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge M_{c120}	72
Figure V. 17	Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge M_{c120}	72
Figure V. 18	Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge D_{240}	72
Figure V. 19	Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge D_{240}	73
Figure V. 20	Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge D_{240}	73
Figure V. 21	Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge D_{240}	73
Figure V. 22	Valeur de $K_{\alpha moy}$ pour chaque poutre sous charge D_{240}	73
Figure VI. 1	Modélisation de la poutre.	77
Figure VI. 2	Modélisation des poutres avec l'hourdis	78
Figure VI. 3	Modélisation de l'hourdis.	78
Figure VI. 4	Modélisation des appuis sur l'ouvrage	78
Figure VI. 5	Moment de poids propre de la Poutre	80
Figure VI. 6	Moment de G (charge permanente +charges complémentaires permanentes)	80
Figure VI. 7	Moment de l'ELS max	80
Figure VI. 8	Moment de l'ELS min	81
Figure VI. 9	L'effort tranchant de l'ELS max	81
Figure VI. 10	Moment de l'ELU max	81
Figure VI. 11	Moment de l'ELU min	82
Figure VI. 12	L'effort tranchant de l'ELU max	82
Figure VII. 1	Classe de calcul / Selon BPEL.	85

Figure VII. 2 Câble de 12T15s.....	86
Figure VII. 3 Tracer de câble	88
Figure VII. 4 Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.....	88
Figure VII. 5 Le tracer des câbles Au niveau de la section médiane.....	89
Figure VII. 6 Trajectoire des câbles	90
Figure VII. 7 coefficients f et ϕ	91
Figure VII. 8 Diagramme des contraintes et ferrailage à mi- travée	96
Figure VII. 9 Ferrailage des sections de la poutre.....	97
Figure VIII. 1 Flèche max de la poutre due à poids propre (G)	100
Figure VIII. 2 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.....	100
Figure VIII. 3 Flèche max de la poutre à ELS.	101
Figure VIII. 4 Position des vérins.....	102
Figure VIII. 5 Modèle de calcul.	102
Figure VIII. 6 Diagramme des moments sous G à l'ELS	102
Figure VIII. 7 Diagramme de l'effort moment sous G à l'ELU	103
Figure VIII. 8 Diagramme de l'effort tranchant sous G à l'ELU	103
Figure VIII. 9 Ferrailage de l'entretoise	104
Figure VIII. 10 La modélisation de l'hourdis.....	105
Figure VIII. 11 Diagramme des à moments sous $1.35G + 1.6 Bt_2$ l'ELU.....	105
Figure VIII. 12 Diagramme des Efforts tranchant sous $1.35G + 1.6 Bt_2$ l'ELU.	106
Figure VIII. 13 Diagramme des moments sous $G + 1.2 Bt_2$ à l'ELS.	106
Figure VIII. 14 Ferrailage de la dalle (coupe transversale).....	107
Figure IX. 1 Séisme longitudinale.....	111
Figure IX. 2 Séisme transversal.....	113
Figure IX. 3 les dimensions de l'appareil d'appui	115
Figure IX. 4 Ferrailage du dé d'appui.	119
Figure X. 1 Dimensions des piles	123
Figure X. 2 Dimensions des piles les plus hautes.....	123
Figure X. 3 Modélisation du chevêtre	124
Figure X. 4 Effort tranchant maximale à L'ELU	124
Figure X. 5 Moments maximale à l'ELS.....	125
Figure X. 6 Ferrailage du chevêtre.....	126
Figure X. 7 Ferrailage des colonnes	128
Figure X. 8 Ferrailage de la semelle.....	130
Figure X. 9 Ferrailage du pieu	132
Figure X. 10 Les éléments de la culée.....	132
Figure X. 11 Dimension de la culée	134
Figure X. 12 Poussée de la charge locale située en arrière du mur garde grève	141
Figure X. 13 Les sollicitation des moments dus au mur à L'ELS	143
Figure X. 14 Les sollicitation des efforts normaux dus au mur à L'ELS	144
Figure X. 15 Ferrailage de la culée.....	145

Figure XI. 1 Chute du tablier d'un pont lors du tremblement de terre de Kobe en 1995	149
Figure XI. 2 Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'un pilier à Kobe en 1995	149
Figure XI. 3 Effondrement du tablier d'un pont à poutres préfabriquées lors du tremblement de terre de Taiwan en 1999.	150
Figure XI. 4 Endommagement des culées (Source : Moehle, J.P., Eberhard, M.O, 2000).....	150
Figure XI. 5 Ruine de piles de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en 1995.	151

ملخص

يندرج هذا العمل في إطار تصميم و دراسة الجسر الموجود على بعد 12 كم من ميناء بجاية، يعتبر هذا الجسر جزء من مشروع انجاز الطريق السيار الرابط بين ميناء بجاية بالطريق السيار شرق-غرب على مستوى احنيف على مسافة 100 كم. بدأنا عملنا بتقديم المشروع و بعدها الى التصميم العام للمشروع. بحيث قمنا بإعطاء ثلاثة اقتراحات ممكنة وبالرجوع الى معايير التصميم المتبعة من طرف مكاتب الدراسات حددنا الاقتراح الأكثر ملاءم. ثم انتقلنا إلى دراسة مختلف عناصر الجسر و هي كما يلي : تقييم الأحمال – دراسة الخرسانة مسبقة الإجهاد – دراسة العناصر الأخرى لسطح الجسر. في النهاية قمنا بتصميم و دراسة الأجزاء السفلية من الأرصفة و الدعائم. للتذكير قمنا بالاستعانة ببرنامج روبرو 2018 من أجل دراسة هذا المشروع.

الكلمات المفتاحية: التصميم، الجسر، الخرسانة مسبقة الإجهاد، الأحمال، البنية التحتية.

Résumé

Ce travail consiste à faire la conception et de l'étude d'un pont situé à 12km de port de BEJAIA, l'ouvrage fait partie du projet de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de BEJAIA à l'autoroute EST-OUEST au niveau d'AHNIF sur 100 km. Nous avons entamé notre travail par une présentation du projet et nous avons dressé par la suite à la conception générale, dont laquelle on a proposé 3 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur plusieurs critères. Ensuite, nous avons réalisé une étude minutieuse du tablier, à savoir l'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte, l'étude des éléments du tablier. Enfin la conception et l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage : les piles – les culés. La modélisation a été établie par le logiciel ROBOT2018.

Mots clés : Conception et étude de pont, Pré-dimensionnement, béton précontraint, Equipement de pont, Infrastructure.

Abstract

This work consists of designing and studying a bridge located 12 km from the port of BEJAIA, the work is part of the project to build the motorway link connecting the port of BEJAIA to the EAST-WEST motorway to AHNIF for 100 km. We began our work with a presentation of the project and we then drew up the general design, of which we proposed 3 variants, then the choice of the most advantageous variant based on several criteria. Then we made a detailed study of deck, namely the evaluation loads and overload- study of prestressing, study of elements of deck. Finally, the conception and study of infrastructure: the piers- the abutments. The software ROBOT2018 established the modelization of this bridge.

Key words: conception and design the bridge, predimensioning, concert prestressing, Equipment of the bridge, infrastructure.



Introduction Générale



INTRODUCTION GENERAL

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a lancé un projet de réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de BEJAIA à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'AHNIF sur 100 km.

Nous avons élaboré dans ce mémoire qui rend compte du Projet de Fin d'Etudes dans le cadre de notre formation d'ingénieur en Travaux publics à l'école nationale supérieure des travaux publics, la conception et l'étude d'un pont routier situé à 12 km de port de BEJAIA, qui a été réalisée par l'entreprise « CRCC ».

D'où et pour une meilleure structure de notre travail, ce mémoire est divisé en plusieurs parties principales :

- La première partie a été consacrée à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à sa conception.
- La deuxième partie a été consacrée à l'évaluation des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage.
- La troisième partie a été consacrée à étude détaillée de la superstructure, étude sismique et de l'infrastructure.

Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.



CHAPITRE I
PRESENTATION DE
PROJET



CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

I.1 INTRODUCTION :

Les ouvrages d'art constituent une composante essentielle pour la construction des infrastructures de transport (Routes, autoroutes, voies ferrés, etc.) sont des constructions les plus importantes utilisées pour la construction des routes et des autoroutes. En effet, ils permettent de franchir les obstacles rencontrés le long de la trace qui peuvent être des contraintes naturelles tel que les rivières ou des infrastructures existantes tel qu'une route ou une voie ferrée.

Afin d'assurer la sécurité des usagers ainsi que la pérennité de ce type d'ouvrage leurs conceptions nécessitent donc une solide connaissance des normes et prescriptions en vigueur ainsi que les outils de calcul et de dimensionnement. Ces exigences seront présentées en détail ci-après.

I.2 PRESENTATION DE PROJET :

I.2.1 Situation de projet :

Notre projet consiste à la conception et au dimensionnement de l'ouvrage de franchissement de l'oued SOUMAM qui fait partie de la pénétrante autoroutière de BEJAIA de 100km de long reliant le port de BEJAIA à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'AHNIF (BOUIRA). L'ouvrage est situé au niveau de la ville d'OUED-GHIR à environ 12 Km du port de BEJAIA.



Figure I. 1 Implantation du projet sur Google Earth prise en 2020



Figure I. 2 Situation de l'ouvrage sur Google Earth prise en 2020

I.2.2 Présentation de la pénétrante de BEJAIA :

L'objectifs de construction de la pénétrante de BEJAIA est de relier l'Autoroute Est Ouest à la ville de BEJAIA par une infrastructure en adéquation avec l'importance du trafic et des échanges avec les différentes Wilaya du pays engendrant ainsi :

- Créer un nouvel espace socio-économique rentable et attractif pour l'investissement.
- Réduire les coûts d'exploitation des véhicules.
- Gain du temps, de sécurité et du confort pour les usagers.
- Répondre à la demande du trafic et aux besoins en matière de transport.

I.2.3 Composantes de la pénétrante :

Le linéaire de l'axe principale de l'autoroute (2×3 voies) est de 100 Km et contient de :

- 28 viaducs de longueur totale 10.4 Km.
- 60 ouvrages d'art de longueur totale 11.3 km.
- 8 échangeurs.
- 1 tunnels en bitubes (tube est 1691 m, tube ouest 1628 m).
- 196 ouvrages hydrauliques.
- 34 millions m³ volume de terrassement.
- Les intervenants du projet (ADA, CRCC, SAPTA...)

I.2.4 L'obstacle à franchir :

L'obstacle sur lequel notre ouvrage va être conçu et réalisé, représente une morphologie plate à vallonné avec la présence d'un oued « **OUED SOUMMAM** ».

I.2.5 Caractéristiques de l'ouvrage :

Les caractéristiques de l'ouvrage sont :

- Longueur totale qui traverse une ouverture de brèche de 210m.
- Largeur de tablier : 15,75 m.
- La largeur de la chaussée : 14,5m.
- La pente : 0.326 %.

I.3 LES DONNEES DE L'OUVRAGE :

I.3.1 Données fonctionnelles :

I.3.1.1 Tracer en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques.

- L'ouverture de la brèche est d'environ de 210m.

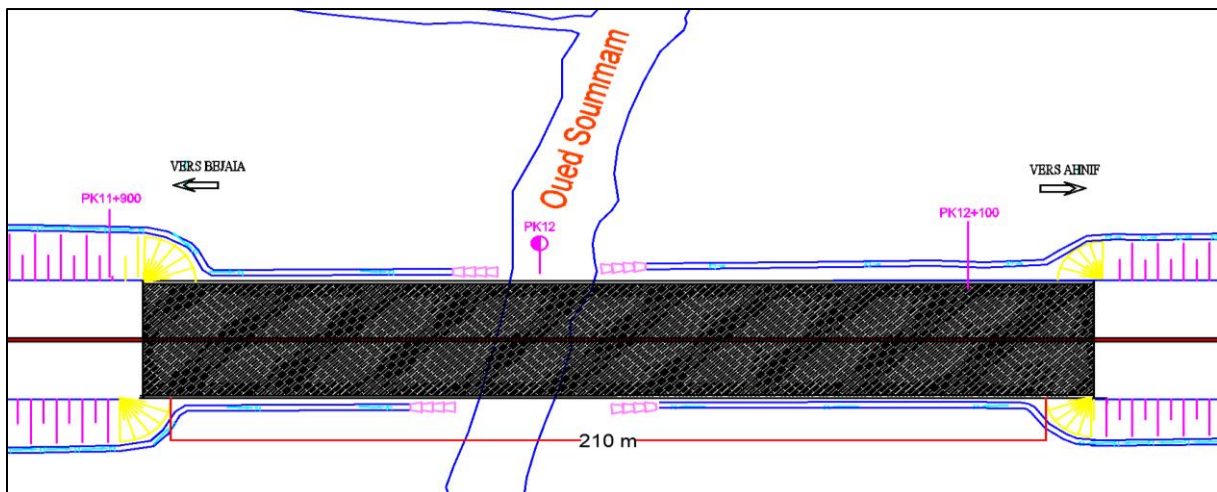


Figure I. 3 Tracer en plan OA12

I.3.1.2 Profil en long :

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

- Ligne droite de pente $P = 0.326\%$.
- Le gabarit de l'ouvrage n'est pas conditionné par les contraintes fonctionnelles.

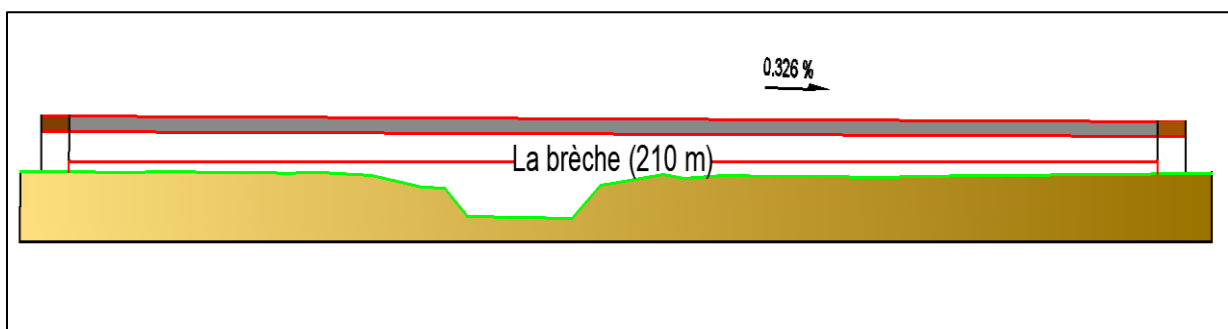


Figure I. 4 Profil en long

I.3.1.3 Profil en travers :

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

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- La largeur du tablier de 15.75 m.
- La largeur de la chaussée de 14.5 m.
- Trois (3) voies de circulation de 3.5 m de largeur pour chacun.
- Sur-largeurs de 1m.
- Bande d'arrêt d'urgence de 3m.
- Deux (2) barrières de 0.75m côté droit 0.5m côté gauche.
- Avec un dévers de 2.5%.

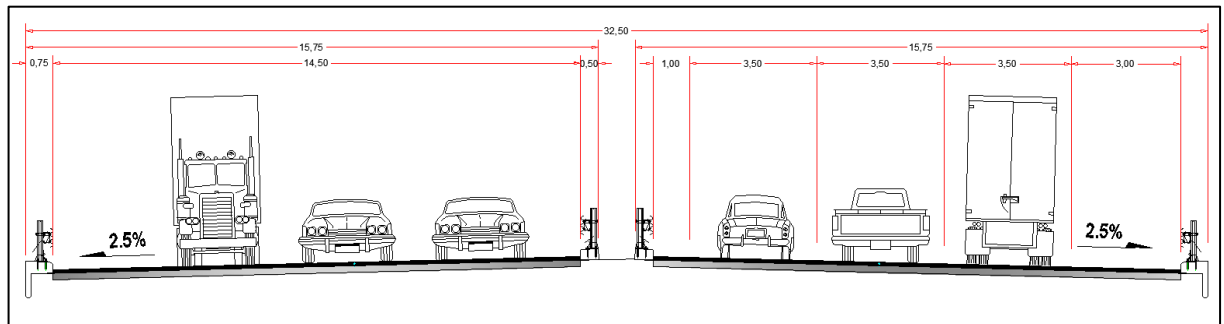


Figure I. 5 Profil en travers

I.3.2 Données naturelles

I.3.2.1 Données relatives à l'obstacle franchi

- L'obstacle à franchir est « OUED SOUMMAM ».
- L'altitude de niveau de PHE = 17.92 m.
- L'espacement entre la ligne rouge et PHE est de 8.5m.

I.3.2.2 Topographie

D'après le levé topographique et la visite du site effectuée permet de dire que le projet est implanté dans une zone plate et vaste, la cote se varie entre 8.91-15.1m

I.3.2.3 Sismicité du site

Selon le « RPOA 2008 », cette région est classée en IIa (une zone de sismicité moyenne), et en groupe 1 (Ponts stratégiques). Donc le coefficient de l'accélération sismique de l'ouvrage est $A=0.25g$ (RPOA, tableau 3.1).

I.3.2.4 Géotechnique

L'étude de sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques. Et ce afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondation (type et ancrage) et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement).

➤ Essais in situ

Le programme d'investigation a été organisé par le personnel technique de BCS, il s'agit de :

- Le forage de quatre (04) sondages carottés avec prélèvement d'échantillons. La profondeur atteinte par ces sondages est de 46 ml de profondeur.
- Quatre forages pressiométriques de 50 ml.
- Des essais SPT.

NB : Les résultats des sondages carottés sont rapportés dans l'annexe A.

➤ Essais de laboratoire

Des essais d'identification physiques, mécaniques et chimiques ont été programmés pour des carottes et des échantillons prélevés après la réalisation des sondages carottés comme suit:

- Essais d'identification physique.
- Analyses chimiques du sol.
- Essais mécaniques :
 - Essai de compression simple.
 - Essai de cisaillement à la boîte.
 - Essai de compressibilité à odomètre.

Recommandations pour les types de fondation

Le sol de fondation est de nature de l'alluvionnement par dépôt fluviatile et d'inondation, il se compose d'argile peu plastique, de sable et grave. L'argile peu plastique et le sable sont de mauvais caractéristique géologique, la couche de grave au fond est de bon caractéristique géologique de travaux. Il est donc proposé d'utiliser le pieu de frottement, le diamètre et la longueur sont à déterminer par le calcul.

→ Le type de fondation retenue est « fondation profonde ».

I.3.2.5 Le climat de la région

Au cours de l'année, la température varie généralement de 5°C à 32 °C

I.3.3 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons cité les caractéristiques de notre ouvrage en présentant toutes les données nécessaires pour une conception adéquate c'est-à-dire, les données naturelles et fonctionnelles propres à notre ouvrage ainsi que l'obstacle franchit et sa situation géographique. Ces informations sont indispensables pour démarrer la conception et l'étude de cet ouvrage.



CHAPITRE II

CONCEPTION ET

PRE-DIMENSIONNEMENT



CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

II.1 INTRODUCTION

La conception a l'objectif de déterminer le type d'ouvrage le plus économique et qui est capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

Pour cela, on définit dans ce chapitre des variantes de pont les plus adapter selon des critères bien précis citant :

- Les données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long, profil en travers, la hauteur libre et l'ouverture à réserver).
- La nature de l'obstacle à franchir.
- L'implantation des appuis.
- Techniques et moyens de réalisation.

A partir de ses critères nous avons choisis ces trois variantes :

- Pont à poutres précontraintes du type VIPP
- Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs
- Pont Mixte Bipoutre

II.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.2.1 Variante 01 « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintres ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

II.2.1.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur variable composée de deux travées principales de 67.5 m de longueur et deux travées de rives de 41 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale du pont égale à 218.63 m.

II.2.1.2 Découpage des voussoirs

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue quatre types de voussoir :

Tableau II. 1 Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenu	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	7 à 10 m.	7	3 x 2 = 6
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	2.9	2 x 2 = 4

Voussoirs courants	2.5 à 5 m.	4.75	38 x 2 = 76
Partie coulée sur cintre	≥ 0.05L .	4.75	2 x 2 = 4

En utilisant le découpage précédent et en ajoutant le voussoir de clavage de la travée intermédiaire, on obtient un nombre total de voussoirs : N = 90.

II.2.1.3 Conception transversale

Puisque on a une largeur de tablier inférieur à 20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un caisson à section fermée. Son pré-dimensionnement est montré dans le tableau ci-dessous qui est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) :

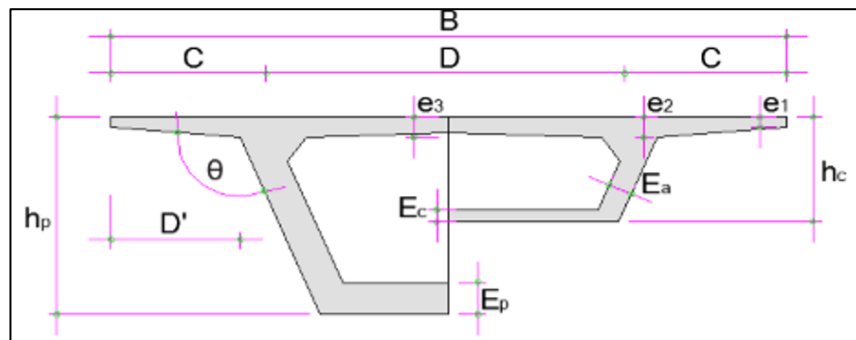


Figure II. 1 Notations des dimensions

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

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	15.75 m
Largeur d'encorbellement		$C = B / 4$	3.94 m
Entraxe des âmes		$D = B - 2 C$	7.88 m
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e ₁	$e_1 \geq 16 \text{ à } 30 \text{ cm}$	25 cm
	e ₂	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	50 cm
	e ₃	$e_3 \geq D/25 \text{ cm}$	30 cm
Inclinaison de l'âme		$10^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$	100°
Gousset inférieur		(jusqu'à 10°) $40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	45°
Loi de variation (parabolique)		$y(x) = y_p - 2 \times (y_p - y_c) \cdot \left(\frac{x}{L}\right) + (y_p - y_c) \cdot \left(\frac{x}{L}\right)^2$	
Hauteur du voussoir	Sur pile	$\frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$	4.35 m
	A la clef	$\frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7}$	2.35 m
Epaisseur de l'âme		$E_a \geq 26 + L/500$	39 cm
Epaisseur de l'hourdis inférieur	Sur pile	$35 \leq E_p \leq 80 \text{ cm}$	75 cm
	A la clef	$E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	30 cm

II.2.2 Variante 02 « Pont Mixte Bipoutre »

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieux urbains ou ruraux, portée principale de 30 à 130 m, largeur totale de 7 mètres à une vingtaine de mètres.

Pour les ponts mixtes bipoutres à des travées continues, la longueur optimale des travées de rives comprise entre 0,60 et 0,8 fois la portée des travées intermédiaires.

II.2.2.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de deux travées principales de 60.17 m de longueur et deux travées de rives de 48.13 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 216.6 m.

II.2.2.2 Conception transversale

Le tablier est assez large (15.75 m), une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ), qui sont alors appelées pièces de pont. On opte pour :

$$a = 8 \text{ m}, b = 3.875 \text{ m}$$

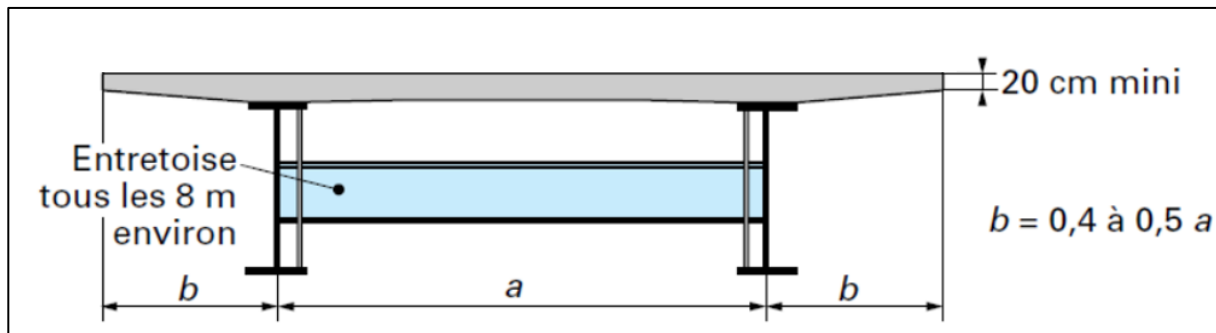


Figure II. 2 Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

➤ Conception des poutres principales

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. La nuance d'acier est de qualité S355 N. Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau II. 3 Pré-dimensionnement des poutres métalliques

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Epaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 300 mm	300 mm
Hauteur de la poutre (constante)	$H = L/25$	2400 mm
Largeur semelle inférieure	$400\text{mm} \leq b_i \leq 1\ 000 \text{ mm}$	800 mm
Largeur semelle supérieure	$500\text{mm} \leq b_s \leq 12\ 00 \text{ mm}$	600 mm
Epaisseur de la semelle supérieure	$20\text{mm} \leq t_s \leq 150\text{mm}$	30 mm
Epaisseur de la semelle inférieure	$20\text{mm} \leq t_i \leq 150\text{mm}$	40 mm
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0,005 \times d$	30 mm
Hauteur de l'âme	$d = H - t_s - t_i$	2330 mm

➤ **Conception des entretoises**

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales pour le soutènement de la dalle et s'assurer la stabilité des poutres principales. Dans cette variante l'espacement des entretoises de IPE 600 égal à 8 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 4 Pré-dimensionnement des entretoises

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de l'entretoise H_{en}	$Lt / 15 \leq H_{en} \leq Lt / 10$	600 mm
Largeur de la semelle b_{en}	$220 \text{ mm} \leq t_w - t_{en} \leq 300 \text{ mm}$	200 mm
Epaisseur de la semelle t_{en}	Environ de 20 mm	20 mm
Epaisseur de l'âme $t_w - t_{en}$	$10 \text{ mm} \leq t_w - t_{en} \leq 12 \text{ mm}$	10 mm

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

La connexion entre les poutres métalliques et la dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de diamètre $d = 20 \text{ mm}$ ($16 \leq d \leq 22 \text{ mm}$) et de hauteur de 200 mm ($h > 4d$).

II.2.3 Variante 03 « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) représentent la solution la plus simple et la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales sont le plus souvent parallèles et équidistantes et de hauteur constante, elles sont solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdi d'épaisseur préciser supportant la chaussée.

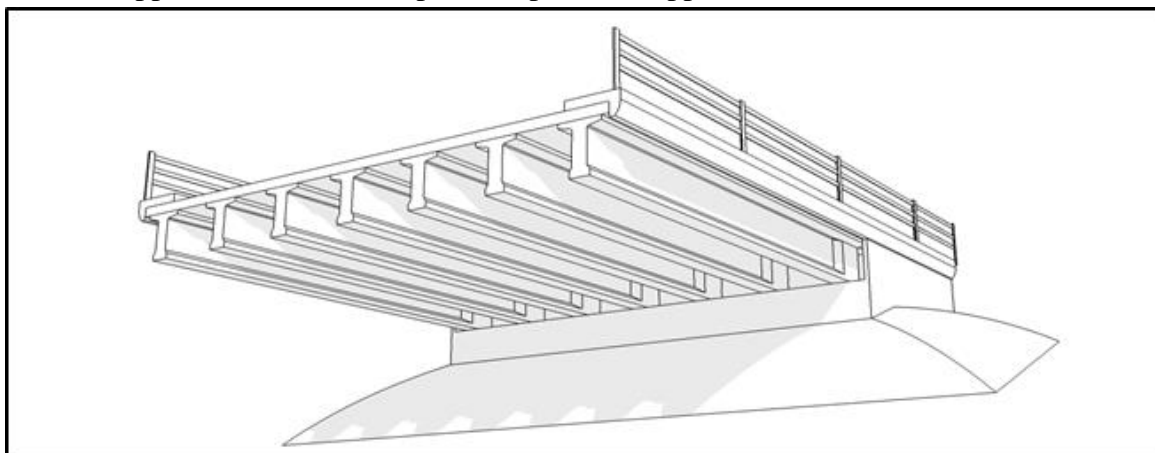


Figure II. 3 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

II.2.3.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont à 6 travées équidistantes de 36.10 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 216.6 m.

II.2.3.2 Conception transversale

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

Tableau II. 5 La conception de section transversale.

Élément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	$25 \leq L_p \leq 40$	36.00 m
La longueur de tablier	$L = L_p + 10\text{cm}$	36.10 m
La hauteur totale du tablier	$L/20 < H_t < L/17$	2.10 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.25 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	1.85 m
Entraxe des poutres	$1.40 \text{ m} < \lambda < 2.50 \text{ m}$	2.00 m
Entraxe des poutres de rive	L_a	14.00 m
Nombre des poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	8
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	1.15 m
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	0.15 m
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	0.60 m
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	0.15 m
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	0.25 m
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	0.60 m
Entretoise d'about	/	$0.30 \times 1.45 \text{ m}^2$
Gousset α_1	$1/10 \leq \alpha_1 \leq 1/15$	1/10
Gousset α_2	/	45°
Gousset α_3	/	60°

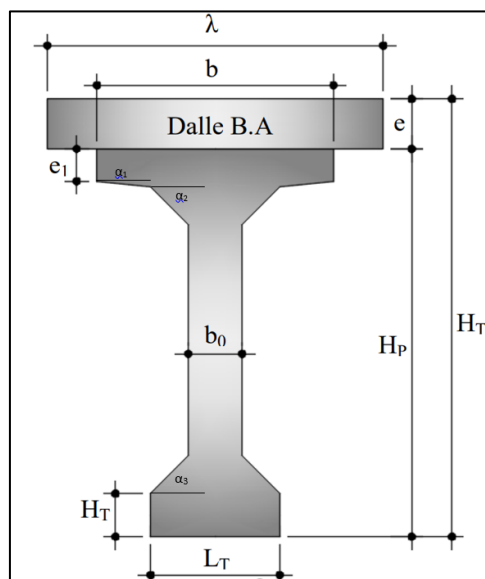
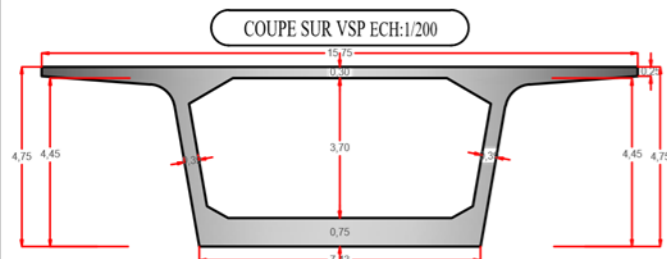
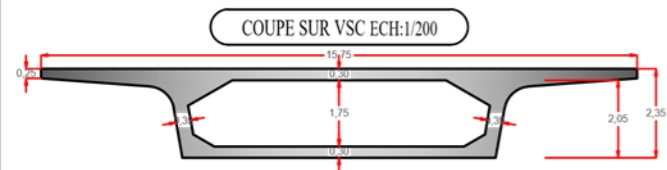
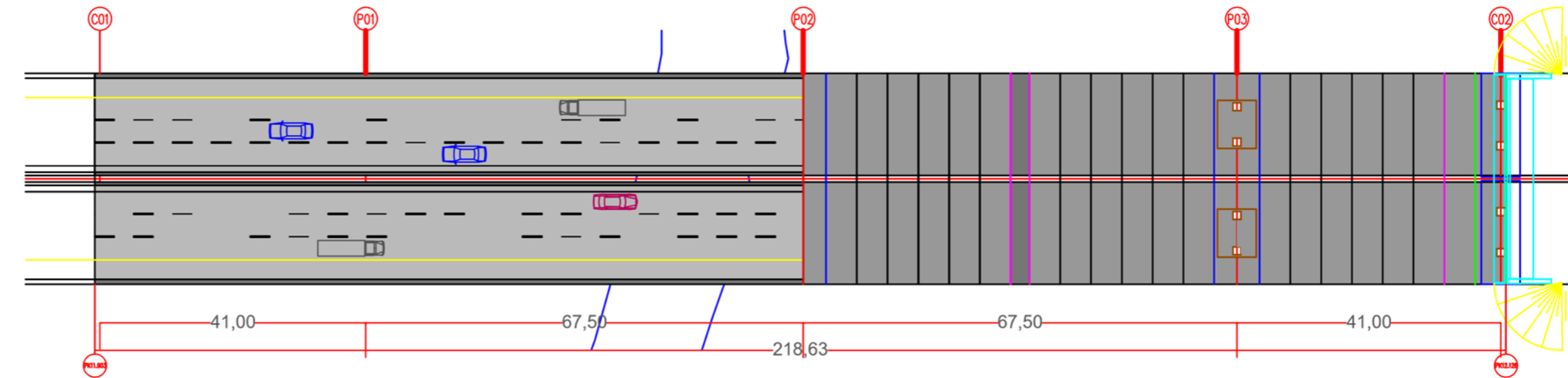
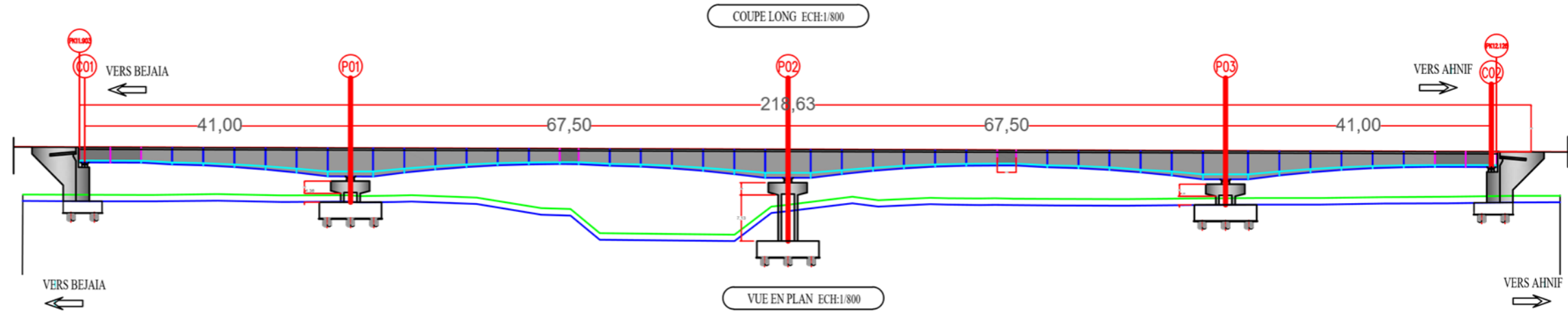
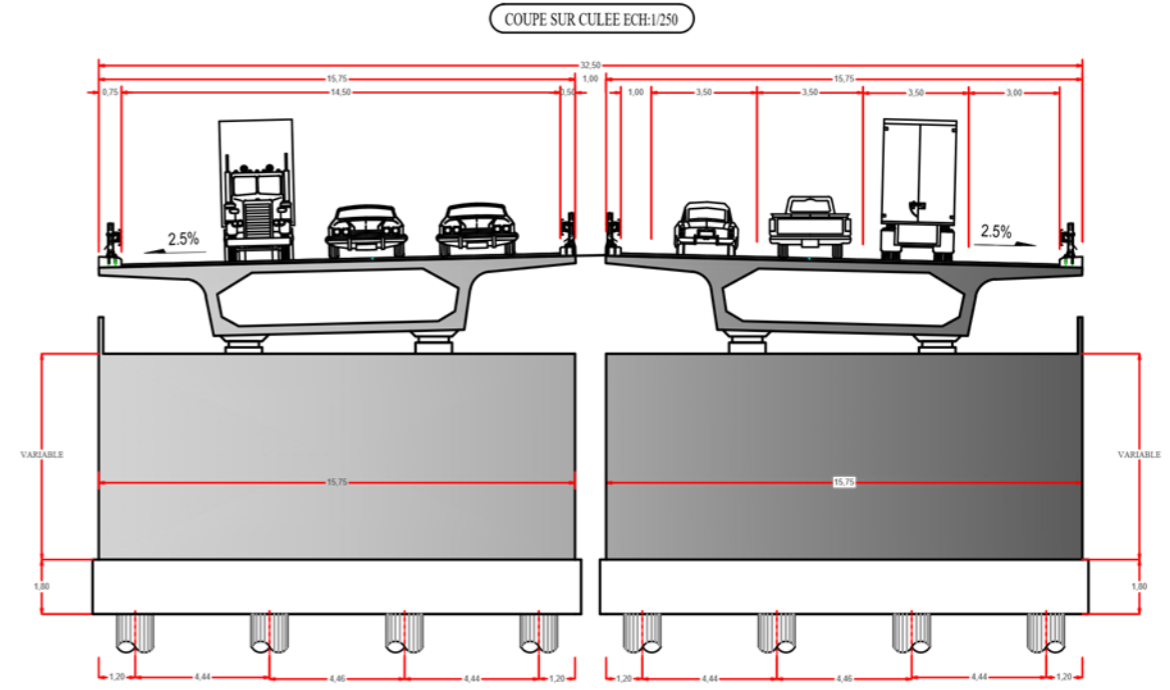
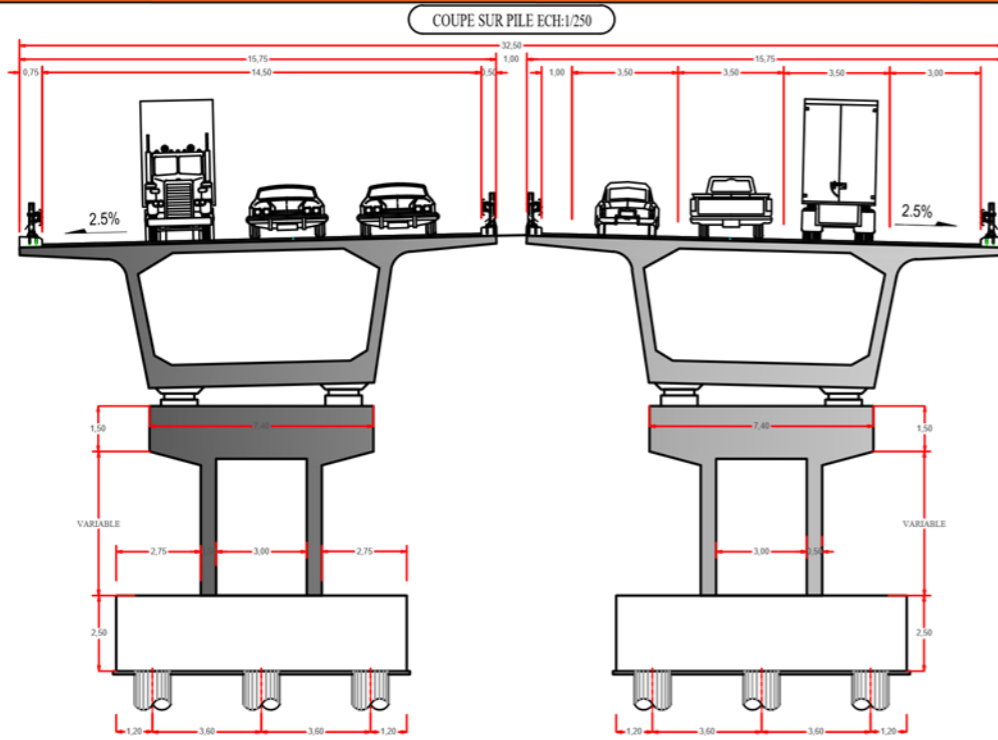


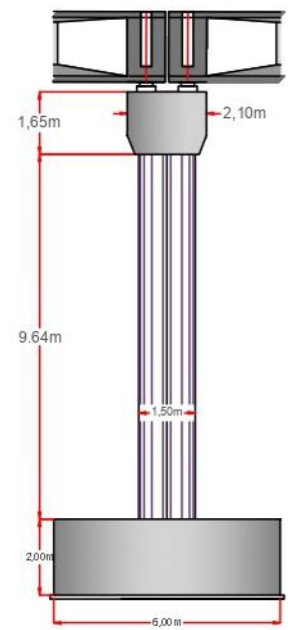
Figure II. 4 Notation des dimensions



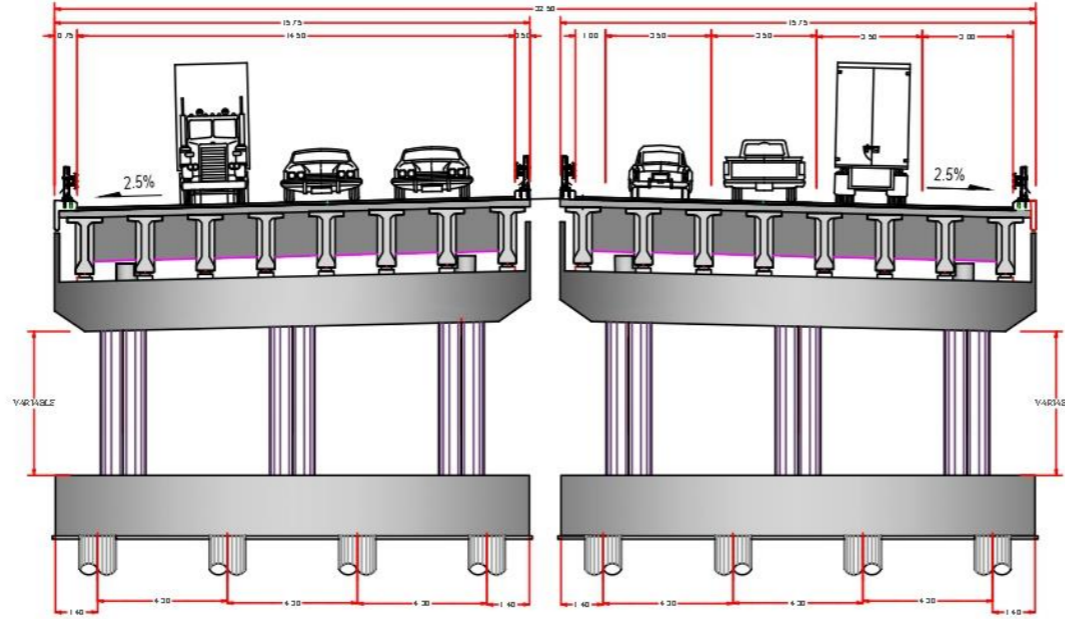
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES		Réalisé par	Encadré par	Année universitaire	Page	Variante 01
Conception et étude d'un ouvrage d'art pour le franchissement de l'oued SOUMMAM au niveau de la ville d'Oued Ghir dans la pénétrante autoroutière « BEJAIA-AHNIF »		-LALIOUI Ibrahim -ISSAADI Rafik	Mr. MAKRAM Benhadj Meki	2021/2022	32	Pont voussiers en béton précontraint construit par encorbellements successifs

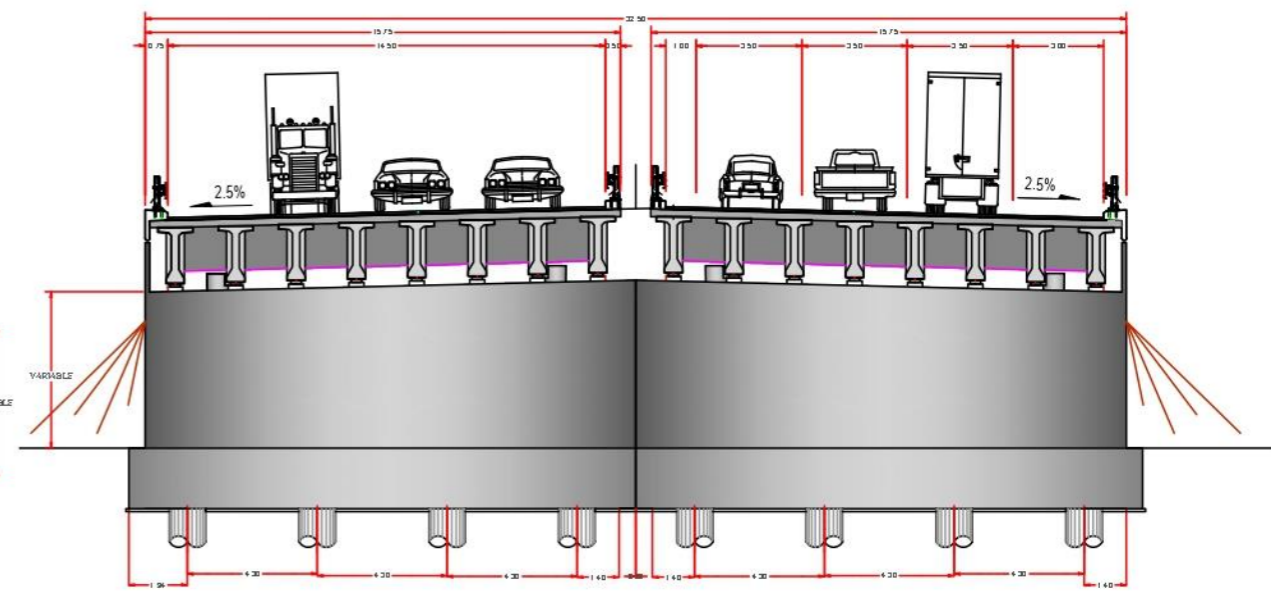
COUPE LONG PILE ECH:1/200



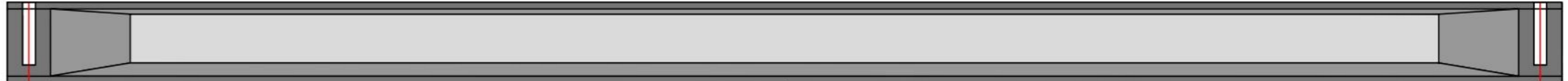
COUPE SUR PILE ECH:1/250



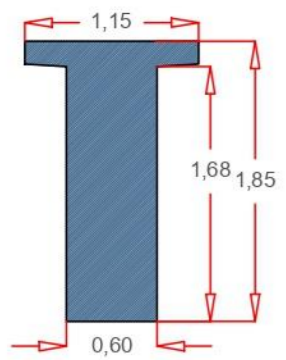
COUPE SUR CULEE ECH:1/250



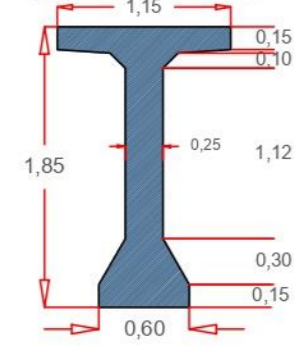
COUPE LONG DE LA POUTRE ECH:1/25



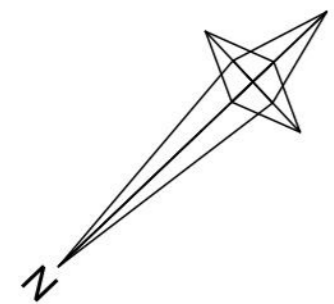
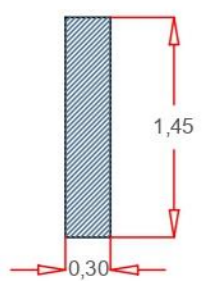
S-ABOUT ECH:1/50



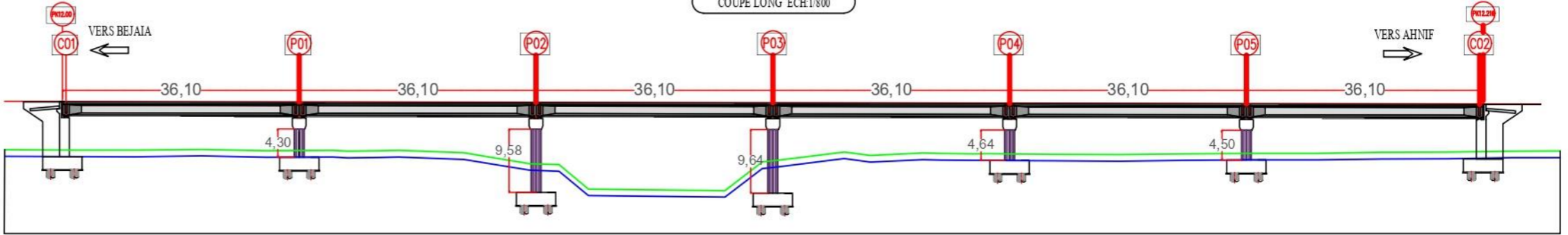
S-MEDIANE ECH:1/50



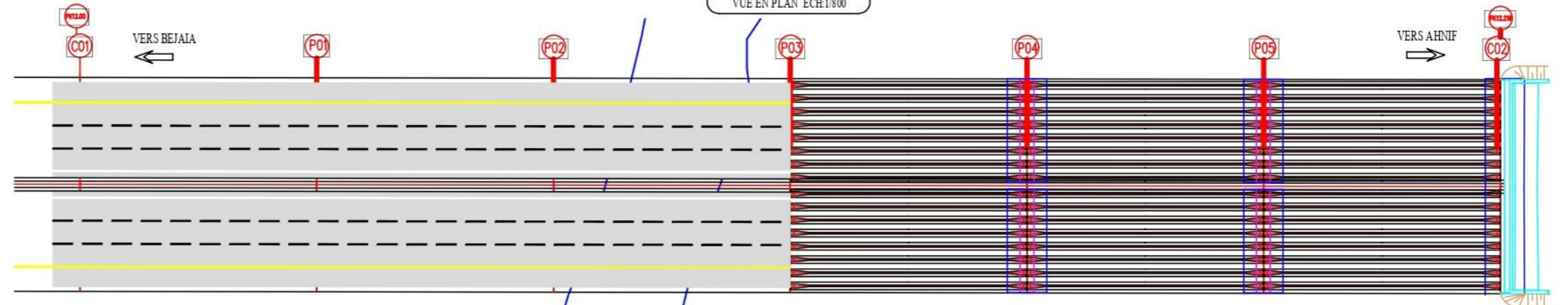
ENTRETOISE ECH:1/50



COUPE LONG ECH:1/800



VUE EN PLAN ECH:1/800



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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Année universitaire	Page	Variante 03
Conception et étude d'un ouvrage d'art pour le franchissement de l'oued SOUMMAM au niveau de la ville d'Oued Ghir dans la pénétrante autoroutière « BEJAIA-AHNIF »	-LALIOUI Ibrahim -ISSAADI Rafik	Mr. MAKRAM Benhadj Meki	2021/2022	34	Pont à poutres précontraintes du type VIPP

II.3 Choix des variantes

Tableau II. 6 Avantages et inconvénients des 3 variantes

Variante	Avantages	inconvénients
01	<p>1-La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées.</p> <p>2-La construction par élément de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier.</p> <p>3-Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.</p> <p>4-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.</p>	<p>1-Le poids est très important (tablier assez épais).</p> <p>2-L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.</p> <p>3-Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).</p>
02	<p>1-La possibilité de franchir des grandes portées.</p> <p>2-La qualité architecturale qui s'attache à la netteté.</p>	<p>1-Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier</p> <p>2-La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage.</p> <p>3-Un cout très élevé.</p> <p>4-Entretien périodique.</p>
03	<p>1-Une bonne réutilisation des coffrages.</p> <p>2-Maîtriser de la préfabrication des poutres.</p> <p>3-Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.</p>	<p>1-Il s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes.</p> <p>2-Nombre d'appuis très importants et par conséquent le cout total de l'ouvrage.</p> <p>3-Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.</p>

Tableau II. 7 Devis estimatif variante n°01

DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantites	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux				
Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	3 650.00	55 000.00	200 750 000.00
Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	10 950.00	2 500.00	27 375 000.00
Essais d'auscultation sonique	U	86.00	16 000.00	1 376 000.00
Recepape des pieux	U	86.00	3 700.00	318 200.00
Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1 520 000.00	1 520 000.00
TOTAL (Poste 1)				231 339 200.00
Poste 2 : Béton				
Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	100.00	10 500.00	1 050 000.00
Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	2 200.00	17 000.00	35 190 000.00
Béton RN 27 pour piles	M3	340.00	18 000.00	6 120 000.00
Béton RN 27 pour culées	M3	865.00	18 000.00	15 570 000.00
Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	5 600.00	35 000.00	193 200 000.00
TOTAL (Poste 2)				251 130 000.00
Poste 3 : Acier				
Acier haute adhérence Fe E50 A pour intrastructure	T	420.00	106 000.00	43 990 000.00
Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint préfabriqués	T	900.00	106 000.00	88 510 000.00
Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	T	310.00	450 000.00	114 750 000.00
TOTAL(Poste 3)				247 250 000.00
TOTAL HORS TAXES				766 899 200.00
T V A 19 %				145 710 848.00
TOTAL EN TTC				912 610 048.00

Tableau II. 8 Devis estimatif variante n°02

DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux				
Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	3 360.00	55000	184800000
Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	10 080.00	2500	25200000
Essais d'auscultation sonique	U	80	16000	1280000
Recepape des pieux	U	80	3700	296000
Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1	1520000	1520000
TOTAL (Poste 1)				213096000
Poste 2 : Béton				
Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	75	10500	787500
Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	955	17000	16235000
Béton RN 27 pour piles	M3	750	18000	13500000
Béton RN 27 pour culées	M3	925	18000	16650000
Béton RN 35 pour la dalle	M3	1 715.00	25000	42875000
TOTAL (Poste 2)				90047500
Poste 3 : Acier				
Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	277	106000	29362000
Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	331	106000	35086000
acier charpente métallique pour tablier	T	1085	480000	520800000
TOTAL(Poste 3)				585248000
TOTAL HORS TAXES				888391500
T V A 19 %				168794385
TOTAL EN TTC				1057185885

Tableau II. 9 Devis estimatif variante n°03

DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantites	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux				
Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	4700	55000	258500000
Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	14100	2500	35250000
Essais d'auscultation sonique	U	112	16000	1792000
Recepape des pieux	U	112	3700	414400
Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1	1520000	1520000
TOTAL (Poste 1)				297476400
Poste 2 : Béton				
Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M2	179	1000	179000
Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	3400	17400	59160000
Béton RN 27 pour piles	M3	1900	18000	34200000
Béton RN 27 pour culées	M3	650	18000	11700000
Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	3500	25000	87500000
TOTAL (Poste 2)				192739000
Poste 3 : Acier				
Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	374	106000	39644000
Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	610	106000	64660000
Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	425	380000	161500000
TOTAL(Poste 3)				265804000
TOTAL HORS TAXES				756019400
T V A 19 %				143643686
TOTAL EN TTC				899663086

Tableau II. 10 Critère d'entretien et d'esthétique

	Facilité d'entretien	Esthétique
Variante 1	Difficile	Beau
Variante 2	Difficile	Très beau
Variante 3	Facile	Beau

II.4 CONCLUSION

Après l'analyse des différents variantes et le pré dimensionnement de celles-ci nous orientent vers la solution la plus avantageuse, la plus facile d'entretenir et l'un des variantes belles esthétiquement qu'offre la variante « Pont à poutres précontraintes du type VIPP » (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension).



CHAPITRE III

ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL



CHAPITRE III : ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1 INTRODUCTION

Au présent chapitre, nous allons calculer les charges (poids propre, efforts dus à l'ensemble des actions d'origines naturelles) et les surcharges routières qui sollicitent notre ouvrage, ce dernier doit être capable de résister à ces efforts tout le long de sa durée de vie. Ces calculs nous aideront à vérifier le dimensionnement du viaduc et son bon fonctionnement. En passant tout d'abord par la définition des normes et les règlements en vigueur dans l'Algérie.

III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL

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

- Règles B.A.E.L 91 modifié 99 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites.
- Règles B.P.E.L 91 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états-limites.
- RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.3.1 Béton

Tableau III. 1 Caractéristiques de béton

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	35	27
Type de Ciment	CPA 42,5	CPA 42,5
Dosage	450	350
f_{t28} (MPa)	2.7	2.22

NB :

La densité du béton armé est de 25 kN/m³.

III.3.2 Armatures

III.3.2.1 Armatures passives

L'acier utilisé pour le ferrailage des éléments structuraux a les caractéristiques suivant (NF EN 1992-1-1) :

- Limite d'élasticité : $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$;
- Module d'élasticité : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$;
- Module de poisson : $\nu = 0,3$.

III.3.2.2 Armatures actives (précontrainte)

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons 12T15s TBR (très basse relaxation), classe 1770.

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1\ 770\ \text{MPa}$.
- Limite élastique : $f_{peg} = 1\ 593\ \text{MPa}$.
- Module d'élasticité : $E_p = 190\ 000\ \text{MPa}$.
- Section droite d'un toron : $A_p\ 1\text{toron} = 150\ \text{mm}^2$.
- Section d'un câble : $A_p = 1\ 800\ \text{mm}^2$.
- Diamètre du gain : $\Phi = 80\ \text{mm}$.
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2.5\%$.
- Coefficient de recul d'encrage : $g = 4\ \text{mm}$.

- f_{peg} : limite élastique conventionnel à 0,1%.
- f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{P0} = (0,8f_{prg}; 0,9f_{peg}) = 1416\ \text{MPa}$$

$$P_0 = \sigma_{P0} \times S_{\text{câble } 12T15s} = 2.55\ \text{MN}$$

III.3.3 Contraintes admissibles

III.3.3.1 Béton

➤ Contraintes admissibles à la compression

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b\ (\text{MPa})\ \text{à ELU} \ ; \ f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}\ (\text{MPa})\ \text{à l'ELS.}$$

Avec : $-f_{c28}$: Résistance caractéristique à 28 jours.

$-\gamma_b$: Coefficient de sécurité.

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

$$\text{Et } \theta = \begin{cases} 1 & t > 24\text{h} \\ 0,9 & 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ 0,85 & t < 1\text{h} \end{cases}$$

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

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	19.83	15.3
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96
ELS	f_{bc} (MPa)		21	16.2

➤ Déformation longitudinale du béton

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

$$E_{ij} = 11\ 000 \times (f_{cj})^{1/3} \ ; \ \text{Module de déformation instantanée du béton } < 24\text{h.}$$

$$E_{ij} = 3\ 700 \times (f_{cj})^{1/3} \ ; \ \text{Module de déformation sous chargement de longue durée.}$$

III.3.3.2 Armatures

➤ **Contrainte limite de traction des aciers**

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

Fissuration	Contrainte limite (MPa)	Superstructure	Infrastructure	
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire $\gamma_s = 1,15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \{ f_e/2 ; 110(n \times f_{ij})^{1/2} \}$;n=1.6	250	250	
Très Préjudiciable	$\sigma_s = \max \{ 0.4 \times f_e ; 88(n \times f_{ij})^{1/2} \}$;n=1.6	200	200	

➤ **Classe de justification de la précontrainte**

Classe II (la plus courante)

Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

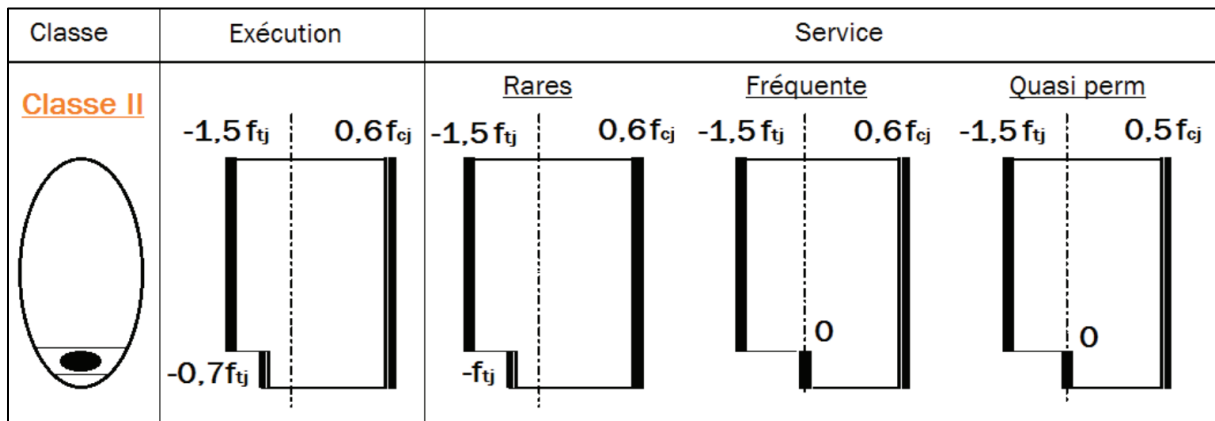


Figure III. 1 Limitation des contraintes des sections en B.P.

III.4 EVALUATION DES ACTIONS

III.4.1 Les actions

Conformément aux exigences nationales et internationales correspondantes, les actions peuvent généralement être classées en fonction de la façon dont elles évoluent avec le temps :

- Les actions permanentes sont celles qui sont constantes ou qui varient très peu avec le temps ou qui se modifient de façon seulement occasionnelle imposées.
- Les actions variables, par ex. les actions du trafic routières, le vent, les effets de la température, etc.
- Les actions accidentelles, par ex. l'impact de véhicules contre les appuis du pont ou contre le tablier, etc.

III.4.1.1. Actions permanentes

➤ **Poids du tablier + poutres + entretoise:**

Tableau III. 4 Poids propre d'une poutre.

Elément	S (m ²)	L (m)	V (m ³)	P (KN)
Section d'about	1.197	2 × 1.00	2.394	59.850
Section intermédiaire	0.961	2 × 1.85	3.556	88.900
Section médiane	0.725	30.30	21.968	549.200
Total	/	36.00	27.918	697.950

Tableau III. 5 Poids du tablier + poutres + entretoise.

Elément	V(m ³)	Nombre	P (KN)
Poutre	27.918	8	5 583.600
Dalle	141.75	1	3 543.750
Entretoise	0.577	2 × 7	201.950
Poids propre total du tablier			9 329.300
Poids total du tablier propre de la partie poutre (6 travées)			55 975.800

➤ **Les compléments de charges permanentes CCP :**

Tableau III. 6 Estimation du poids dû aux CCP et poids total G.

Eléments	Densité (KN/m ³)	Poids linéaire (KN/ml)	P _{CCP} (KN) « L = 36.1m »
Corniches	25	4.925	177.793
Revêtement	24	27.840	1005.024
Trottoirs	25	2 × 3.600	259.920
Barrière de Sécurité	/	2 × 1.000	72.200
Total		41.965	1514.937
Poids total des charge complémentaire propre du à 6 travées		251.79	54689.226
G		301.228	10844.237

III.4.1.2 Action thermique

L'ouvrage d'art a été considéré comme situé dans une zone de climat tempéré (Algérie du nord). Les effets de la température ont été calculés conformément à la norme de référence et les valeurs adoptées sont reprise ci-après :

- Température maximale de l'air $T_{max} = 32^{\circ}C$
- Température minimale de l'air $T_{min} = 5^{\circ}C$

Selon le tableau 3.2 (gradient thermique) du RCPR notre ouvrage est de Type 3 (tablier béton) donc le gradient thermique qui résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse en phase de :

Service est admis à $\Delta T (\Delta\Theta) = \pm 7^{\circ}C$

Construction à $\Delta T (\Delta\Theta) = \pm 12^{\circ}C$.

III.4.1.3 Les caractéristiques de pont

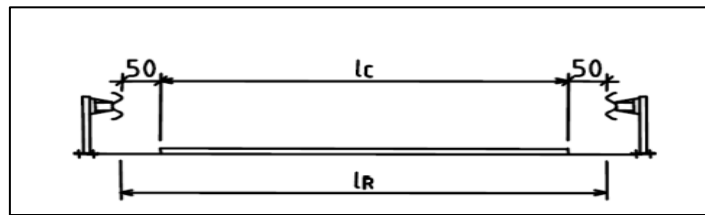


Figure III. 2 Largeur roulable

- La largeur roulable : $L_r=14.50$ m
- La largeur chargeable : $L_c=L_r-2\times 0.5 =14.50-1=13.50$ m.
- Nombre des voies : $N = L_c/3 = 13.5/3 = 4.5 \rightarrow N_v = 4$ voies
- La largeur de la voie : $L_v = L_c/N_v = 13.5/4 = 3.375\text{m} \rightarrow L_v = 3.38$ m
- La classe du pont : $L_r=14.5\text{m} \geq 7\text{m}$. Donc le pont est de première classe.

III.4.1.4 Les charges d'exploitation

On distingue :

- Système de charge A(l).
- Système B (B_c et B_t).
- Les surcharges militaires M_{C120} .
- Les surcharges exceptionnelles D_{240} .

1. Système de charge A

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Elles représentent un embouteillage ou un stationnement ou bien une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme. La valeur de A(l) est donnée par la formule :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \quad (\text{KN/m}^2). \quad L : \text{la longueur chargée} = 36.1\text{m}.$$

Cette valeur de A(l) est à multiplier par des coefficients de corrections a_1 et a_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 du tableau :

tableau III.7 Les coefficients a_1

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

La charge A1 est obtenue par : $A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \cdot A(l) \\ 4 - 0.002L \end{array} \right. \quad (\text{KN/m}^2)$

La charge A1 obtenue est multipliée par coefficient $a_2 = v_0/v$ $\left\{ \begin{array}{l} v_0 = 3.5 \text{ m (Classe I)} \\ v: \text{la largeur d'une voie} \end{array} \right.$

La charge A_2 est obtenue par : $A_2 = a_2 \times A_1$; elle est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Tableau III.8 Résultat de calcul de A(I)

N des voies	A(L) (KN/m ²)	a1	a2	A1	A2	L _v	A(L) (KN/ml)
1	9.8	1	1.04	9.8	10.16	3.38	34.30
2	9.8	1	1.04	9.8	10.16	6.75	68.60
3	9.8	0.9	1.04	8.82	9.15	10.13	92.61
4	9.8	0.75	1.04	7.35	7.62	13.50	102.90

2. Système de charge B

Le système de charge B comporte trois (03) systèmes distincts qu'il y a lieu d'appliquer séparément et indépendamment l'un de l'autre.

- Charge B_c qui se compose des camions de (30t).
- Charge B_t qui se compose de deux essieux dit « essieux tandems ».
- Charge B_r qui se compose d'une roue unique.

• Système B_c

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions (300 KN) que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

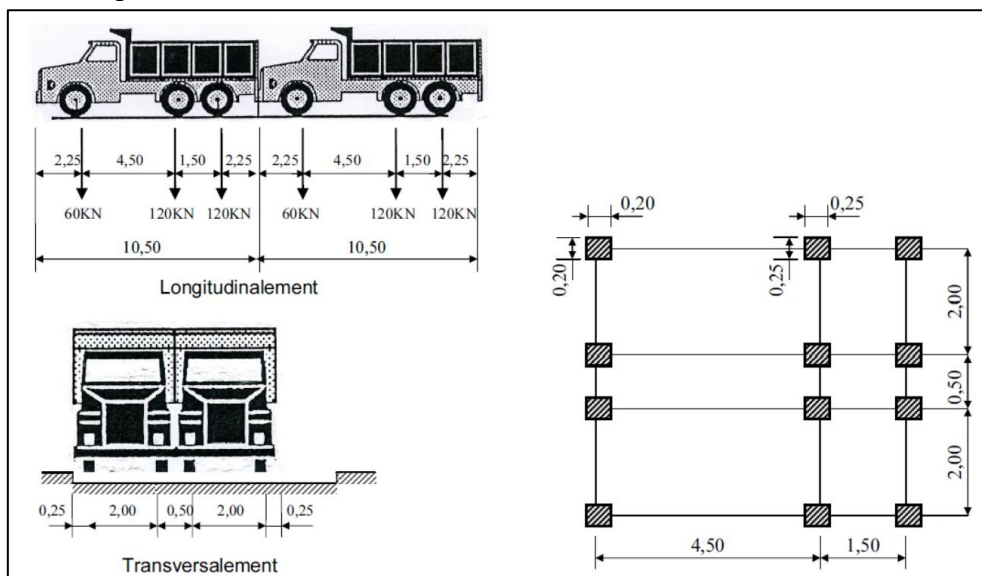


Figure III. 3 Système de chargement Bc

Dans le sens longitudinal : Le nombre de camions par file est limité à deux files.

Dans le sens transversal : Le nombre de camions qu'on peut disposer dans le sens transversal est égal au nombre de voie c'est-à-dire égale à 4.

En fonction de la classe de pont et de nombre des voies, la valeur de charges B_c est multipliée par le coefficient b_c :

tableau III.9 Le coefficient b_c

Classe	nombre de voies				
	1	2	3	4	≥ 5
Première classe	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième classe	1.00	1.00	/	/	/
Troisième classe	1.00	0.80	/	/	/

Le résultat de la charge B_c sur les trois voies chargées :

tableau III 10 Résultat de calcul de B_c

Nombre des voies	B_c (kN)	b_c	$B_c \times b_c$ (kN)
1	600	1.20	720
2	1200	1.10	1320
3	1800	0.95	1710
4	2400	0.80	1920

• **Surcharge B_t**

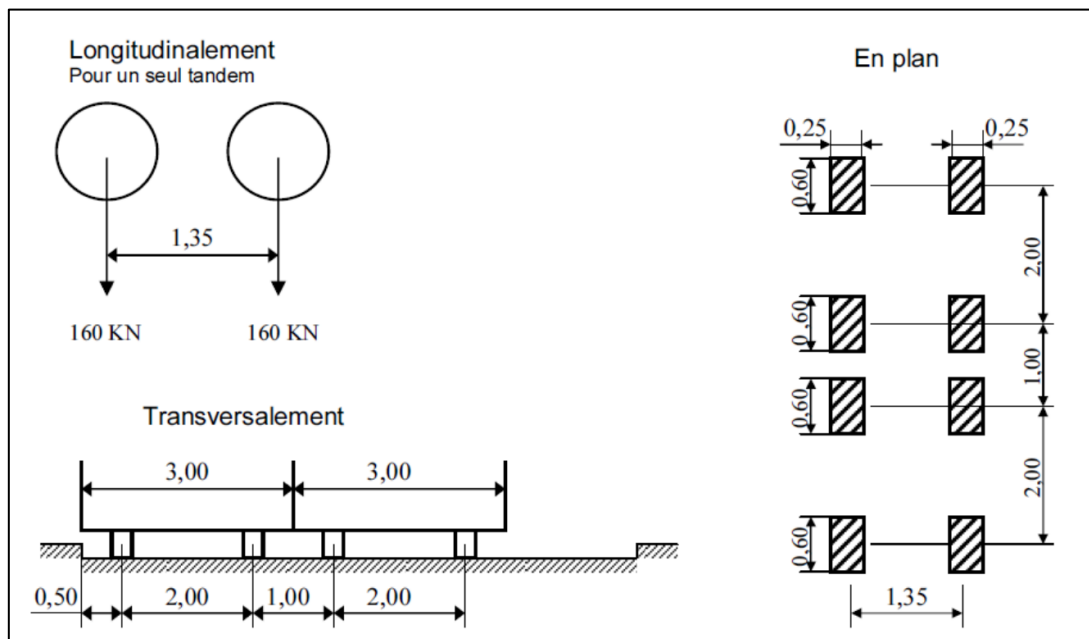


Figure III. 4 Système de chargement B_t

Un tandem se compose de deux (02) essieux munis de roues simples pneumatiques (160 KN). Les valeurs de charges du système B_t prises en compte sont multipliées par les coefficients b_t .

Tableau III.11 Le coefficient b_t

Classe	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1.0

Tableau III.12 Résultat de calcul de B_t

Nombre des voies	B_t (kN)	b_t	$B_t \times b_t$ (kN)
1	320	1.2	384
2 – 3	640	1.2	768

- **Système de charges B_r**

Le système B_r se compose d'une roue isolée (100 KN).

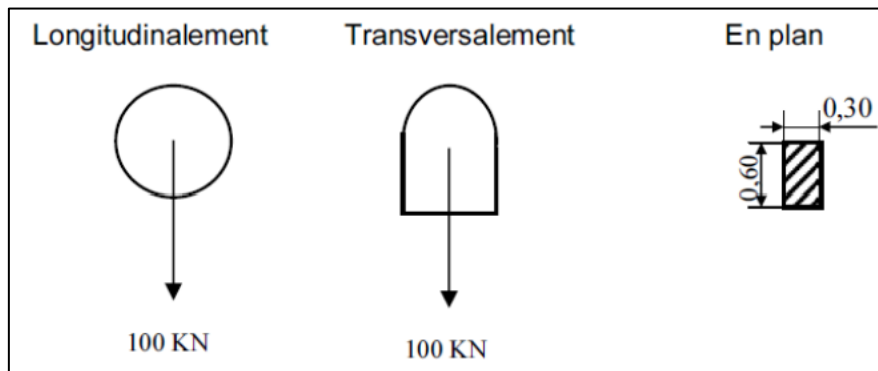


Figure III. 5 Système de chargement B_r .

3. Système de charges convoi Mc 120

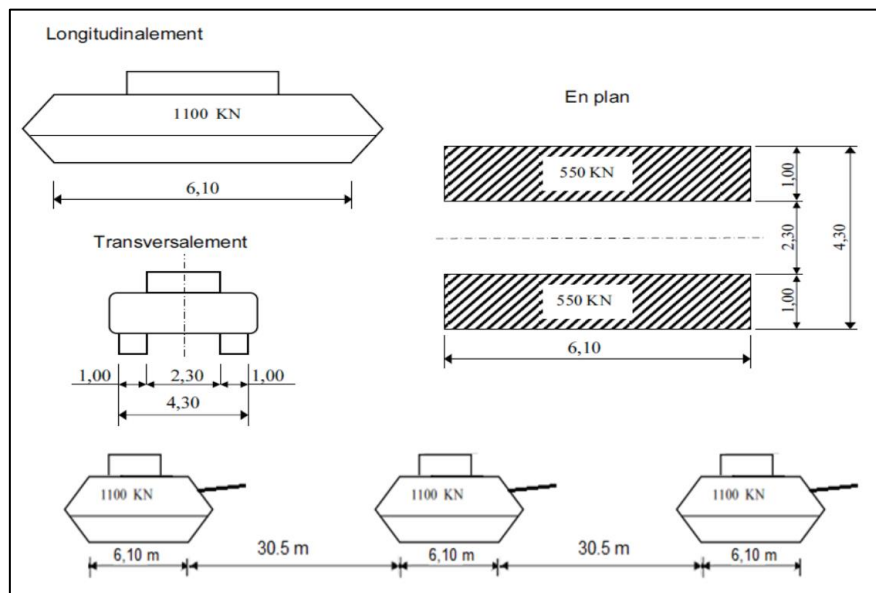


Figure III. 6 Système de chargement Mc120.

- Le rectangle d'impact de chaque chenille est uniformément chargé (2×550 KN).

- Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée. Les chenilles peuvent être disposées sur toute la largeur chargeable. Leur position est choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable.
- Dans le sens longitudinal, la distance entre deux véhicules successifs d'un convoi est au moins égale à 30,50 m entre les points de contact avec la chaussée (il en résulte que la distance minimale entre les axes des véhicules est de 36,60 m pour Mc120).

4. Système de charges convoi exceptionnel D240

Le convoi type D comporte une remorque de 3 éléments de 4 linges à 2 essieux de 2400 KN de poids total, ce poids est supposé uniformément réparti sur un rectangle de (3,2 m x 18,6 m).

La charge exceptionnelle n'est pas multipliée par le coefficient de majoration pour l'effet dynamique.

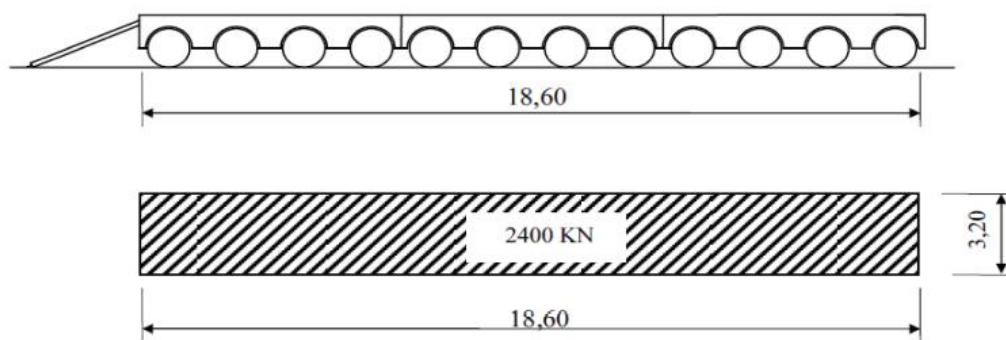


Figure III. 7 Système de chargement D240.

5. Coefficient de majoration dynamique

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient de majoration dynamique (δ) et le système de charge D240 n'est pas majoré vu ça lenteur (on considère comme une charge statique). Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

- **L** : longueur de l'élément considéré (m).
- **G** : Poids propre de l'élément de tablier (Poids propre + CPP).
- **S** : Charge maximale.

tableau III.13 Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique.

Système de charge	L (m)	G (KN)	S (KN)	δ
Bc	36	10 844.200	1920	1.074
Bt			768	1.059
Br			100	1.050
Mc120			1100	1.064

6. Efforts de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et B_c sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

- **Système de charge B_c**

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de **300 kN**.

- **Système de charge A**

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

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S} \quad S : \text{désigne la surface chargée (en m}^2\text{)}$$

N des voies	S (m ²)	A(l) (KN/m ²)	F (KN)
1	121.50	10.16	60.45
2	243.00	10.16	118.44
3	364.50	9.15	156.70
4	486.00	7.62	170.70

7. Les réactions du au charge

- **Poids propre :**

- Sur la culée : RG = 5 422.17 KN
- Sur la Pile : RG = 10 844.20 KN.

- **La surcharge de A(l) :**

Tableau III.14 La réaction de la surcharge de A(l) Pour une seule travée chargée.

Q A(l)	34.30 KN/ml	Une voie chargée
Q A(l)	68.60 KN/ml	Deux voies chargées
Q A(l)	92.61 KN/ml	Trois voies chargées
Q A(l)	102.90 KN/ml	Quatre voies chargées

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} ; \text{ avec } L = 72.2 \text{ m} \rightarrow A(l) = 6.59 \text{ KN/m}^2.$$

Tableau III.15 La réaction de La surcharge de A(l) Pour les deux travées chargées.

Q A(l)	23.05 KN/ml	Une voie chargée
Q A(l)	46.10 KN/ml	Deux voies chargées
Q A(l)	62.24 KN/ml	Trois voies chargées
Q A(l)	69.15 KN/ml	Quatre voies chargées

Donc :

- Sur la culée : $R_{A(l)} = q \times L/2 = 1852.20 \text{ KN}$
- Sur la Pile : $R_{A(l)} = q \times L = 2489.40 \text{ KN}$.

• **La surcharge de B_c :**

$R_{B_c} = R \cdot n \cdot b_c \cdot \delta$ avec R : la résultante de $= \sum q_i \times x_i / L$ et n : nombre de voix.

Tableau III.16 La réaction de La surcharge de B_c sur la culé

R	479.14 KN	
R_{bc}	608.65 KN	Une voie chargée
R_{bc}	1 124.21 KN	Deux voies chargées
R_{bc}	1 463.24 KN	Trois voies chargées
R_{bc}	1 647.04 KN	Quatre voies chargées

Tableau III.17 La réaction de La surcharge de B_c sur la pile

R	519.43 KN	
R_{bc}	659.83 KN	Une voie chargée
R_{bc}	1 218.74 KN	Deux voies chargées
R_{bc}	1 586.27 KN	Trois voies chargées
R_{bc}	1 785.53 KN	Quatre voies chargées

Donc on prend la valeur maximale :

- Sur la culée : $R_{B_c} = 1 647.04 \text{ KN}$
- Sur la Pile : $R_{B_c} = 1 785.53 \text{ KN}$

• **La surcharge de M_{c120} :**

- La réaction sur culée :

La résultante de M_{c120} :

$$R = q \times \delta (l' - 6.10/2) l' \quad \text{avec : } \delta = 1.064 \quad l' = 35 \text{ m}$$

$$= 1100 \times 1.064 (35 - 3.05) / 35 = 1 068.40 \text{ KN}$$

- Sur la pile :

$$R = q \times \delta (l' - ((6.1/4) - 0.55)) / l'$$

$$= 1100 \times 1.064 (35 - (1.525 - 0.55)) / 35 = 1101.01 \text{ KN}.$$

• **La surcharge de D_{240} :**

- Sur la culée :

$$R = q \times (l' - 18.6/2) l' = 2400 \times (35 - 9.3) / 35 = 1762.28 \text{ KN}.$$

- Sur la pile :

$$R = q \times (l' - (4.65 - 0.55)) / l' = 2400 \times (35 - (4.65 - 0.55)) / 35 = 2043.43 \text{ KN}.$$

III.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a calculé les charges et les surcharges que le pont doit supporter ainsi qu'on a déterminé les caractéristiques des matériaux utilisés.



CHAPITRE IV
REPARTITIONS
LONGITUDINALES
DES EFFORTS



CHAPITRE IV : REPARTITIONS LONGITUDINALES DES EFFORTS

IV.1 INTRODUCTION

Après l'évaluation des charges et surcharges dans le chapitre précédent, on va étudier dans ce chapitre les efforts longitudinaux consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

IV.2 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT

IV.2.1 Calcul du moment fléchissant dû à la charge permanente

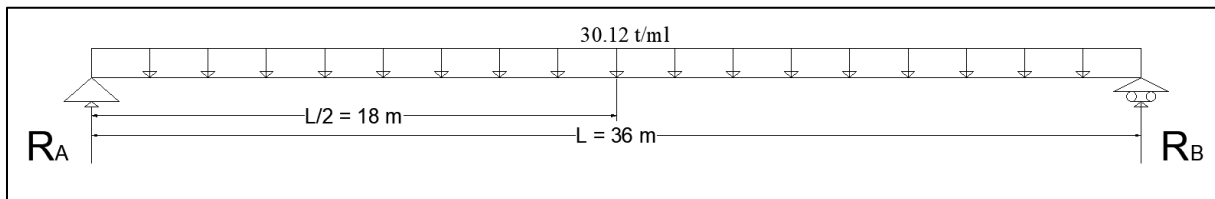


Figure IV. 1 Charge du moment uniformément répartie

- Calcul des réactions RA et RB :

$$R_A = R_B = G \times L/2 = 30.12 \times 36/2 \rightarrow R_A = R_B = 542.16 \text{ t}$$

- Calcul du moment fléchissant M à (x=L/2) :

$$M = G \times L^2/8 = 30.12 \times 36^2/8 \rightarrow M = 4897.44 \text{ t.m}$$

IV.2.2 Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge A (L)

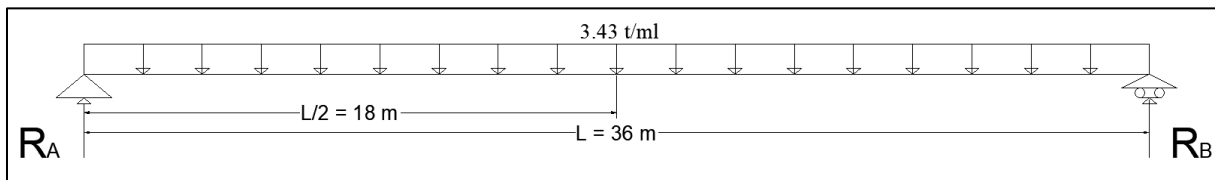


Figure IV. 2 Surcharge A(L) uniformément répartie

- Calcul des réactions RA et RB :

$$R_A = R_B = A(L)_{1v} \times L/2 = 3.43 \times 36/2 \rightarrow R_A = R_B = 61.74 \text{ t}$$

- Calcul du moment fléchissant M à (x=L/2) :

$$M_{1v} = A(L)_{1v} \times L^2/8 = 3.43 \times 36^2/8 \rightarrow M_{1v} = 555.66 \text{ t.m}$$

$$M_{2v} = A(L)_{2v} \times L^2/8 = 6.86 \times 36^2/8 \rightarrow M_{2v} = 1111.32 \text{ t.m}$$

$$M_{3v} = A(L)_{3v} \times L^2/8 = 9.261 \times 36^2/8 \rightarrow M_{3v} = 1500.28 \text{ t.m}$$

$$M_{4v} = A(L)_{4v} \times L^2/8 = 10.290 \times 36^2/8 \rightarrow M_{4v} = 1666.98 \text{ t.m}$$

IV.2.3 Calcul du moment fléchissant due à la surcharge B_c

La méthode pour déterminer le moment fléchissant est donnée par le théorème de Barré.

- **Théorème de BARRE**

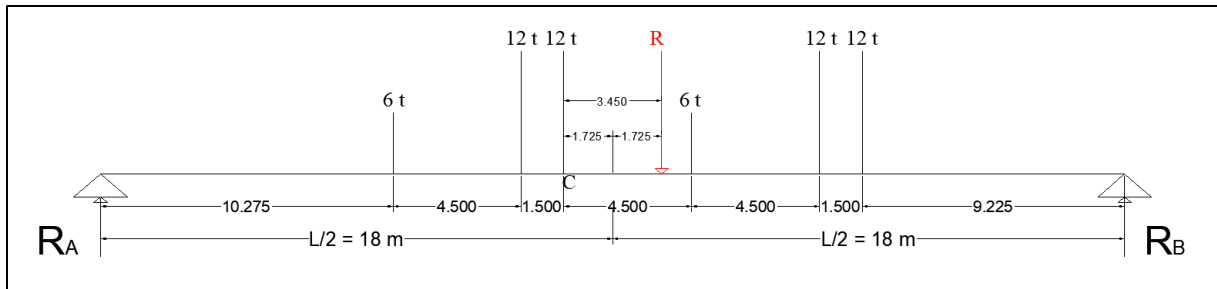


Figure IV. 3 Surcharge B_c.

$\Sigma M_{/O}=0$ avec $R = \Sigma P_i = 60$ t

$X_g = \frac{12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5}{60} \rightarrow X_g = 9.45$ m

$a = X_g - 6 = 9.45 - 6 \rightarrow a = 3.45$ m $\rightarrow a/2 = 1.725$ m

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$\Sigma M_{/A} = 0 \rightarrow 36R_B =$

$6 \times 10.275 + 12 \times 14.775 + 12 \times 16.275 + 6 \times 20.275 + 12 \times 25.275 + 12 \times 26.775 = 1180.5$ t.m

$R_A + R_B = 60$ t $\rightarrow R_B = 32.792$ t et $R_A = 27.208$ t

- Pour ce cas Le moment fléchissant maximum obtenu est positionné au droit de l'essieu de 12t (point c) qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre

$M_{max} = M_{/C} \rightarrow M_{max} = 27.208 \times 16.275 - 6 \times 6 - 12 \times 1.5 \rightarrow M_{max} = 388.810$ t.m

$M_{1file} = M_{max} \times \delta_{bc1} \times b_{c1} = 388.810 \times 1.059 \times 1.2 \rightarrow M_{1file} = 494.100$ t.m

$M_{2file} = M_{max} \times \delta_{bc2} \times b_{c2} = 388.810 \times 1.066 \times 1.1 \times 2 \rightarrow M_{2file} = 911.837$ t.m

$M_{3file} = M_{max} \times \delta_{bc3} \times b_{c3} = 388.810 \times 1.072 \times 0.95 \times 3 \rightarrow M_{3file} = 1187.892$ t.m

$M_{4file} = M_{max} \times \delta_{bc4} \times b_{c4} = 388.810 \times 1.074 \times 0.8 \times 4 \rightarrow M_{4file} = 1336.262$ t.m

IV.2.4 Calcul du moment fléchissant due à la surcharge B_t

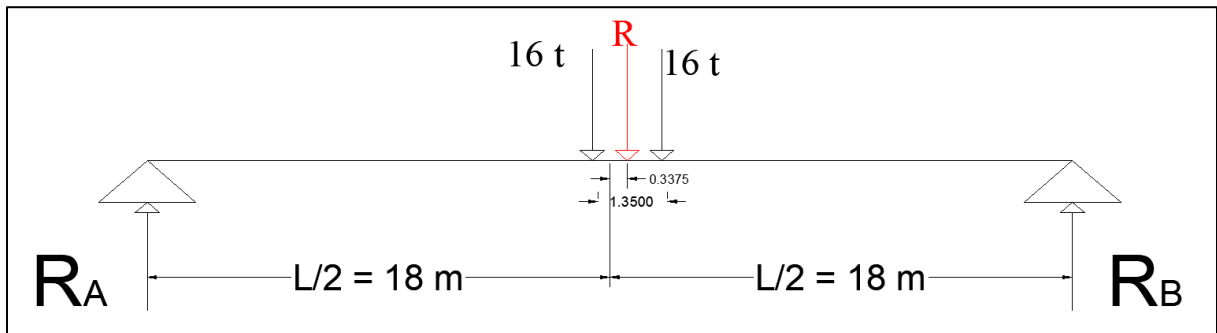


Figure IV. 4 Surcharge B_t

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$R_A + R_B = 32t$$

$$\Sigma M_{/A}=0 \rightarrow 36R_B = 16 \times 17.6625 + 16 \times 19.0125 = 586.8 \text{ t.m} \rightarrow R_B=16.3t \text{ et } R_A=15.7t$$

$$M_{\max}=M_{/C} \rightarrow M_{\max} = 15.7 \times 17.6625 \rightarrow M_{\max} = 277.301 \text{ t.m}$$

$$M_{1 \text{ tandem}}= M_{\max} \times \delta_{t1} \times b_{t1} = 277.301 \times 1.054 \times 1.2 \rightarrow M_{1 \text{ tandem}}= 350.730t.m$$

$$M_{2 \text{ tandem}}= M_{\max} \times \delta_{t2} \times b_{t2} = 277.301 \times 1.059 \times 1.2 \times 2 \rightarrow M_{2 \text{ tandem}}= 702.788 \text{ t.m}$$

IV.2.5 Calcul du moment fléchissant due à la surcharge B_r

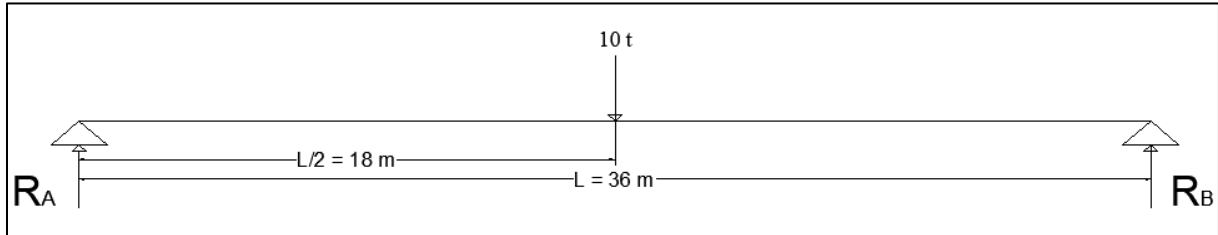


Figure IV. 5 Surcharge B_r à $L/2$

$$R_A = R_B = 10/2 = 5t$$

$$M_{\max}= 5 \times 17.5 \rightarrow M_{\max}= 90 \text{ t.m}$$

$$M_{br}=M_{\max} \times \delta_{br} = 90 \times 1.050 \rightarrow M_{br}=94.5 \text{ t.m}$$

IV.2.6 Calcul du moment fléchissant due à la surcharge M_{c120}

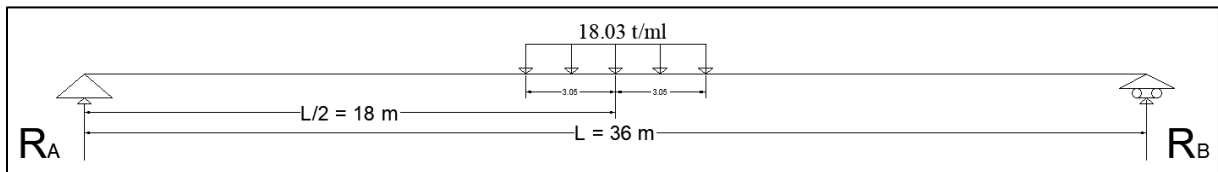


Figure IV. 6 Surcharge M_{c120} à $L/2$

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$R_A = R_B = 110/2 = 55t$$

$$M_{\max}= 55 \times 18 - 18.03 \times 3.05^2/2 \rightarrow M_{\max} = 906.138 \text{ t.m}$$

$$M_{c120}= M_{\max} \times \delta_{M_{c120}} = 906.138 \times 1.064 \rightarrow M_{c120}= 964.130 \text{ t.m}$$

IV.2.7 Calcul du moment fléchissant due à la surcharge D_{240}

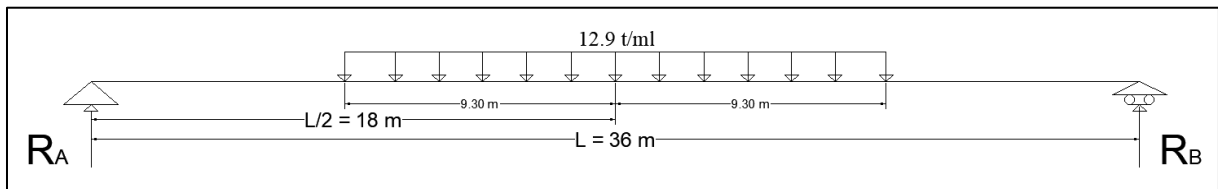


Figure IV. 7 Surcharge D_{240} à $L/2$

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$R_A = R_B = 240/2 = 120t$$

$$M_{\max}= 120 \times 18 - 12.9 \times 9.3^2/2 \rightarrow M_{\max}= 1602.140 \text{ t.m}$$

IV.3 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

IV.3.1 Calcul des efforts tranchants due à la charge permanente

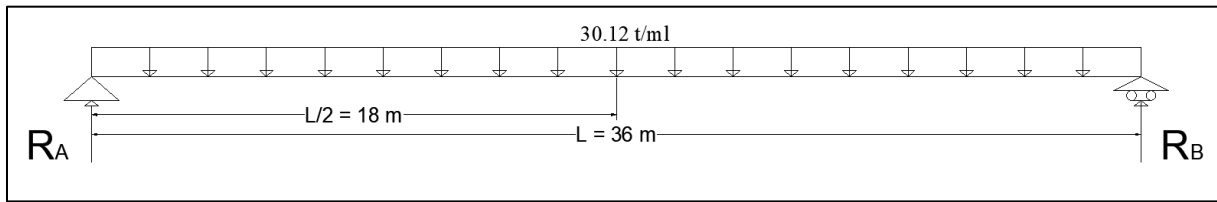


Figure IV. 8 Charge du moment uniformément répartie

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$R_A = R_B = G \times L/2 = 30.12 \times 36/2 \rightarrow R_A = R_B = 542.16t$$

- Calcul de l'effort tranchant à $X=0$:

$$T(X=0) = R_{\max} = 498.488t \rightarrow T(X=0) = 542.16 t$$

IV.3.2 Calcul des efforts tranchants due à la surcharge A(L)

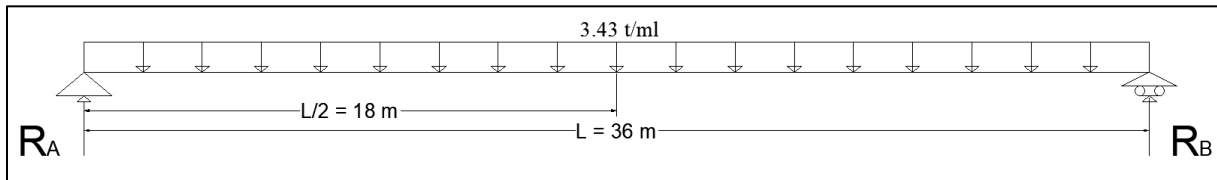


Figure IV. 9 Surcharge A(L) uniformément répartie

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$R_A = R_B = A(L)_{1v} \times L/2 = 3.43 \times 36/2 \rightarrow R_A = R_B = 61.74 t$$

- Calcul de l'effort tranchant à $X=0$:

$$T_{1v}(X=0) = A(L)_{1v} \times L/2 = 3.43 \times 36/2 \rightarrow T_{1v}(X=0) = 61.74 t$$

$$T_{2v}(X=0) = A(L)_{2v} \times L/2 = 6.86 \times 36/2 \rightarrow T_{2v}(X=0) = 123.48 t$$

$$T_{3v}(X=0) = A(L)_{3v} \times L/2 = 9.261 \times 36/2 \rightarrow T_{3v}(X=0) = 166.698 t$$

$$T_{4v}(X=0) = A(L)_{4v} \times L/2 = 10.290 \times 36/2 \rightarrow T_{4v}(X=0) = 185.22 t$$

IV.3.3 Calcul des efforts tranchants due à la surcharge Bc

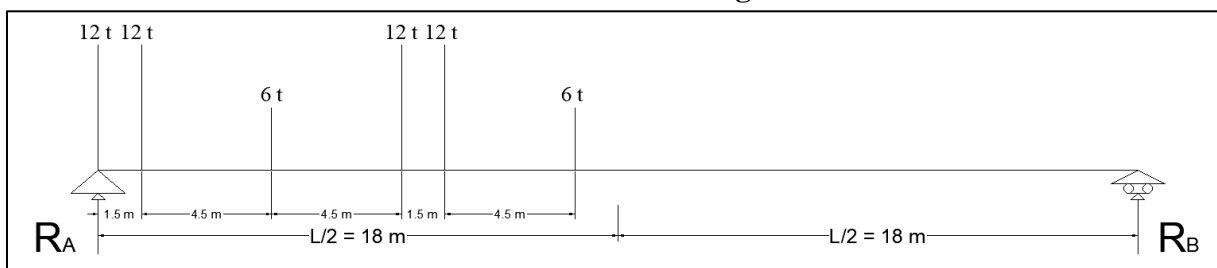


Figure IV. 10 Surcharge Bc à 0L

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$36R_B = 12 \times 1.5 + 6 \times 6 + 12 \times 10.5 + 12 \times 12 + 6 \times 16.5 = 423 \quad \text{et} \quad R_A + R_B = 60t$$

$$\rightarrow R_B = 11.75 t \quad \text{et} \quad R_A = 48.25 t \quad \rightarrow R_{\max} = R_A = 48.25t$$

- Calcul de l'effort tranchant à $X=0$:

$$T(X=0)_{1\text{fil}} = R_{1\text{fil}} \times \delta_{bc1} \times b_{c1} = 48.25 \times 1.059 \times 1.2 \quad \rightarrow T(X=0)_{1\text{fil}} = 61.316 t$$

$$T(X=0)_{2\text{fil}} = R_{2\text{fil}} \times \delta_{bc2} \times b_{c2} = 48.25 \times 1.066 \times 1.1 \times 2 \quad \rightarrow T(X=0)_{2\text{fil}} = 113.156 t$$

$$T(X=0)_{3\text{fil}} = R_{3\text{fil}} \times \delta_{bc3} \times b_{c3} = 48.25 \times 1.072 \times 0.95 \times 3 \quad \rightarrow T(X=0)_{3\text{fil}} = 147.413 t$$

$$T(X=0)_{4\text{fil}} = R_{4\text{fil}} \times \delta_{bc4} \times b_{c4} = 48.25 \times 1.074 \times 0.8 \times 4 \quad \rightarrow T(X=0)_{4\text{fil}} = 165.826 t$$

IV.3.4 Calcul des efforts tranchants due à la surcharge B_t

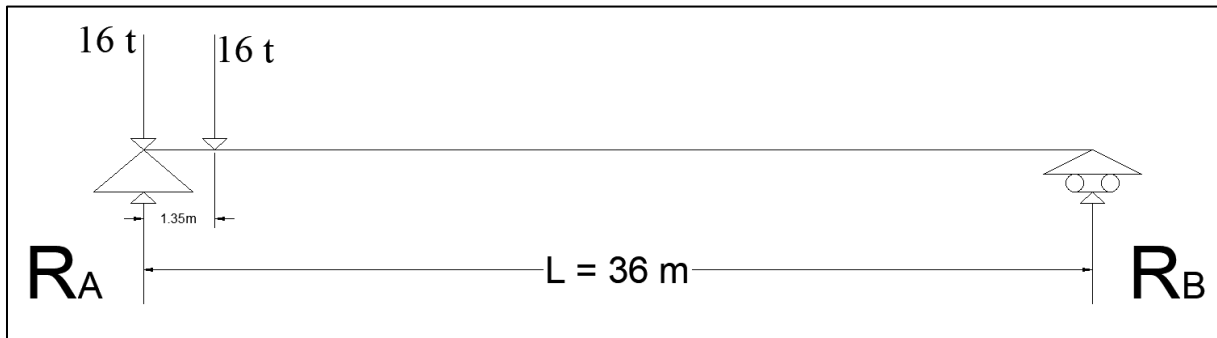


Figure IV. 11 Surcharge B_t à $0L$

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$36R_B = 16 \times 1.35 = 21.6 \quad \text{et} \quad R_A + R_B = 32 t$$

$$\rightarrow R_B = 0.6 t \quad \text{et} \quad R_A = 31.4 t \quad \rightarrow R_{\max} = R_A = 31.4 t$$

- Calcul de l'effort tranchant à $X=0$:

$$T(X=0)_{1 \text{ tandem}} = R_{\max} \times \delta_{t1} \times b_{t1} = 31.4 \times 1.054 \times 1.2 \quad \rightarrow T(X=0)_{1 \text{ tandem}} = 39.715 \text{ t.m}$$

$$T(X=0)_{2 \text{ tandem}} = R_{\max} \times \delta_{t2} \times b_{t2} = 31.4 \times 1.059 \times 1.2 \times 2 \quad \rightarrow T(X=0)_{2 \text{ tandem}} = 79.806 \text{ t.m}$$

IV.3.5 Calcul des efforts tranchants due à la surcharge B_r

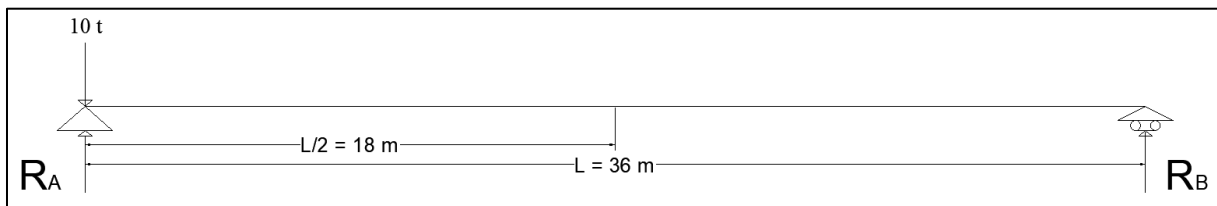


Figure IV. 12 Surcharge B_r à $0L$

$$T(X=0) = R_A \times \delta_{br} = 10 \times 1.051 \quad \rightarrow T(X=0) = 10.51t$$

IV.3.6 Calcul des efforts tranchants due à la surcharge M_{c120}

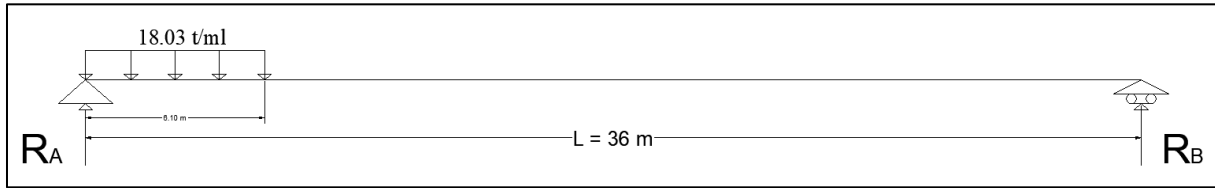


Figure IV. 13 Surcharge M_{c120} à 0L

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$36R_B = 110 \times 3.05 = 335.5 \quad \text{et} \quad R_A + R_B = 110\text{ t}$$

$$\rightarrow R_B = 9.32\text{ t} \quad \text{et} \quad R_A = 100.68\text{ t}$$

- Calcul de l'effort tranchant à $X=0$:

$$T(X=0)_{M_{c120}} = R_A \times \delta_{M_{c120}} = 100.68 \times 1.064 \rightarrow T(X=0)_{M_{c120}} = 107.124\text{ t}$$

IV.3.7 Calcul des efforts tranchants due à la surcharge D_{240}

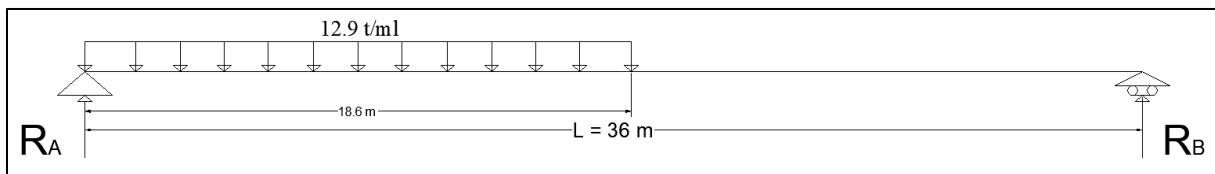


Figure IV. 14 Surcharge D_{240} à 0L

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$36R_B = 240 \times 9.3 = 2232 \quad \text{et} \quad R_A + R_B = 240\text{ t}$$

$$\rightarrow R_B = 62\text{ t} \quad \text{et} \quad R_A = 178\text{ t}$$

- Calcul de l'effort tranchant à $X=0$:

$$T(X=0)_{D_{240}} = R_A \rightarrow T(X=0)_{D_{240}} = 178\text{ t}$$

Tableau IV. 1 Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants dus aux charges et surcharges.

Charge et surcharges		Moments M (t.m)	Moment par poutre M_0 (t.m)	Efforts tranchants T(t)	Efforts tranchant par poutre $T_0(t)$
Charge permanente		4897.440	612.180	542.160	67.770
A(L)	1 voie	555.660	69.457	61.740	7.717
	2 voie	1111.320	138.915	123.480	15.435
	3 voie	1500.280	187.535	166.698	20.837
	4 voie	1666.980	208.372	185.220	23.152
Bc	1 file	494.100	61.762	61.316	7.664
	2 files	911.837	113.980	113.156	14.144
	3 files	1187.892	148.486	147.413	18.427
	4 files	1336.262	167.033	165.826	20.728
Bt	1 tandem	350.730	43.841	39.715	4.964
	2 tandems	702.788	87.848	79.806	9.975
Br		94.500	11.812	10.510	1.314
M_{c120}		964.130	120.516	107.124	13.390
D_{240}		1602.140	200.267	178.000	22.250

IV.4 CONCLUSION

- On remarque d'une manière générale que les charges qui ont données le maximum sont les charges permanentes et la surcharge $A(L)_{4v}$.
- Le moment maximum est situé à mi-travée.
- Les efforts tranchants maximaux sont localisés au niveau des appuis.



CHAPITRE V
REPARTITIONS
LONGITUDINALES
DES EFFORTS



CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSAL DES EFFORTS

V.1 INTRODUCTION

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il reste à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicités). Longitudinalement, la section est obtenue par application du théorème de Barré. Transversalement, la méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et la plus utilisée. Elle est développée par Guyon en 1946 et mise sous forme de tableaux numériques par Massonnet en 1954. Cette méthode de calcul est applicable lorsque la rigidité torsionnelle d'un pont ne peut être négligée c-à-d la section transversale est déformable et elle est largement employée dans les calculs des grillages formés par les poutres, entretoises et dalles, cet ensemble va former une dalle orthotrope.

Cette méthode consiste pour chaque effort, à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour différentes excentricités de charges ($e = +b ; + 3b/4 ; + b/2 ; + b/4 ; 0$) et pour les 9 sections de la largeur de dalles ($y = \pm b ; \pm 3b/4 ; \pm b/2 ; \pm b/4 ; 0$). On déplacera les surcharges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

Dans le cas des ponts à poutres multiples, la section d'étude sera imposée par la position de la poutre donc on trace les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charges et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

V.2 DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL

V.2.1 Définition des paramètres de calcul

- **Largeur active B** : le pont est constitué de 8 poutres ($n = 8$).

Donc la largeur active du pont sera : $2b = n \times b_1 = \rightarrow 2b = 8 \times 2 = 16.20 \text{ m} \rightarrow b = 8\text{m}$

b1 : distance entre axe entre les poutres ($b_1 = 2 \text{ m}$)

- **Position active des poutres :**

Tableau V. 1 Valeur des positions actives des poutres

Position	X ₀	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄
valeur	0	2	4	6	8

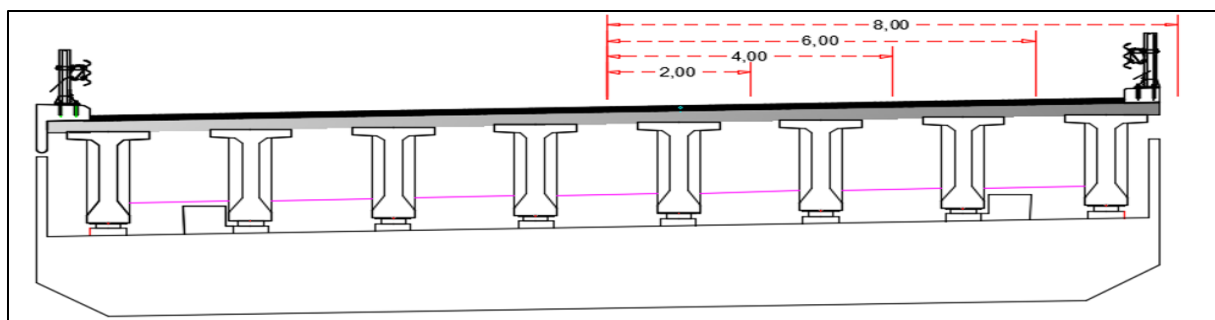


Figure V. 1 Positions actives des poutres.

V.2.2 Les caractéristiques géométriques

Avec l'autocade on a conclu les inerties des sections :

V.2.2.1 Pour l'inerties de la poutre

$$I_p = I_0 + \frac{8}{3\pi} (I_m - I_0)$$

I_0 : moment d'inertie de la section d'about avec hourdis = 0.588 m⁴

I_m : moment d'inertie de la section a mi – travée = 0.722 m⁴

$$\rightarrow I_p = 0.588 + (8(0.722-0.588) / 3\pi) = \mathbf{0.702 \text{ m}^4}$$

- G : Module de cisaillement (module de déformation transversale) :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 13401.747 \text{ MPa}$$

- E : module de déformation longitudinal du béton (module de Young) :

$$E = 1100^3 \sqrt{35} = 33333.333 \text{ MPa}$$

- ν : coefficient de poisson égal à 0.2.

V.2.2.2 Rigidité flexionnelle de la poutre

$$\rho_p = (E I_p / b l) = 32164.195 \times 0.702 / 2 = \mathbf{11\ 289.632 \text{ MN.m}}$$

V.2.2.3 Rigidité flexionnelle de la dalle

$\rho_E = \rho_D = E \times I_D / b$ et b en 1ml

$$I_D = L_1 \times d^3 / 12 = (1 \times (0.25^3)) / 12 = 1.3 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$L_1 = 1 \text{ m}$ (distance entre axe d'entretoise).

$$b_1 = 2 \text{ m} ; d = 0.25 \text{ m}$$

$$\rho_E = \rho_D = 1.3 \times 10^{-3} \times E = 1.3 \times 10^{-3} \times 32164.195 = \mathbf{41.88 \text{ MN.m}}$$

V.2.3 Paramètre d'entretoisement Θ

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\left(\frac{\rho_p}{\rho_D}\right)}$$

$b = 8 \text{ m}$ (largeur active).

$l = 36 \text{ m}$ (longueur de la poutre).

$\rho_D = 41.88 \text{ MN.m}$ (Rigidité flexionnelle de la dalle).

$\rho_p = 11\ 289.632 \text{ MN.m}$ (Rigidité flexionnelle de la poutre).

$$\Theta = \frac{8}{36} \sqrt[4]{\frac{11289.632}{41.88}} = 0.9 \quad \mathbf{\theta = 0.9}$$

V.2.4 Paramètre de torsion α

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

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_e}} \quad \mathbf{0 \leq \alpha \leq 1}$$

V.2.4.1 Rigidité torsionnelle de la dalle γ_e

$$C_E = 2 \times G \times I_e = 2 \times 0,4166 E \times I_e$$

$$I_e = I_D = 130208.33 \text{ cm}^4 \text{ alors : } C_E = 2 \times 13401.747 \times 130208.33 \times 10^{-8} = 34.9 \text{ MN.m}^2$$

$$\gamma_e = 34.9 \text{ MN.m}$$

V.2.4.2 Rigidité torsionnelle de la poutre γ_p

$$\gamma_p = C_p/b_1 \quad \text{Telle que : } b_1 = 200 \text{ cm}$$

Calcul de la section simplifiée :

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

$$S1 = 1.15 \times 0.15 + 0.02 \times 0.35 + 0.1 \times 0.1 + 0.25 \times 0.12 + 2 \times 0.02 \times 0.1 = 0.225 \text{ m}^2$$

Largeur de la table : 1.15 m

$$h1 = S1/1.15 = 0.225 / 1.15 = 0.1956 \text{ m} = 19.56 \text{ cm}$$

- **Section du Talon S2**

$$S2 = 0.6 \times 0.15 + 0.18 \times 0.3 + 0.3 \times 0.25 = 0.219 \text{ m}^2$$

$$\text{Largeur du talon } h2 = S2 / 0.6 = 0.219 / 0.6 = 0.365 \text{ m} = 36.5 \text{ cm}$$

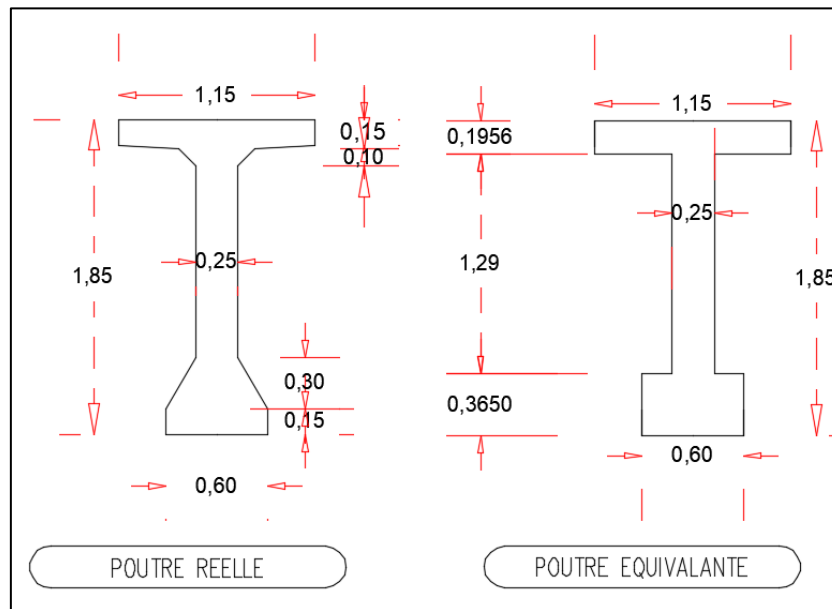


Figure V. 2 Section équivalente

$$C_p = G / 3 \times [\sum b_i h_i + (b \times h^3 / 2)]$$

$$C_p = G/3 \times [1.15 \times 0.1956^3 + 1.29 \times 0.25^3 + 0.6 \times 0.365^3 + (2 \times 0.25^3) / 2] = 0.1026G$$

$$C_p = 1375.02 \text{ MN.m}^2$$

$$\gamma_p = C_p/b_1 \text{ alors } \gamma_p = 1375.02 / 2 = 687.51 \text{ MN.m}$$

$$\alpha = \frac{687.51 + 34.9}{2 \times \sqrt{11289.632 \times 41.88}}$$

$$\alpha = 0.525$$

V.3 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS

V.3.1 Tableau donnant le moment fléchissant pour $x = 0.50L$

Tableau V. 2 Valeur de moment fléchissant des charges et surcharges a $x = 0.5 L$.

Charges et surcharges		Valeur (KN/m ²)	Moment fléchissant max $M_{L/2}$ (KN.m)	Moment fléchissant max par poutre M_0 (KN.m)	
Charge Permanente	G	301.229	48 974.40	6 121.80	
Surcharge A(L)	A ₁ (L) Une voies	34.30	5 556.60	694.57	
	A ₂ (L) Deux voies	68.60	11 113.20	1 389.15	
	A ₃ (L) Trois voies	92.61	15 002.80	1 875.35	
	A ₄ (L) Quatre voies	102.90	16 669.80	2 083.72	
Surcharge B	Bc	Une voies	720	4 941.00	617.62
		Deux voies	1320	9 118.37	1 139.80
		Trois voies	1710	11 878.92	1 484.86
		Quatre voies	1920	13 362.62	1 670.33
	Bt	Un tandem	384	3 507.30	438.41
		Deux tandems	768	7 027.88	878.48
	Br	100	945.00	118.12	
Convoi	MC120	1200	9 641.30	1 205.16	
	D240	2400	16 021.40	2 002.67	

V.3.2 Coefficient de répartition transversale K

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

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

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

- Si $0 \leq \theta \leq 0,3$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.05}$
- Si $0,3 \leq \theta \leq 1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^\beta$
- Si $1 \leq \theta \leq 2$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.5}$

Où $\beta = 1 - (0.65^{-\theta} - 0.66)$

D'après les calculs qu'on a affectés ci-dessus, on peut mentionner notre cas est le deuxième : $\theta = 0.9$ et $\alpha = 0.525$

$$\rightarrow \beta = 1 - (0.65^{-0.9} - 0.665) = 1 - (0.65^{-0.9 \times 0.665}) = \mathbf{0.4134}$$

D'après les tableaux de « Guyon Massonnet » et pour $\theta = 0.9$ et α entre 0 et 1 on a trouvé les tableaux suivants :

Tableau V. 3 Valeur de K0 et K1 pour $\theta = 0.90$

Théta=0.90		Alfa=0=> K0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.4715	0.2749	1.0436	1.7771	2.1592	1.7771	1.0436	0.2749	-0.4715
b/4	-0.5493	-0.0646	0.47	1.107	1.7771	2.1334	1.7309	0.9565	0.1129
b/2	-0.4042	-0.1851	0.0792	0.47	1.0436	1.7309	2.198	2.0203	1.5843
3b/4	-0.1919	-0.2028	-0.1851	-0.0646	0.2749	0.9565	2.0203	3.2519	4.2579
b	0.0299	-0.1919	-0.4042	-0.5493	-0.4715	0.1129	1.5843	4.2579	8.0034

Théta=0.90		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.5452	0.7119	0.9631	1.2903	1.5028	1.2903	0.9631	0.7119	0.5452
b/4	0.3155	0.4335	0.6224	0.9164	1.2903	1.5534	1.3996	1.138	0.9359
b/2	0.1864	0.2663	0.3987	0.6224	0.9631	1.3996	1.7493	1.7094	1.5677
3b/4	0.1166	0.1722	0.2663	0.4335	0.7119	1.138	1.7094	2.2658	2.518
b	0.0762	0.1166	0.1864	0.3155	0.5452	0.9359	1.5677	2.518	3.771

V.3.2.1 Calcul de $K\alpha$

Pour $\alpha = 0,525$ et $\Theta = 0,9$, on utilise la méthode de Sattler $K\alpha = K0 + (K1 - K0)$ et $\beta = 0,4134$; $\alpha\beta = 0.766615$; On prend un exemple pour la valeur ($y = -b$; $e = 0$)

$$K\alpha = K0 + (K1 - K0) = -0.4715 + (0.5452 - (-0.4715)) \times 0,766615 = \mathbf{0.30744}$$

Tableau V. 4 Valeur de $K\alpha$ pour $\theta = 0,9$ et $\alpha = 0.525$.

Théta=0.90		Alfa=0,525=> K0,525							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,307444795	0,609707589	0,981924918	1,404138137	1,656299082	1,404138137	0,981924918	0,609707589	0,307444795
b/4	0,113266596	0,317019359	0,586761273	0,960971793	1,404138137	1,689032949	1,477074476	1,095556241	0,743441523
b/2	0,048288242	0,16074015	0,323984953	0,586761273	0,981924918	1,477074476	1,854228455	1,782103938	1,571581909
3b/4	0,044457302	0,084506283	0,16074015	0,317019359	0,609707589	1,095556241	1,782103938	2,496399398	2,924875461
b	0,065372749	0,044457302	0,048288242	0,113266596	0,307444795	0,743441523	1,571581909	2,924875461	4,760746366

Tableau V. 5 Valeur de $K\alpha$ pour chaque poutre

Théta=0.9		Alfa=0.525=> K0,525							
Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre1 Y=1m	0,210355696	0,463363474	0,784343096	1,182554965	1,53021861	1,546585543	1,229499697	0,852631915	0,525443159
Poutre2 Y=3m	0,080777419	0,238879755	0,455373113	0,773866533	0,773866533	1,583053713	1,665651466	1,43883009	1,157511716
Poutre3 Y=5m	0,046372772	0,122623217	0,242362552	0,451890316	0,795816254	1,286315359	1,818166197	2,139251668	2,248228685
Poutre4 Y=7m	0,054915026	0,064481793	0,104514196	0,215142978	0,458576192	0,919498882	1,676842924	2,71063743	3,842810914

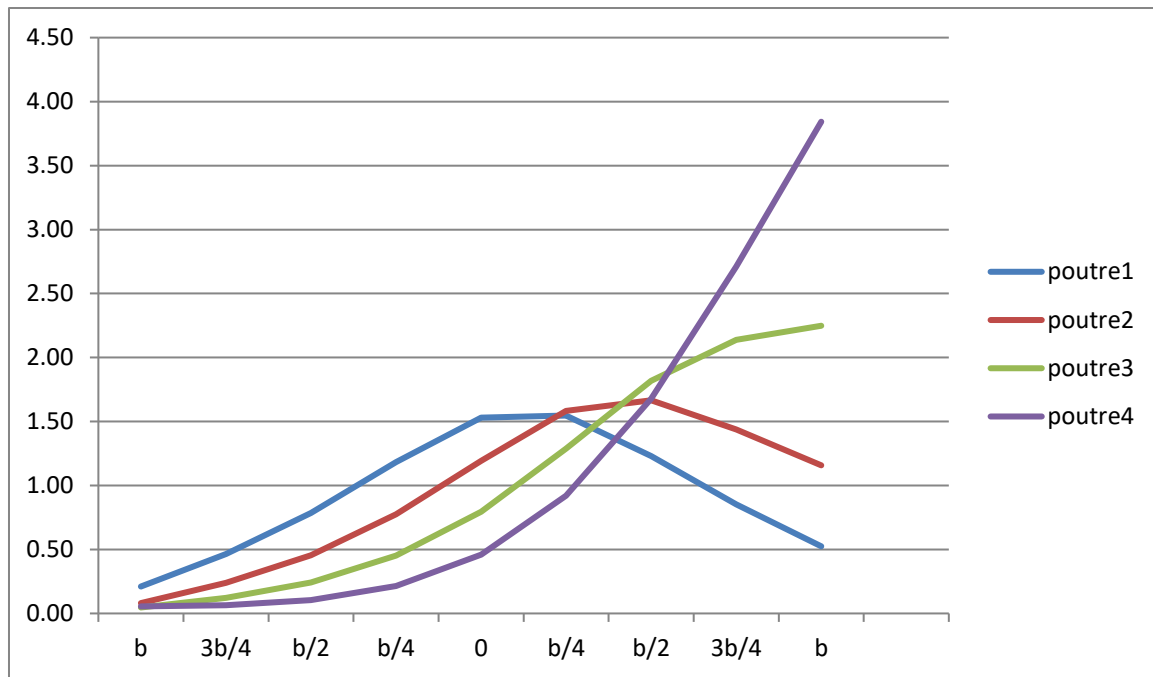


Figure V. 3 Représentation de K_{α} pour chaque poutre

V.3.2.2 Calcul de K_{amoy}

Pour ce calcul on distingue deux types de charges :

- **Surcharges surfaciques :**

Les surfaces sont calculées à partir de l'Autocade et K_{amoy} est calculé par la formule suivante :

$$K_{amoy} = S / L$$

S : les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et le linge d'influence.

L : la largeur des voies

NB : les surfaces et les distance sont calculé en utilisant le logiciel AUTOCAD

- **Surcharges A(L)**

➤ La première poutre :

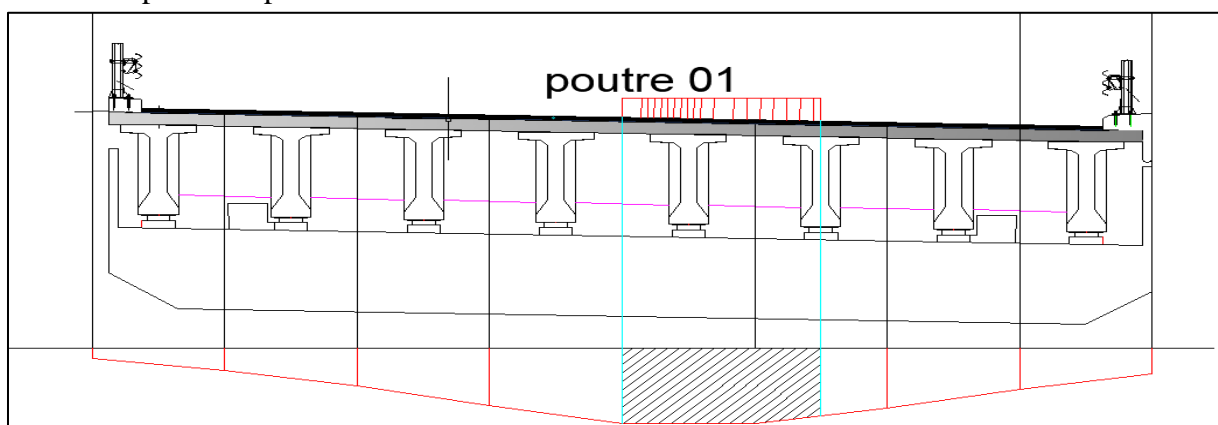


Figure V. 4 Surface de la surcharge AL pour une voie

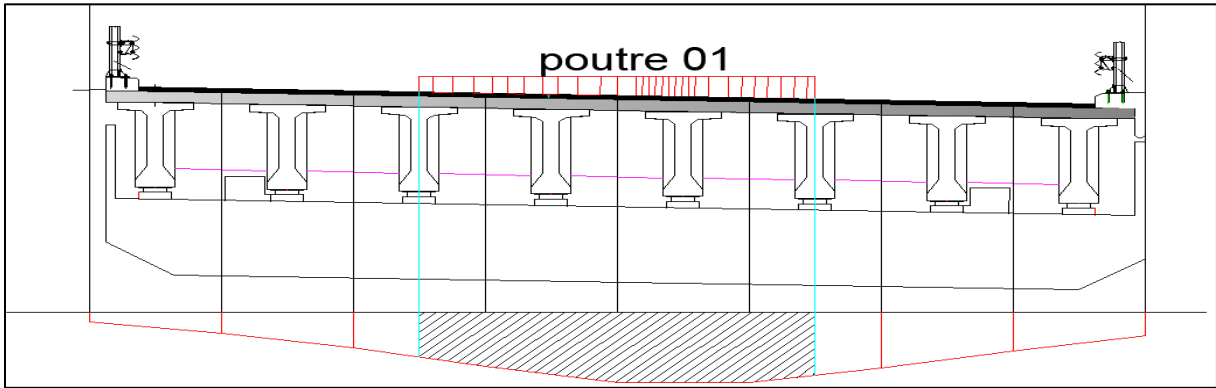


Figure V. 5 Surface de la surcharge AL pour deux voies

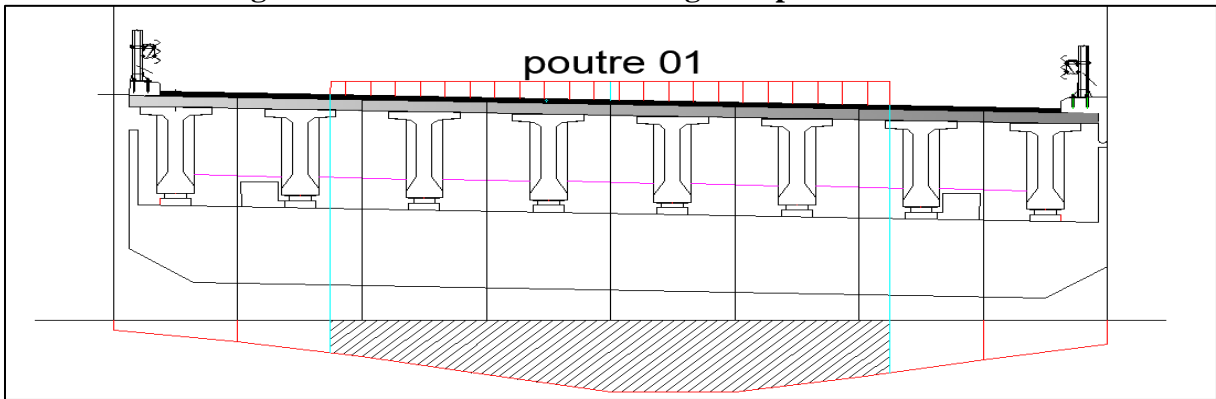


Figure V. 6 Surface de la surcharge AL pour trois voies

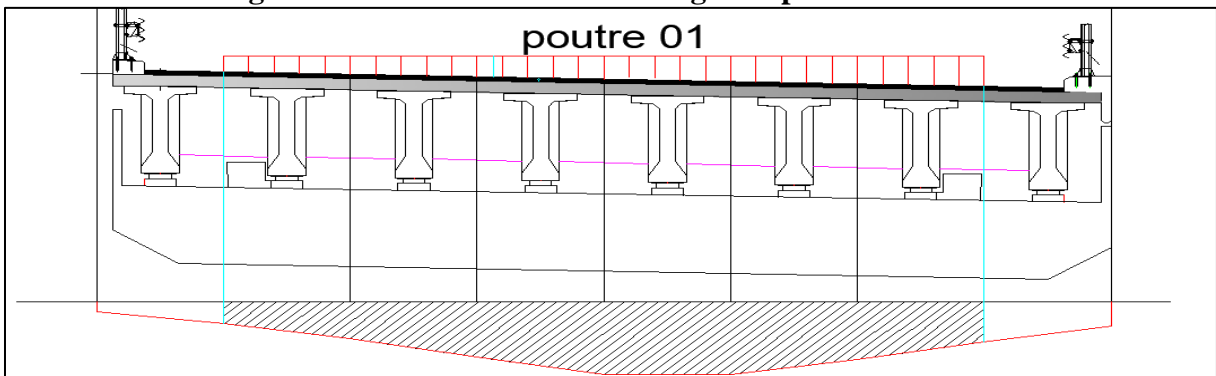


Figure V. 7 Surface de la surcharge AL pour quatre voies

On résume les valeurs de K_{amoy} pour toutes les poutres dans les tableaux suivant :

Tableau V. 6 Valeur de K_{amoy} pour la poutre 1

Poutre 1		Surface (m ²)	Largeur de la voie	K_{amoy}
A(L)	Une voie	4,56	3,00	1,52
	Deux voies	8,38	6,00	1,397
	Trois voies	11,52	9,00	1,28
	Quatre voies	13,89	12,00	1,157

Tableau V. 7 Valeur de K_{amoy} pour la poutre 2

Poutre 2		Surface (m ²)	Largeur de la voie	K_{amoy}
A(L)	Une voie	3,96	3,00	1,32
	Deux voies	6,20	6,00	1,033
	Trois voies	9,397	9,00	1,044
	Quatre voies	12,18	12,00	1,015

Tableau V. 8 Valeur de K_{amoy} pour la poutre 3

Poutre 3		Surface (m ²)	Largeur de la voie	K_{amoy}
A(L)	Une voie	3,5	3,00	1,16
	Deux voies	5,15	6,00	0,86
	Trois voies	8,15	9,00	0,94
	Quatre voies	11,45	12,00	0,95

Tableau V. 9 Valeur de K_{amoy} pour la poutre 4

Poutre 4		Surface (m ²)	Largeur de la voie	K_{amoy}
A(L)	Une voie	2,48	3,00	0,826
	Deux voies	3,34	6,00	0,556
	Trois voies	5,89	9,00	0,644
	Quatre voies	9,52	12,00	0,793

- Surcharge Bc :

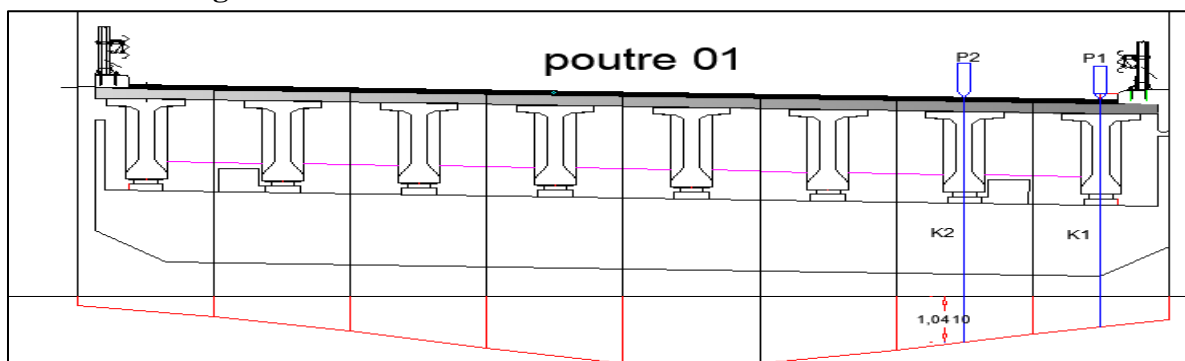


Figure V. 8 Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour une voie

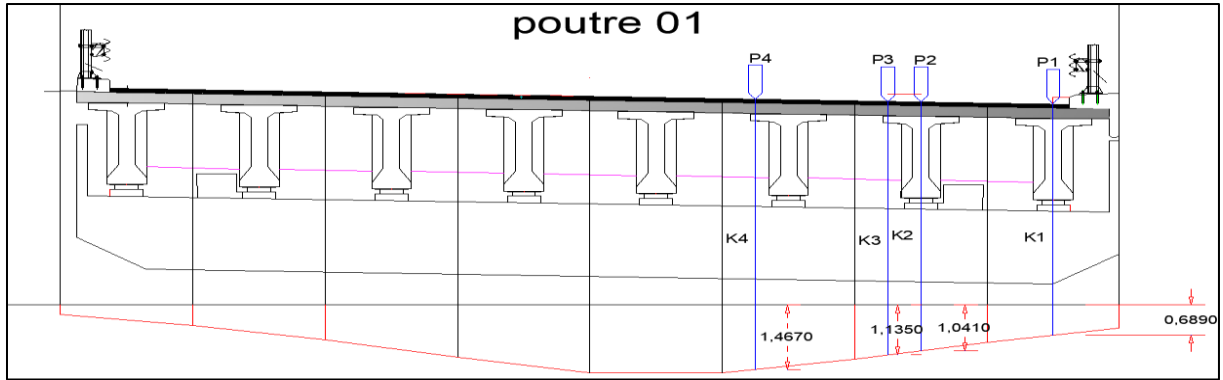


Figure V. 9 Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour deux voies

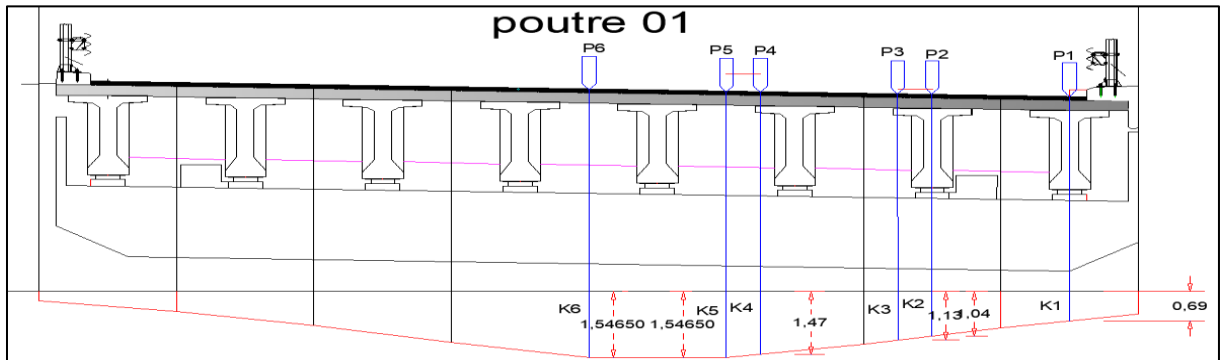


Figure V. 10 Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour trois voies

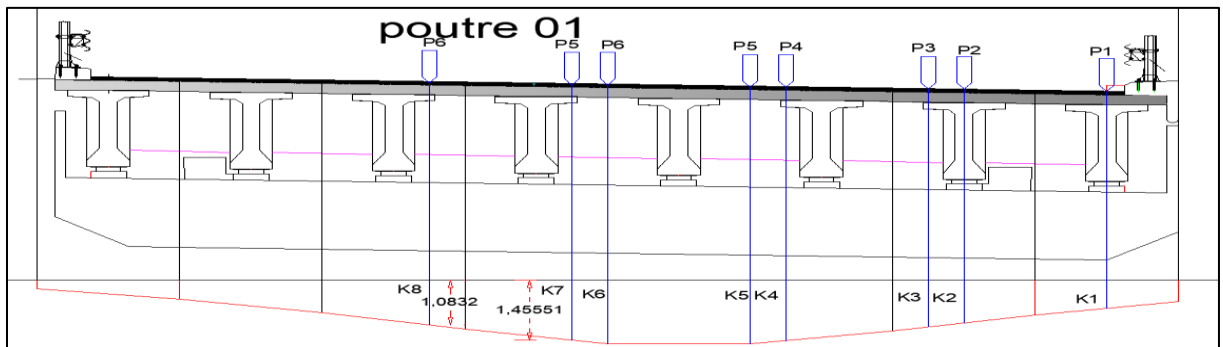


Figure V. 11 Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour quatre voies

On résume les valeurs de K_{amoy} pour toutes les poutres dans le tableau suivant :

Tableau V. 10 Valeur de K_{amoy} pour chaque poutre sous charge Bc

Valeur de K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	K_{amoy} Poutre 1	K_{amoy} Poutre 2	K_{amoy} Poutre 3	K_{amoy} Poutre 4
Pour une voie								
K1	0,689	1,298	2,193	3,276	0,865	1,6385	2,086	2,7345
K2	1,041	1,552	1,979	2,193				
Pour deux voies								
K1	0,689	1,298	2,193	3,276	1,083	1,515	1,87275	2,1285
K2	1,041	1,552	1,979	2,193				
K3	1,135	1,608	1,899	1,936				
K4	1,467	1,603	1,420	1,109				

Pour trois voies								
K1	0,689	1,298	2,193	3,276	1,2373	1,4028	1,5955	1,6485
K2	1,041	1,552	1,979	2,193				
K3	1,135	1,608	1,899	1,936				
K4	1,467	1,603	1,420	1,109				
K5	1,546	1,582	1,286	0,919				
K6	1,546	0,774	0,796	0,458				
Pour quatre voies								
K1	0,689	1,298	2,193	3,276	1,24525	1,231875	1,3353	1,309375
K2	1,041	1,552	1,979	2,193				
K3	1,135	1,608	1,899	1,936				
K4	1,467	1,603	1,420	1,109				
K5	1,546	1,582	1,286	0,919				
K6	1,546	0,774	0,796	0,458				
K7	1,455	0,774	0,710	0,397				
K8	1,083	0,664	0,400	0,187				

➤ **Surcharge Bt :**

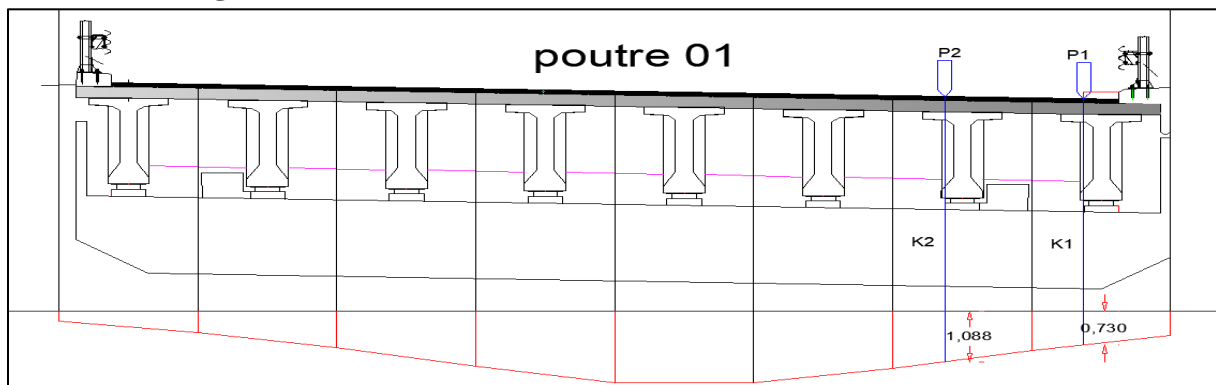


Figure V. 12 Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bt pour un tandem

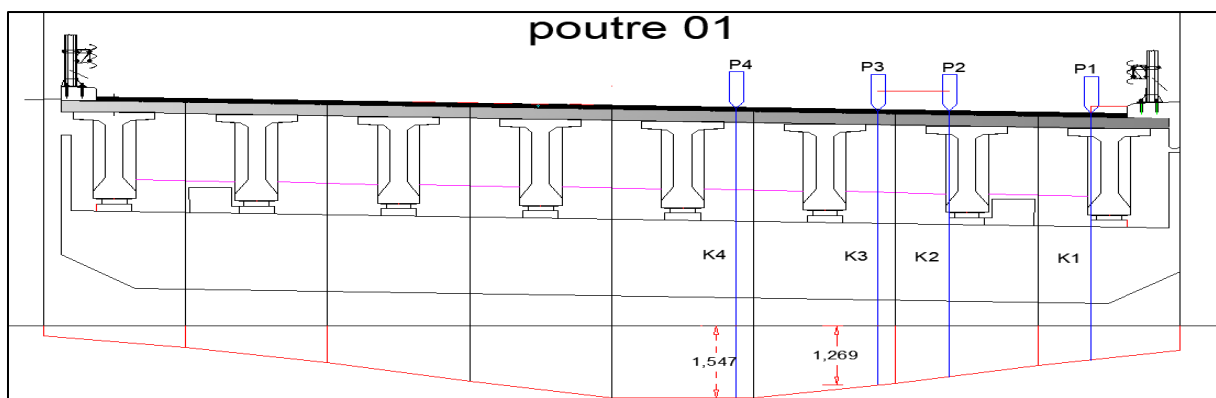


Figure V. 13 Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bt pour deux tandems

On résume les valeurs de K_{amoy} dans le tableau suivant :

Tableau V. 11 Valeur de K_{amoy} pour chaque poutre sous charge B_t

Valeur de K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	K_{amoy} Poutre 1	K_{amoy} Poutre 2	K_{amoy} Poutre 3	K_{amoy} Poutre 4
Pour un tandem								
K1	0,730	1.333	2,180	3,135	0.909	1,457	2,0595	2,5995
K2	1,088	1,581	1,939	2,064				
Pour deux tandems								
K1	0,730	1.333	2,180	3,135	1,1585	1,51275	1,774	1,91075
K2	1,088	1,581	1,939	2,064				
K3	1,269	1,655	1,752	1,582				
K4	1,547	1,482	1,225	0,862				

➤ **Surcharge Mc120 :**

On fixe la largeur avec une valeur de $L= 2\text{ m}$

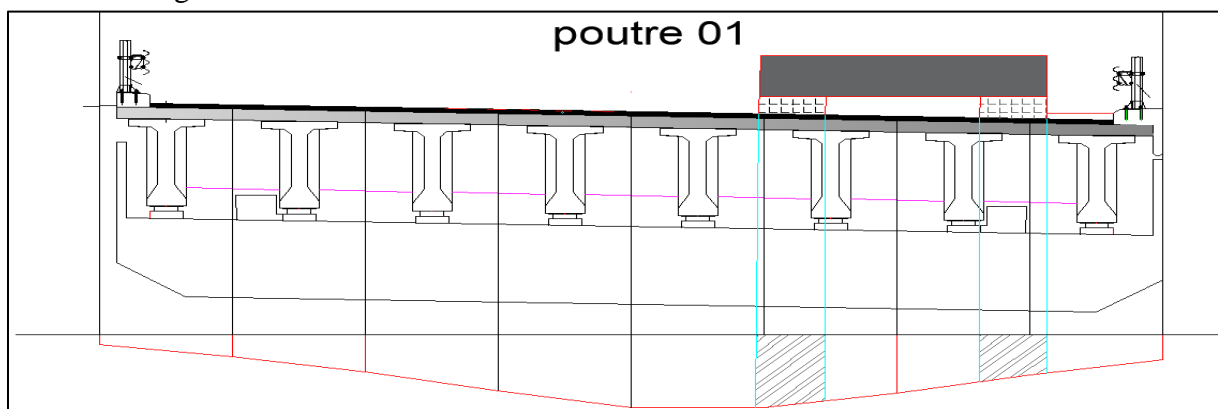


Figure V. 14 Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Mc120

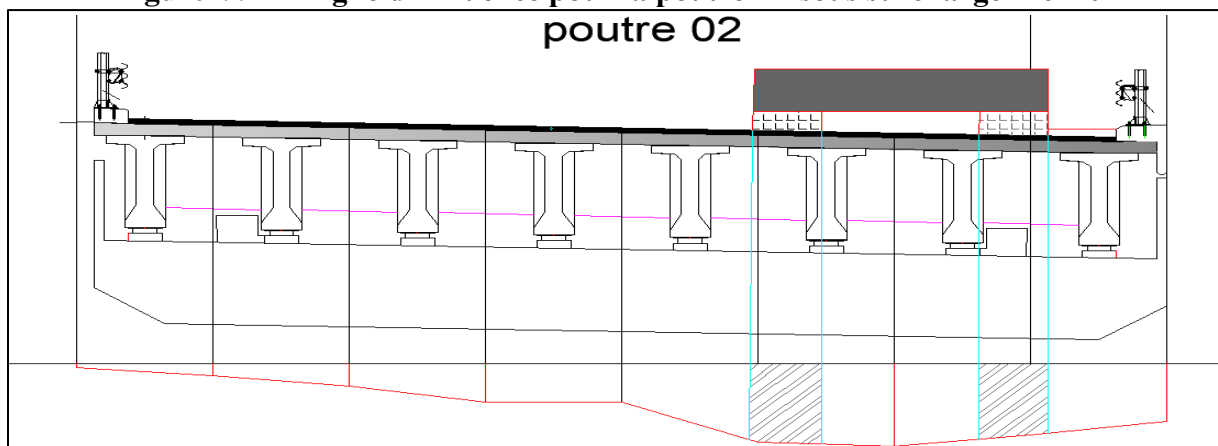


Figure V. 15 Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Mc120

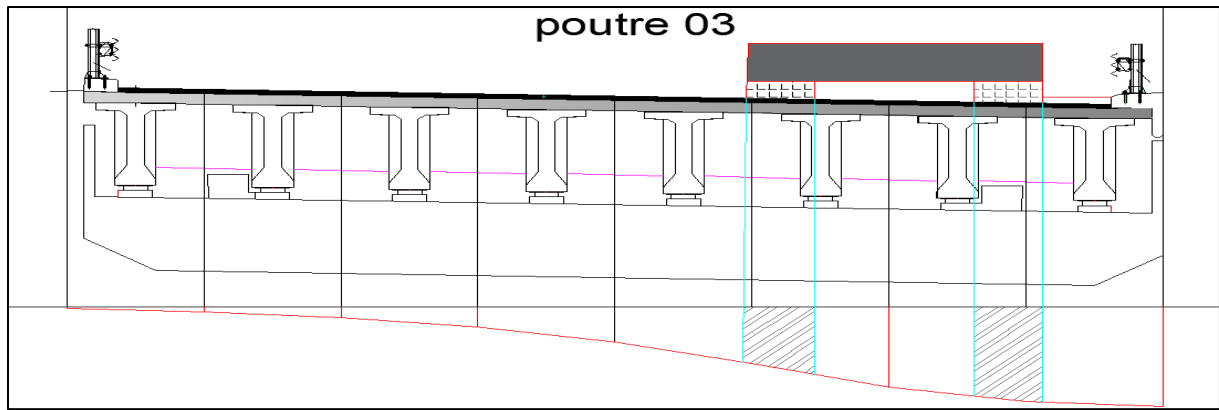


Figure V. 16 Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge Mc120

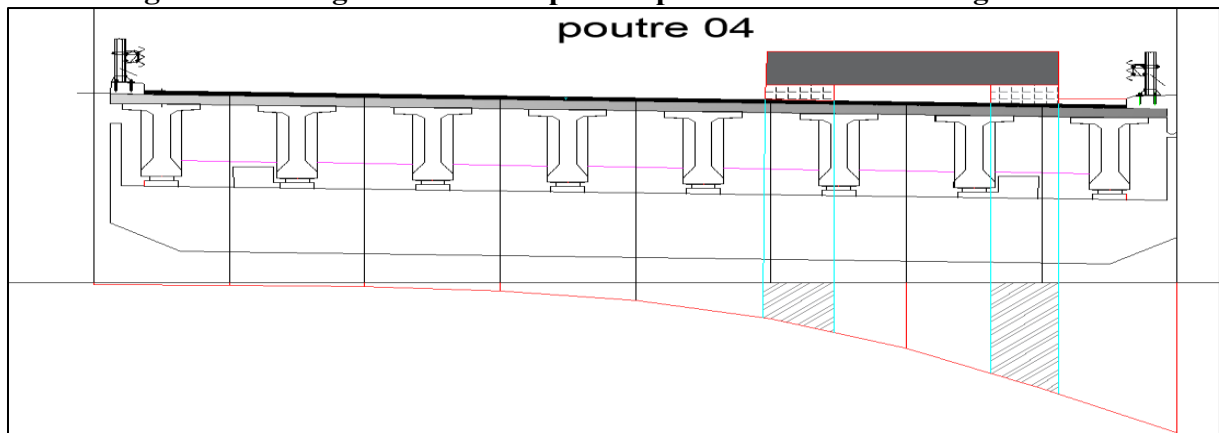


Figure V. 17 Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge Mc120

Tableau V. 12 Valeur de K_{amoy} pour chaque poutre sous charge Mc120.

Poutres	Surface (m ²)	Largeur (m)	K_{amoy}
Poutre 1	2,465	2	1,2325
Poutre 2	3,156	2	1,578
Poutre 3	3,572	2	1,786
Poutre 4	3,722	2	1,861

➤ **Surcharge D240 :**

On fixe la largeur avec une valeur de $L= 3.2$ m

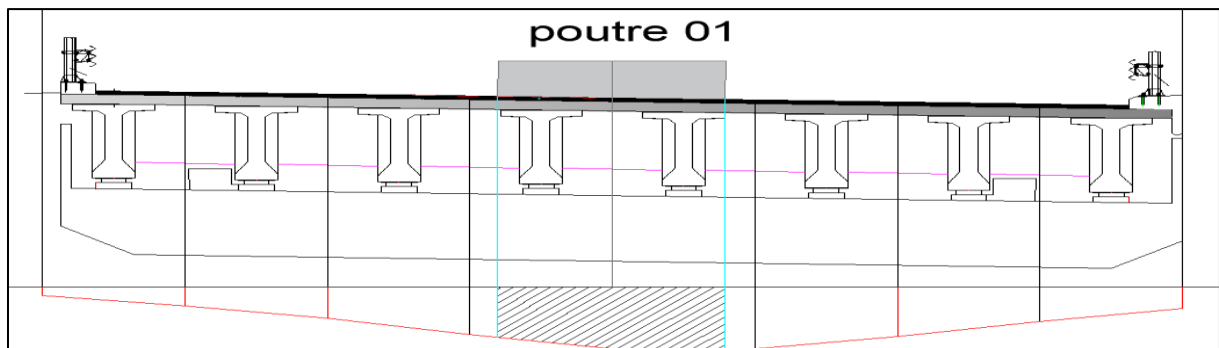


Figure V. 18 Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge D240

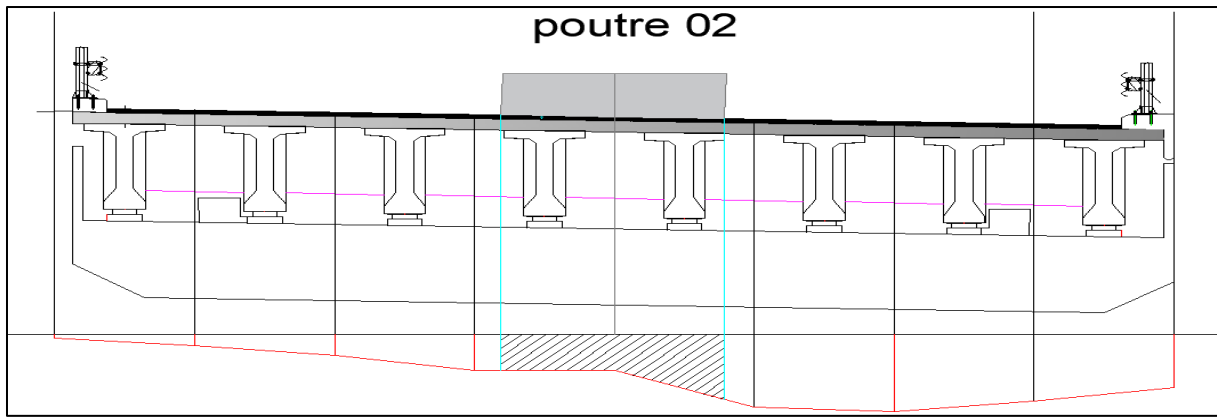


Figure V. 19 Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge D240

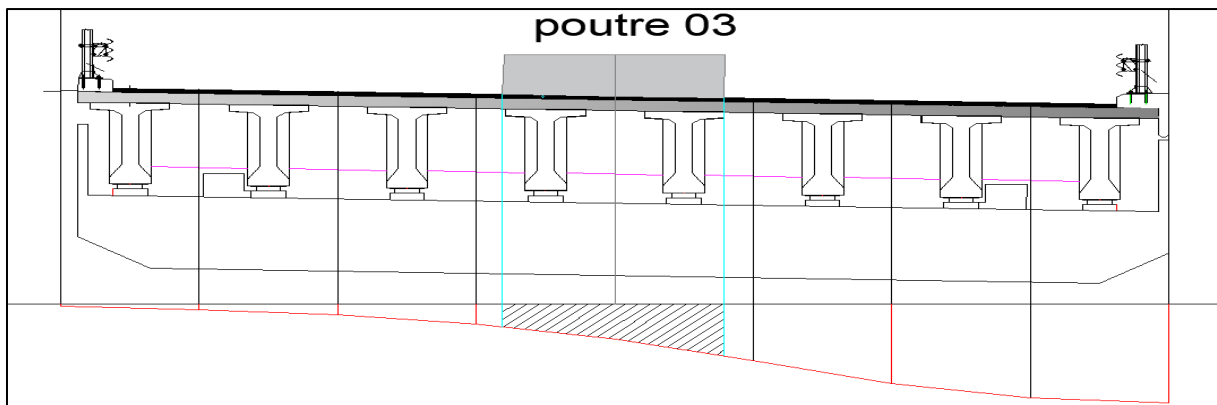


Figure V. 20 Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge D240

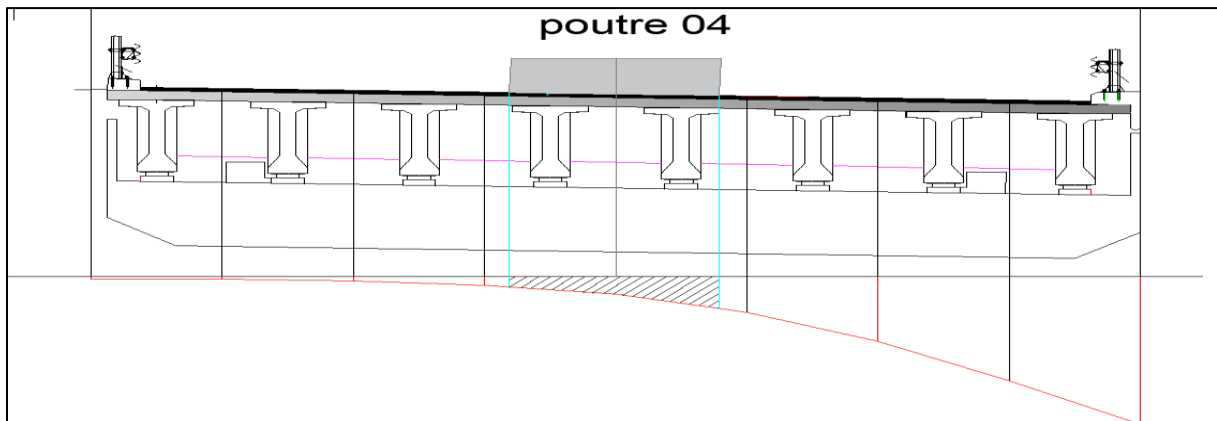


Figure V. 21 Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge D240

Figure V. 22 Valeur de K_{amoy} pour chaque poutre sous charge D240

Poutres	Surface (m ²)	Largeur (m)	K_{amoy}
Poutre 1	4,821	3,2	1,51
Poutre 2	4.327	3,2	1.35
Poutre 3	3.856	3,2	1.21
Poutre 4	2.797	3,2	0.87

V.3.3 Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à (X = 0.5L)

Le calcul du moment longitudinal réparti de chaque poutre et chaque système de chargement on multiplier le coefficient K_{amoy} par le moment longitudinal moyen (M_0 de chaque poutre).

- $M_{réel} = K_{amoy} \times M_0$
- M_0 : moment fléchissant moyen des surcharges de chaque poutre.

Tableau V. 13 Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à L/2

Désignation		M ₀ KN.m	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		
			K _{amoy}	M _{réel} KN.m	K _{amoy}	M _{réel} KN.m	K _{amoy}	M _{réel} KN.m	K _{amoy}	M _{réel} KN.m	
G		6121.80	1	6121.80	1	6121.80	1	6121.80	1	6121.80	
Surcharge A(L)	1 voie	694.57	1,52	1055.75	1,32	916.8324	1,16	805.7012	0,826	573.7148	
	2voies	1389.15	1,397	1940.64	1,033	1434.992	0,86	1194.669	0,556	772.3674	
	3voies	1875.35	1,28	2400.45	1,044	1957.865	0,94	1762.829	0,644	1207.725	
	4voies	2083.72	1,157	2410.86	1,015	2114.976	0,95	1979.534	0,793	1652.39	
Surcharge B	B _c	1V	617.62	0,865	534.24	1,638	1011.662	2,086	1288.355	2,734	1688.573
		2V	1139.80	1,083	1234.40	1,515	1726.797	1,872	2133.706	2,128	2425.494
		3V	1484.86	1,237	1836.77	1,402	2081.774	1,595	2368.352	1,648	2447.049
		4V	1670.33	1,245	2079.56	1,231	2056.176	1,335	2229.891	1,309	2186.462
	B _t	1t	438.41	0,909	398.51	1,457	638.7634	2,059	902.6862	2,599	1139.428
		2t	878.48	1,158	1017.28	1,512	1328.262	1,774	1558.424	1,910	1677.897
Convoi	Mc120	1205.16	1,232	1484.76	1,578	1901.742	1,786	2152.416	1,861	2242.803	
	D240	2002.67	1,51	3024.03	1,35	2703.60	1,21	2423.23	0,87	1742.32	

V.3.4 Détermination de la poutre la plus sollicitée

Pour déterminer la poutre la plus sollicitée on utilise les combinaisons de charges dans les deux états limites (ELU : ELS), on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau V. 14 Combinaisons de charge à ELS et à ELU

Combinaisons		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELS	G + 1.2 AL	9014.83	8659.77	8497.24	8104.67
	G + 1.2Bc	9145.83	8589.21	8963.82	9058.25
	G + 1.2Bt	7342.54	6280.51	7991.91	8135.28
	G + MC120	7606.56	8023.54	8274.22	8664.60
	G + D240	9617.27	8825.40	8545.03	7864.12
ELU	1.35G + 1.6AL	12121.81	11648.39	11431.68	10908.25
	1.35G + 1.6Bc	11591.73	11595.27	12053.79	12179.71
	1.35G + 1.6Bt	9892.91	10389.65	10757.91	10949.06
	1.35G + 1.35.MC120	10268.86	10831.78	11170.19	11292.21
	1.35.G + 1.35D240	12346.87	11914.29	11535.79	10616.56

Donc on conclure que la poutre la plus sollicitée est la première à ELS et à ELU.

V.4 CONCLUSION

D'après les calculs qu'on a faits ci-dessus on peut dire que la combinaison la plus défavorable est celle de 1.35.G + 1.35D240 de la première poutre avec une valeur du moment maximale de 12346.87 KN.m.



CHAPITRE VI
VALIDATION DES
RESULTATS DE
L'APPROCHE ANALYSE
PAR LE MODELE
NUMERIQUE



CHAPITRE VI : VALIDATION DES RESULTATS DE L'APPROCHE ANALYSE PAR LE MODELE NUMERIQUE

VI.1 INTRODUCTION

Modéliser une structure consiste à l'idéaliser en un système d'éléments appropriés qui permettent d'analyser le comportement avec une précision suffisante et un volume de calcul raisonnable.

VI.2 MODELISATION DE L'OUVRAGE

Etant donné que l'ouvrage isostatique avec cinq travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 8 poutres). Les poutres sont considérées comme un élément section.

VI.2.1 Modélisation des éléments de l'ouvrage

VI.2.1.1 Les poutres et l'hourdis

Pour la modélisation de la poutre on a utilisé l'élément « barre », et on a décomposé la barre en trois pour affecter les sections de la poutre (section d'about, section intermédiaire, et la section à mi-travées).

Pour la modélisation de la dalle on a utilisé l'élément « panneau ». Avec le maillage (1m×1m).

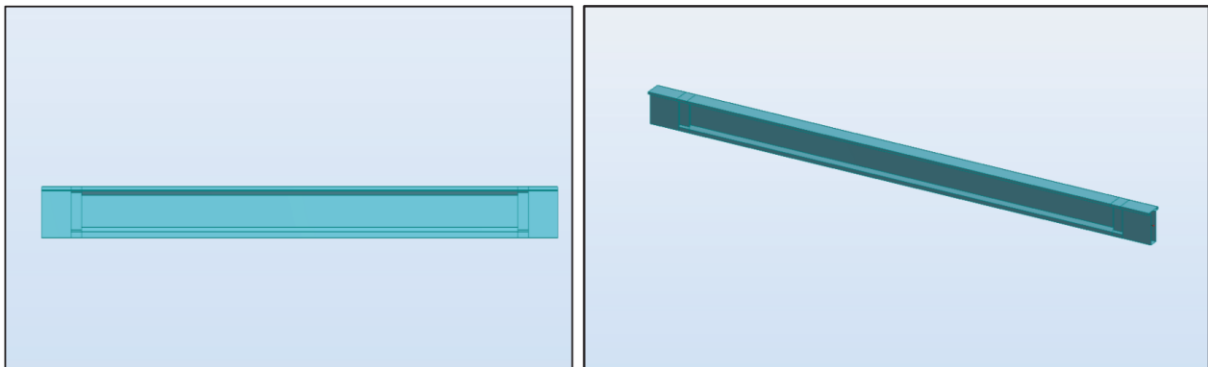


Figure VI.1 Modélisation de la poutre.

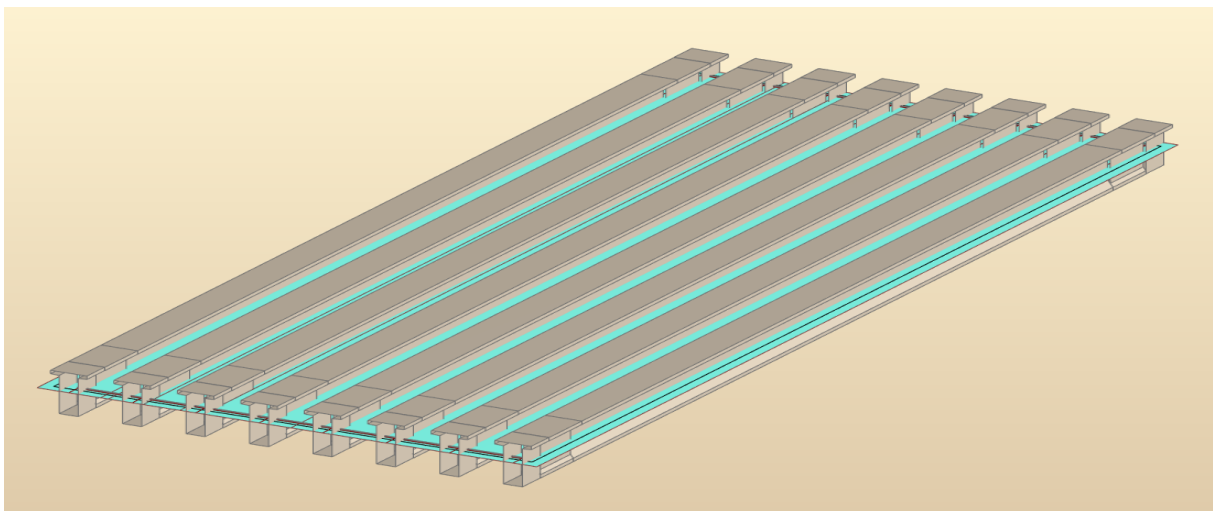


Figure VI. 2 Modélisation des poutres avec l'hourdis.

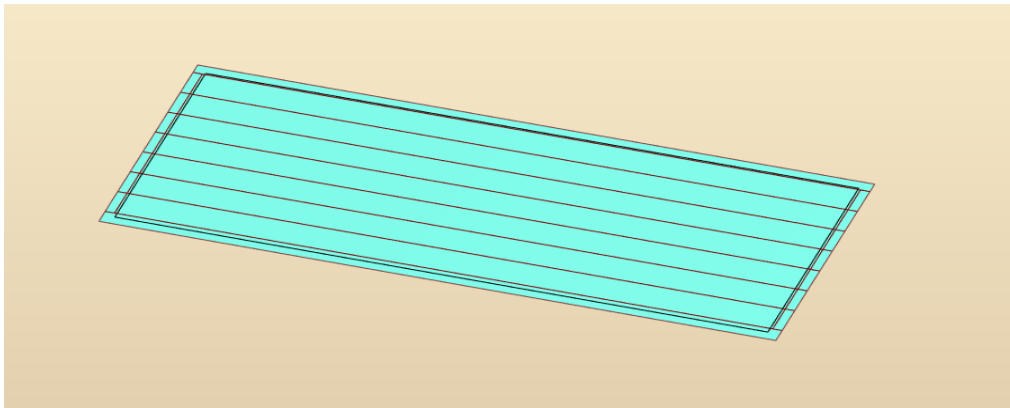


Figure VI. 3 Modélisation de l'hourdis.

VI.2.1.2 Les appuis

Pour la stabilisation de l'ouvrage, on a utilisé deux types d'appuis :

- Appuis simples.
- Appuis doubles.

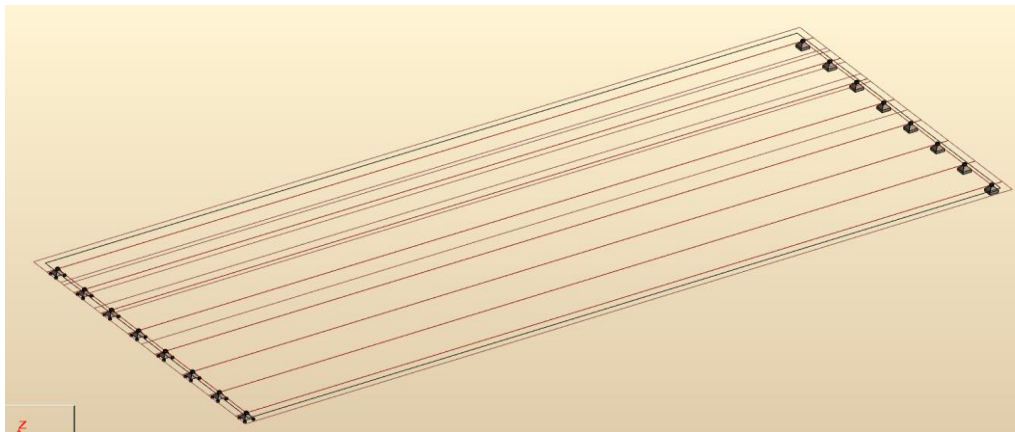


Figure VI. 4 Modélisation des appuis sur l'ouvrage

VI.3 DEFINITION DE CHARGES

Tableau VI. 1 Définition de charges.

	Nom	Type	Description
G	PP	Charges Permanentes	Poids propre des poutres.
	Dalle		Poids propre du béton de la dalle.
	Corniche revêtement		Poids des corniches et bordures
			Poids propre de couche de roulement.
	Glissière de sécurité		Poids des barrières de sécurité.
T		Charges températures	La variation de température
$\Delta\theta$	Gradient thermique		
A(l)		Charges d'exploitations statiques	Charge statique du trafic A(l)
B_c			Charge mobile - Camion
B_t			Charge mobile - Tandem

Mc120	Charges d'exploitations mobiles	Charge mobile - militaire
D240		Charge mobile - Exceptionnelle

VI.4 LES COMBINAISONS DE CHARGES

A l'état limite de services « combinaison rare »

Tableau VI. 2 Les combinaisons de charges E.L.S

Etats	Type Combinaison	Formule
E.L.S	rare	$G + 1.2AL1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2AL3 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2AL4 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BC1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BC2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BC3 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BC4 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BT1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

A l'état limite ultime « combinaison fondamentale » :

Tableau VI. 3 Les combinaisons de charges E.L.U

Etats	Type Combinaison	Formule
E.L.U	fondamentale	$1.35 G + 1.6AL1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6AL2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6AL3 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6AL4 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BC1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BC2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BC3 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BC4 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BT1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BT2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

VI.5 RESULTATS

Les résultats nécessaires pour la suite de calcul sont présentés dans les figures suivantes :

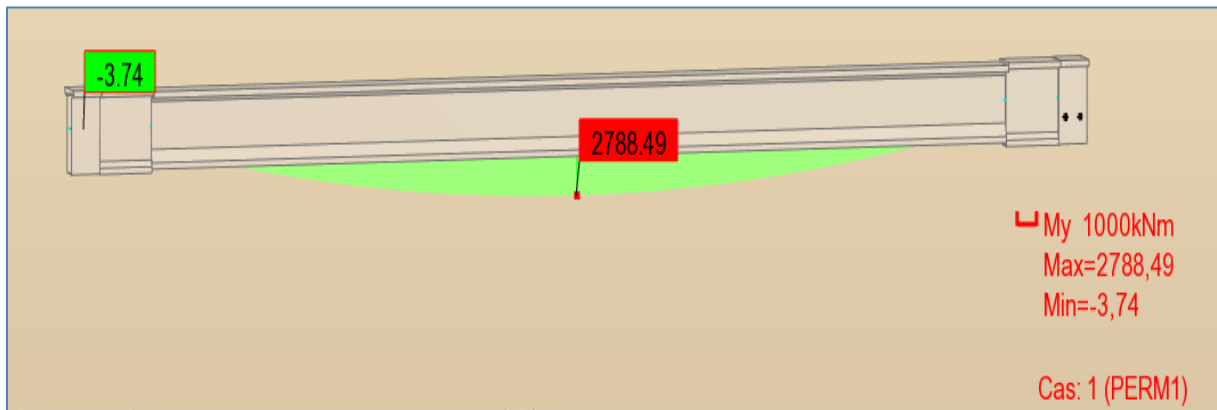


Figure VI. 5 Moment de poids propre de la Poutre

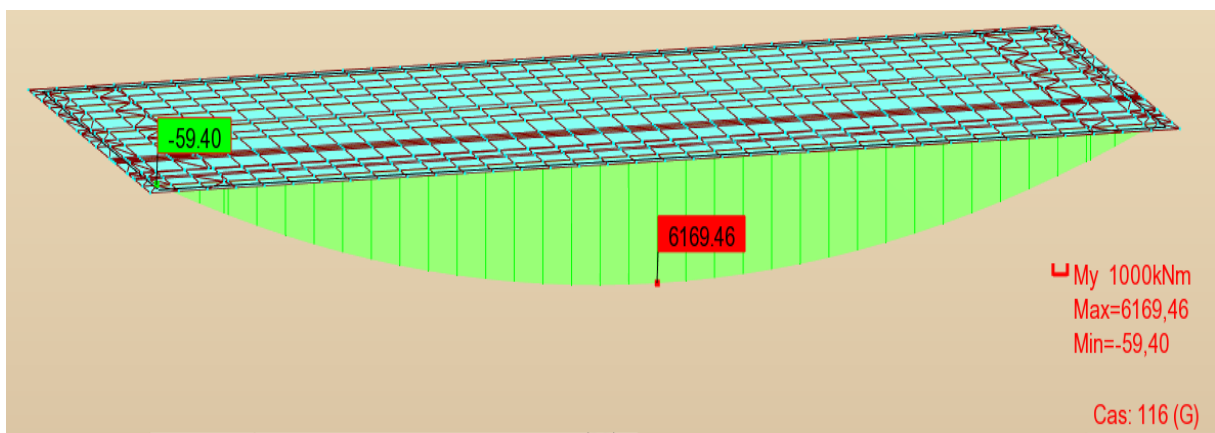


Figure VI. 6 Moment de G (charge permanente +charges complémentaires permanentes)

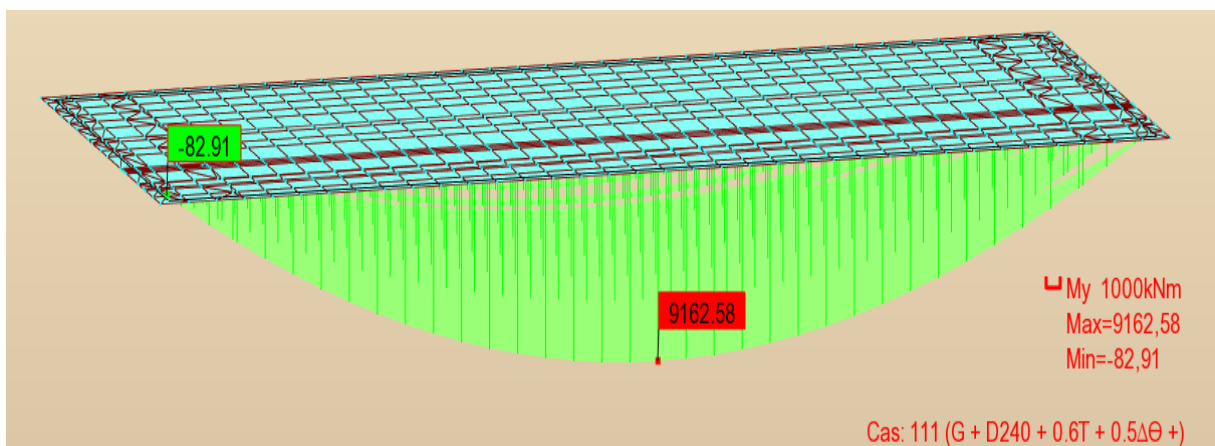


Figure VI. 7 Moment de l'ELS max

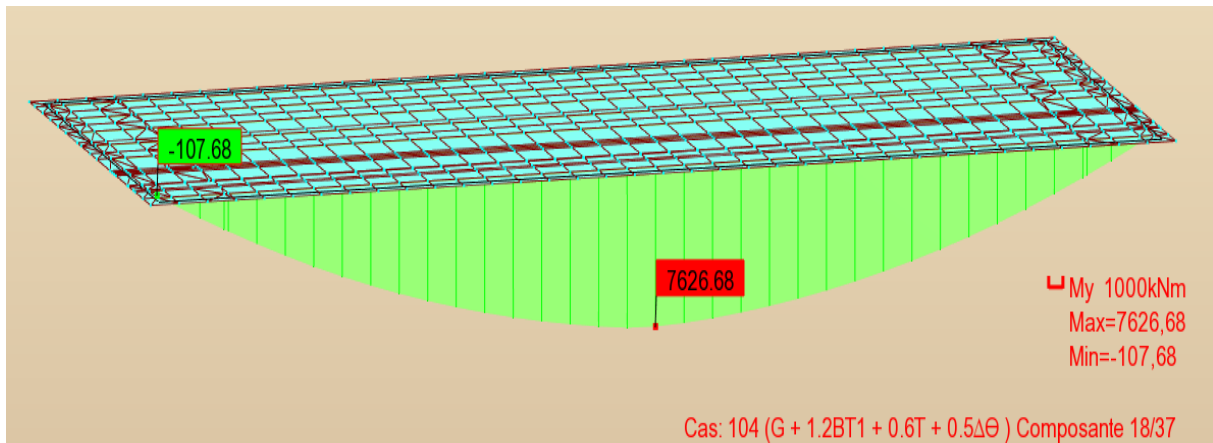


Figure VI. 8 Moment de l'ELS min

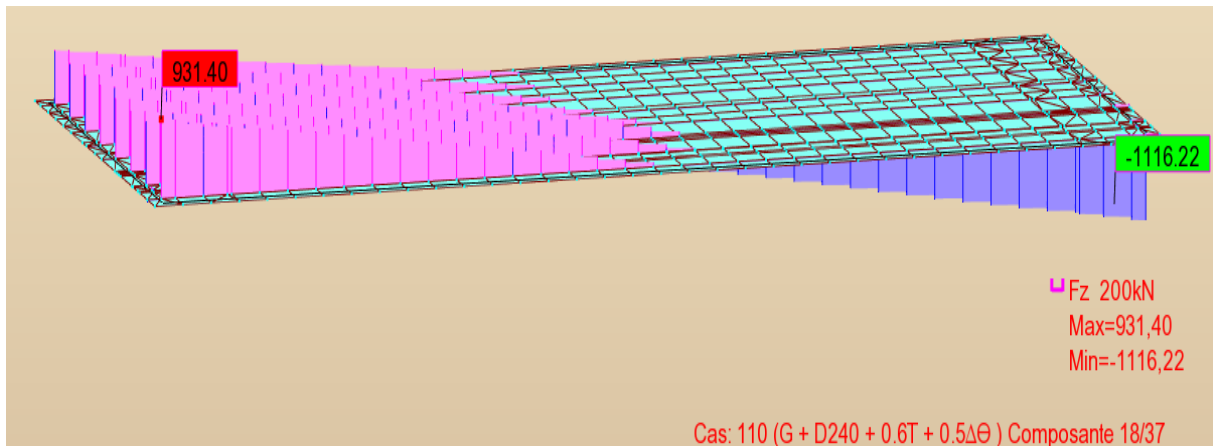


Figure VI. 9 L'effort tranchant de l'ELS max

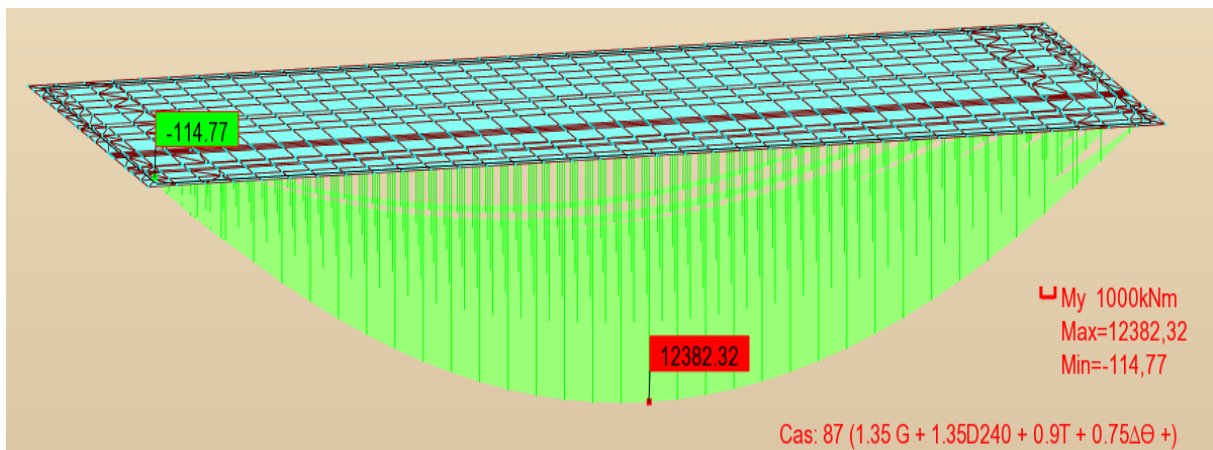


Figure VI. 10 Moment de l'ELU max

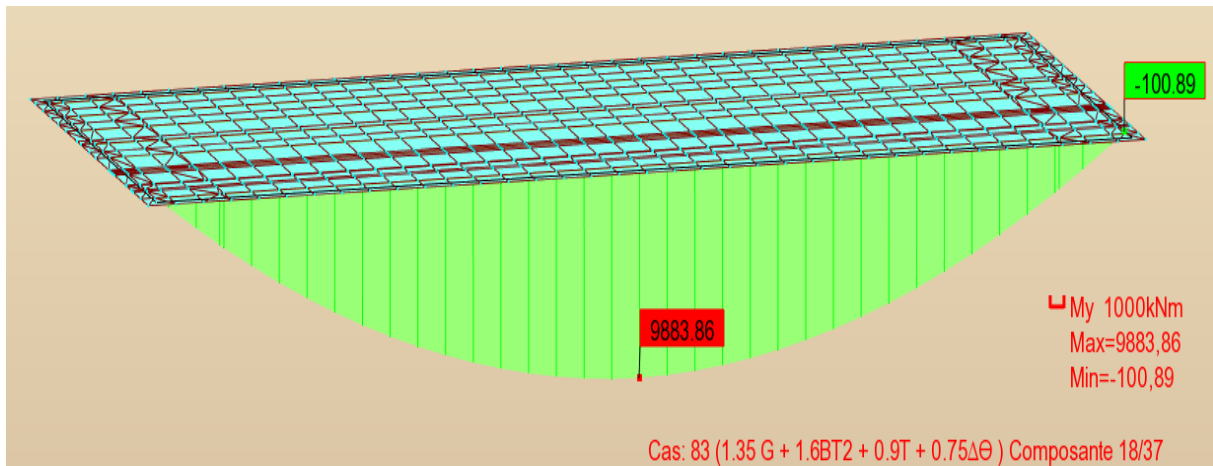


Figure VI. 11 Moment de l'ELU min

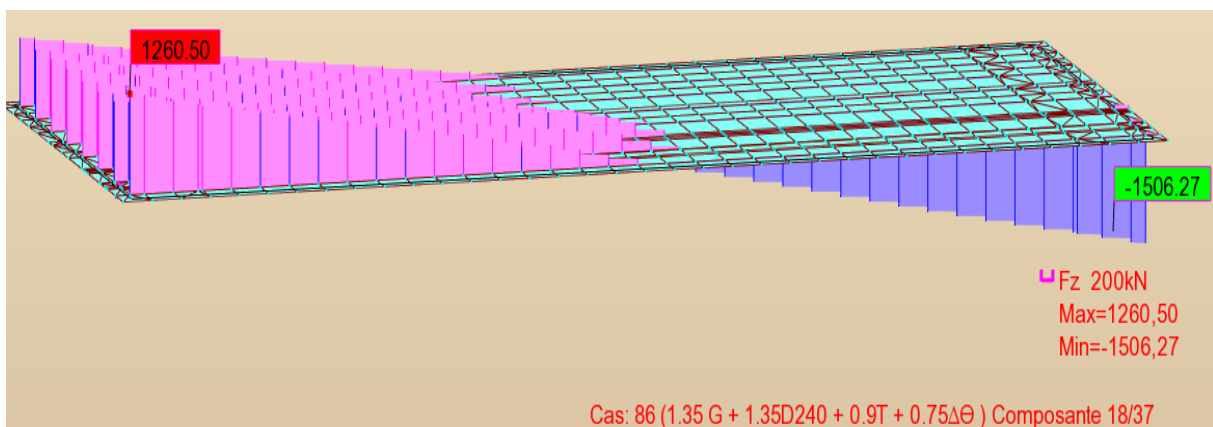


Figure VI. 12 L'effort tranchant de l'ELU max

VI.6 CONCLUSION

A la fin de ce chapitre on est arrivé à déterminer les sollicitations agissant sur notre ouvrage en utilisant le logiciel ROBOT pour la modélisation et le calcul des efforts.



CHAPITRE VII

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte

VII.1 INTRODUCTION

On sait que le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance de rupture en compression et par contre, une faible résistance en traction, Il est donc logique de chercher à utiliser la résistance du béton, ceci constitue le but essentiel de la précontrainte.

Pour équilibrer les contraintes, en supprimant les contraintes de traction, on devra jouer principalement sur deux paramètres essentiels.

- La valeur de la précontrainte P.
- L'excentricité e_0 définie comme étant la distance du centre de gravité de la section étudiée au point de passage de la résultante des forces de précontrainte.

Il existe deux méthodes de la précontrainte :

- Par post-tension : La post-tension est une opération réalisée sur chantier qui consiste à mettre les câbles en tension après coulage du béton par l'intermédiaire d'ancrages et cette méthode utilisée pour les portés d'environ 30-50 m.
- Par pré-tension : La pré-tension est une opération réalisée en usine qui consiste à mettre les câbles en tension avant coulage du béton. C'est la technique la plus utilisée dans le domaine du béton précontraint et cette méthode utilisée pour les portés ne dépasse pas 35m.

VII.2 DONNEES DE CALCUL

Tableau VII. 1 Données de l'ouvrage

H (P)	H(P+D)	L	L _{portée}	N _{poutres}	E _{dalle}	Enrobage	λ	L _{TC}	b _{About}
1.85m	2.10m	36.00m	35.00m	8	0.25m	0.03m	2.00m	1.15m	0.60m

Tableau VII. 2 Caractéristiques des câbles 12T15s

Type de toron	Nbr Toron	Ap 1 Toron M ²	Ap M ²	f _{prg} MPa	F _{p0} KN	f _{peg} MPa	D gaine M
T15s	12	0.00014	0.001680	1770	210.6	1593	0.08
F Rd ⁻¹	Φ m ⁻¹	g mm	μ_0	$\rho 1000h$	E _p MPa	F _e MPa	Sigma S MPa
0.18	0.006	6	0.43	2.5	190000	500	434.783

Tableau VII. 3 Les caractéristiques de la poutre

		B (m ²)	v' (m)	v (m)	I _G (m ⁴)	ρ
Section about	Poutre	1.197	0.987	0.8630	0.3750	0.37
	P + dalle	1.7	1.28	0.82	0.3750	0.40
Section médiane	Poutre	0.7250	0.9950	0.8550	0.3010	0.4880
	P + dalle	1.2250	1.3950	0.7050	0.5880	0.4881

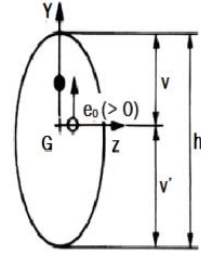
Avec :

B : l'aire de la section.

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

IG : le moment d'inertie.

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



On effectue le calcul en classe II

Classe	Exécution	Service		
		Rares	Fréquente	Quasi perm
Classe II				
	$-1,5 f_{tj}$ $0,6 f_{cj}$ $-0,7 f_{tj}$	$-1,5 f_{tj}$ $0,6 f_{cj}$ $-f_{tj}$	$-1,5 f_{tj}$ $0,6 f_{cj}$ 0	$-1,5 f_{tj}$ $0,5 f_{cj}$ 0

Figure VII. 1 Classe de calcul / Selon BPEL.

Tableau VII. 4 Caractéristiques du béton

F_{c28}	F_{t28}	σ_{bc}	σ_{bt}
35 MPa	2.7 MPa	21 MPa	-4.05 MPa

Tableau VII. 5 Résultats Logiciel

M_{gp} (MN.m)	M_M (MN.m)	M_m (MN.m)	V_M (MN)	V_m (MN)
2.79	9.16	6.169	1.116	0.749

VII.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VII.3.1.1 Valeur minimale de la précontrainte en service

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

$$P_{MIN} = \sup (P_I, P_{II})$$

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

, Section sous-critique.

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

, Section sur critique.

B : son aire.

v et **v'** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes ($v + v' = h$).

I : son moment d'inertie .

ρ : son rendement géométrique.

Mg : moment de poids propre.

$M'g$: moment dû aux charges permanentes additionnelles.

Mq : moment généré par les actions variables de toutes natures.

Selon le cas de charge considéré, M varie entre :

- Une valeur minimale : $M_m = M_g + M'g + M_{mq}$
- Une valeur maximale : $M_M = M_g + M'g + M_{Mq}$

Posons : $\Delta M = M_M - M_m = M_{Mq} - M_{mq}$

σ_{bt1} ; σ_{bt2} : sont des contraintes limites de traction.

σ_{bc} : est la contrainte limite de compression.

Avec $\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$; et : $\sigma_{bt2} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa}$.

$$P_{\min} = \sup (PI ; PII)$$

Tableau VII. 6 Calcul de P_{\min} .

Détermination de P_{\min}			
σ_{bt2}	-2.7	PI	-0.9425
σ_{bt1}	-4.5	PII	5.2475
d'	0.21	PMIN	5.2475

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

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

VII.3.2 Détermination de nombre de câble

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

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

ΔP_0 : est la perte initiale de l'ordre 20-30% ; on prend : $\Delta P_0 = 25\%$.

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15s peut créer

n : nombre de câbles

$$P_0 = \min \{ (0.8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0.9 \times f_{peg} \times A_p) \}$$

Tableau VII. 7 Détermination du nombre de câble.

ΔP_0	25%	n=3 câbles de 12T15s
T_0	1416 MPa	
P_0	2.527 MN	
$n \geq$	3 Câbles	

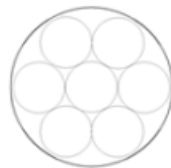


Figure VII. 2 Câble de 12T15s.

VII.3.3 Pré-vérification de la précontrainte

Les caractéristiques géométriques à prendre sont celui à la poutre à mi-travées.

La vérification des contraintes se fait en 04 phases :

Tableau VII. 8 Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes

Première phase : Après 7 jours		Deuxième phase : Après 28 jours	
f_{c28}	23.18 MPa	f_{c28}	35.00 MPa
f_{t28}	1.99 MPa	f_{t28}	2.70 MPa
σ_{bt2}	-1.39 MPa	σ_{bt2}	-1.89 MPa
σ_{bt1}	-2.99 MPa	σ_{bt1}	-4.05 MPa
σ_{bc}	13.91 MPa	σ_{bc}	21.00 MPa
ΔP_0	10 %	ΔP_0	10 %
N câble	3	N câble	3

3ème phase : Apres coulage de la dalle		Deuxième phase : Après 28 jours	
f_{c28}	35.00 MPa	f_{c28}	35.00 MPa
f_{t28}	2.70 MPa	f_{t28}	2.70 MPa
σ_{bt2}	-1.89 MPa	σ_{bt2}	-1.89 MPa
σ_{bt1}	-4.05 MPa	σ_{bt1}	-4.05 MPa
σ_{bc}	21.00 MPa	σ_{bc}	21.00 MPa
ΔP_0	10 %	ΔP_0	10 %
N câble	3	N câble	3

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

Tableau VII. 9 Résultats de vérifications des contraintes

Formules de calcul	$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I}$			$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I}$		
Phases	e(m)	M(MN.m)	P(MN.m)	$\sigma_{sup}(MPa)$	$\sigma_{inf}(MPa)$	Obs
Phase 1	0.79	2.79	3.41	5.02	4.34	OK
Phase 2	0.79	2.79	6.82	2.12	17.90	OK
Phase 3	1.19	4.378	6.44	1.35	12.99	OK
Phase 4	1.19	9.16	5.69	7.55	-1.11	OK

Interprétation :

Au niveau de fibre inférieure : $\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$

Au niveau de fibre supérieure : $\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$

VII.4 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINT

La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties (suivie le diagramme des moments).

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

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

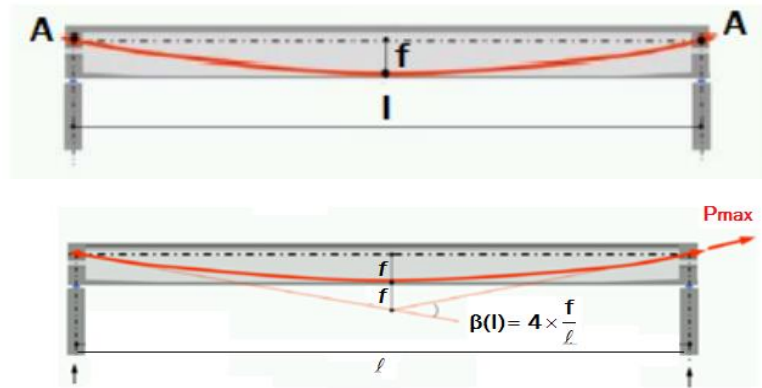


Figure VII. 3 Tracer de câble

l : est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole

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

Caractéristiques des plaques d'ancrages :

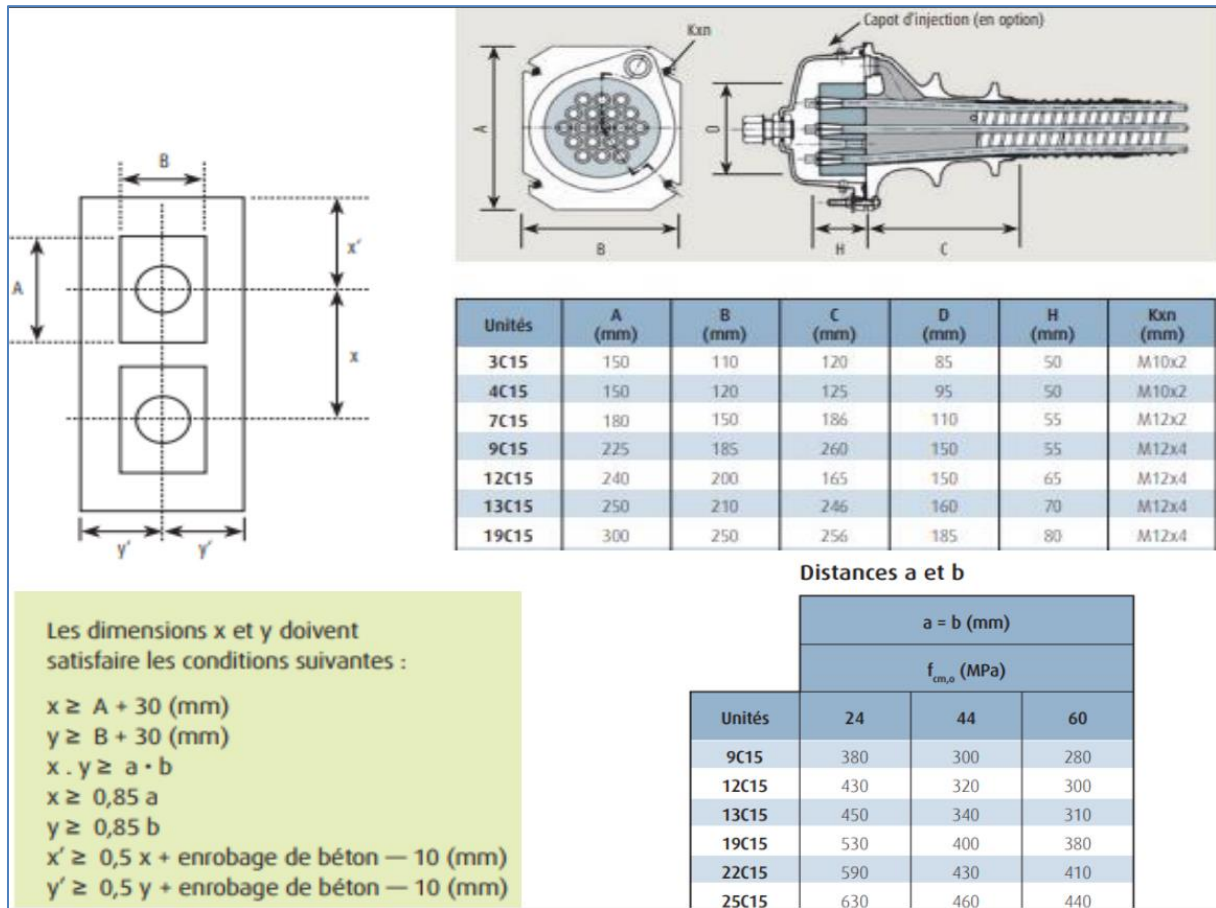


Figure VII. 4 Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.

On opte pour des plaques d'ancrages $A \times B = 240 \times 200 \text{mm}^2$.

- Les dimensions x et x' et y doivent satisfaire les conditions suivant : $x \geq A+30$ (mm).

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

Avec : $f_{c28} = 35 \text{MPa}$; $a=369.5 \text{ mm}$.

$x \geq 27\text{cm}$; $x \geq 31.5\text{cm}$; on prend $x = 35\text{ cm.}$; on prend la disposition de l'ancrage au milieu de l'âme $y' = 30\text{cm.}$

Au niveau de la section médiane section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon (au milieu de la poutre) :

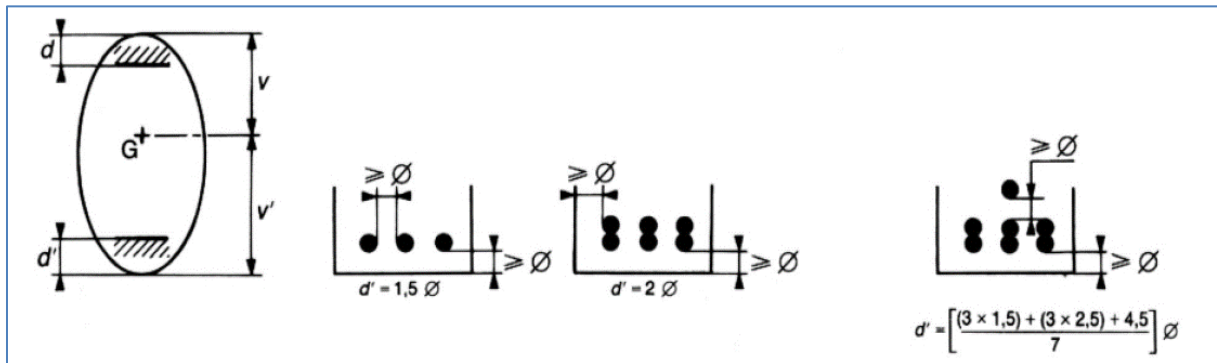


Figure VII. 5 Le tracer des câbles Au niveau de la section médiane

$$\phi_1 \geq 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 1.5 \times 0.08 = 0.12 \text{ m.}$$

$$\phi_2 \geq 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} + \phi_{\text{gaine}} = 2.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 2.5 \times 0.08 = 0.20 \text{ m.}$$

$$\phi_3 \geq 3 \times \phi_{\text{gaine}} + 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 4.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 0.36 \text{ m. on prend } \phi_3 = 0.36 \text{ m.}$$

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

Tableau VII. 10 Tracé des câbles

Position des Câbles	X = 0		X = L/2	
	Yi (m)	Schéma	Yi (m)	Schéma
câble 1	0.7825		0.12	
câble 2	1.1325		0.20	
câble 3	1.4825		0.36	
N lit	1	1	1	1

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

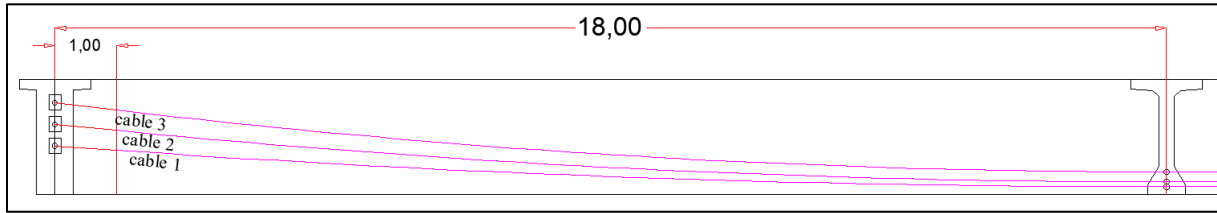


Figure VII. 6 Trajectoire des câbles

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

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

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

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

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

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limitée en état limite de service ; $\bar{\tau} = [0,4 \times f_{ij} \times (f_{ij} + \sigma_x)]^{1/2}$

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

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

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n \times \Phi$

n : nombre de gaines par lit.

b_0 : largeur brute.

B_{Gaine} : surface de la gaine.

$\Phi = 8 \text{ cm}$: diamètre de la gaine.

Tableau VII. 11 Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage

b_n (m)	B_n (m ²)	P (MN)	σ_x (MPa)	\bar{T} (MPa)	\bar{V} (MPa)
0.52	1.68	5.69	3.38	2.56	2.24

Donc l'angle de relevage sera :

$$-11.39^\circ \leq \alpha \leq 31.70^\circ$$

Et l'angle de relevage pour chaque câble est :

$$\alpha_{C1} = 4.10^\circ \quad \alpha_{C2} = 5.77^\circ \quad \alpha_{C3} = 6.94^\circ$$

Tableau VII. 12 Les résultats de f et R et β

N° câble	L (m)	$\alpha_{relevage}$ (°)	Y_i (m)			F (m)	R (m)	$\beta(l)$ (rad)
			x=0	1	18			
C1	34	4.10	0.7825	0.71	0.12	0.59	244.58	0.070
C2	34	5.77	1.1325	1.03	0.20	0.83	173.79	0.098
C3	34	6.94	1.4525	1.36	0.36	1.00	144.39	0.118

VII.5 CALCUL DES PERTES

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale.

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

VII.5.1 Pertes instantanés

VII.5.1.1 Pertes par frottements

Données pas la formule suivant : $\Delta\sigma\phi = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f\beta + \phi \times x)})$; Avec :

Φ : coefficient de perte en ligne = 0.002 m⁻¹.

f : coefficient de frottement d'un câble sur son conduit = 0.18.

σ_{p0} : contrainte à l'origine correspondant a « F₀ » = 1416 MPa.

Tableau 4 – 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	

Figure VII. 7 coefficients f et ϕ

Tableau VII. 13 Les résultats de calcul des pertes par frottements

N° câble	$x=l/2$ (m)	β (rad)	$f\beta + \phi x$	$\Delta\sigma\phi$ (MPa)	$\Delta\sigma\phi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma\phi$ Moy (%)
C1	18	0.070	0.049	67.05	73.22	5.171%
C2	18	0.098	0.054	73.91		
C3	18	0.118	0.057	78.71		

VII.5.1.2 Les pertes par glissement d’ancrage (le recul de l’ancrage)

Données pas la formule suivant : $\Delta\sigma_g=2\times\sigma_{p0}\times k(d-x)$; Avec :

k : constant ; $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$.

d : la longueur sur laquelle s’effectue le recul de l’ancrage $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$.

g : intensité du recule d’ancrage (2-6 mm).

Tableau VII. 14 Les résultats de calcul des pertes par glissement d’ancrage.

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$ Mpa	$\Delta\sigma_{p(0)}$ Mpa
C1	18	0.0027	17.28	0	134,08 Mpa
C2	18	0.0030	16.44	0	140,08 Mpa
C3	18	0.0032	15.92	0	144,15 Mpa

VII.5.1.3 Perte par déformation instantané de béton (raccourcissement de béton)

Données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_e = \frac{E_p}{2 \times E_{ij}} \sigma_{bi} \quad \text{et} \quad \sigma_{bi} = \frac{p}{b} + \frac{p \times e^2}{I_g} - \frac{e \times M_p}{I_g}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 35\,981,73 \text{ MPa}$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa..}$$

Tableau VII. 15 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton

Désignation	La valeur
	X=1/2
$P=n_{cable} \times P_0 \times (1 - \Delta\sigma_e)$ (MN)	7.189
B (m ²)	0.73
$e=v^0$ -moy(ei) (m)	0.77
Mp (MN.m)	2.79
σ_{bi}	16.90
$\Delta\sigma_e$ (MPa)	44.62
$\Delta\sigma_e$ en %	3.151

VII.5.2 Les pertes de tension défférées

VII.5.2.1 Pertes par retrait

La perte de tension par retrait données par la formule suivante : $\Delta\sigma_r = E_p \times \epsilon_r [1 - r(t)]$ avec:

r(t) : la loi d’évolution du retrait en fonction du temps, en général négligeable devant 1.

εr : le retrait final = 2×10^{-4}

$$\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa} ; \Delta\sigma_r = 2.68\%$$

VII.5.2.2 Perte par fluage

La perte de tension par fluage données par la formule suivant :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}} \quad \text{et} : \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_g} - \frac{M_p \times e}{I_g}$$

La section considéré est la section de la poutre + dalle.

Tableau VII. 16 Les résultats de calcul des pertes par fluage.

Désignation	La valeur
	X=L/2
$P = n_{cable} \times P_0 (1 - (\Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_e))$ (MN)	5.69
B (m ²)	1.2250
$e = v' - \text{moy}(e_i)$ (m)	1.17
Mp (MN.m)	6.169
σ_{bi}	5.58
$\Delta\sigma_{fl}$ MPA	73.70
$\Delta\sigma_{fl}$ en %	5.20

VII.5.2.3 La perte par relaxation

La perte de tension par relaxation peut estimer dans la formule suivant :

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

ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1 000 h = 2.5%.

μ_0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

$\Delta\sigma_p = 59,26$ MPa. $\Delta\sigma_p = 4,18\%$.

La perte de tension déferée : $\Delta\sigma_{d\acute{e}f} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_p$

$\Delta\sigma_{d\acute{e}f} = 2.684 + 5.20 + (5/6) \times 4.173 = 11.37\%$

Donc la perte totale : $\Delta\sigma_{total} = \Delta\sigma_{d\acute{e}f} + \Delta\sigma_{insta}$

$\Delta\sigma_{total} = 8.32 + 11.37 = 19.69\%$

VII.6 LA VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALE A L'ELS

La vérification de l'effort de précontrainte s'effectue phase par phase ; en considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale.

Tableau VII. 17 Les caractéristiques de la poutre.

	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)	1.85	2.10	1.85	2.10	1.85	2.10	1.85	2.10
B _{nette} (m ²)	1.1820	1.6820	0.7100	1.210	0.7100	1.2100	0.7100	1.2100
v _n (m)	0.8650	0.8210	0.8430	0.6930	0.8400	0.6910	0.8320	0.6900
v' _n (m)	0.9850	1.279	1.0070	1.4070	1.0100	1.4090	1.018	1.410
I _{nG} (m ⁴)	0.3730	0.7200	0.2960	0.5740	0.2930	0.5690	0.2920	0.5670
ρ (%)	37.04	40.77	49.11	48.65	48.64	48.30	48.56	48.16

Pour les justifications aux E.L.S, on doit calculer les deux valeurs caractéristiques P1 et P2 tel que :

$$P1 = 1,02 \times P0 - 0,8 \times \Delta P$$

$$P2 = 0,98 \times P0 - 1,2 \times \Delta P ; \text{ Avec : } \Delta P : \text{ les pertes de tension de chaque phase.}$$

$$\text{Etat à vide } \sigma_{p1} = \begin{cases} \bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} = P1/e_0 - (P1 \times e_0 - M_{min}) \times v'/I \\ \bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} = P1/e_0 - (P1 \times e_0 - M_{min}) \times v'/I \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases} \quad \sigma_1 = \sigma_p + \sigma_{p1}$$

$$\text{Etat en charge } \sigma_{p2} = \begin{cases} \bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} = P2/e_0 - (P2 \times e_0 - M_{min}) \times v'/I \\ \bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} = P2/e_0 - (P2 \times e_0 - M_{min}) \times v'/I \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases} \quad \sigma_2 = \sigma_p + \sigma_{p2}$$

$$e_0 = v' - d$$

Tableau VII. 18 l'emplacement de la précontrainte d_{moy}

$d \ x = L/2$	$d \ x = 3L/8$	$d \ x = L/4$	$d \ x = 0$
0.2267	0.2831	0.4527	1.1325

Tableau VII. 19 Les contraintes admissibles

Les contraintes admissibles	j = 7 jours	j ≥ 28 jours	Unité	Cas
σ_{bc}	13,91	21	MPa	/
σ_{bt1}	-2.99	-4.05	MPa	Execution/Q.Rares/Q.frequence
σ_{bt2}	-1.39	-1.89	MPa	Exécution
σ_{bt2}	-1.99	-2.7	MPa	Q.Rares

Tableau VII. 20 Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0.15	0.55	0.73	0.79	-0.15	0.55	0.73	0.79
MEls		0	2.054	2.604	2.788	0	2.0540	2.6040	2.7880
P1 (MN)		3.74	3.74	3.74	3.74	7.23	7.23	7.23	7.23
P2 (MN)		3.53	3.53	3.53	3.53	6.67	6.67	6.67	6.67
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0.00	5.85	7.47	7.94	-0.01	5.85	7.47	7.94
	σ_{inf}	0.00	-6.99	-6.38	-9.72	0.01	-6.99	-8.98	-9.72
σ_{p1} (MPa)	σ_{sup}	4.44	-0.64	-2.53	-3.17	8.59	-1.23	-4.88	-6.12
	σ_{inf}	1.71	12.32	14.64	15.59	3.30	23.81	28.29	30.12
σ_{p2} (MPa)	σ_{sup}	4.19	-0.60	-2.38	-2.98	7.93	-1.14	-4.51	-5.65
	σ_{inf}	1.61	11.61	13.80	14.69	3.05	21.98	26.12	27.81
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	4.44	5.21	4.94	4.78	8.58	4.62	2.58	1.83
	σ_{inf}	1.71	5.33	8.26	5.87	3.31	16.82	19.31	20.40

σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	4.19	5.25	5.08	4.96	7.92	4.71	2.96	2.30
	σ_{inf}	1.61	4.63	7.42	4.97	3.06	14.99	17.14	18.09
		Phase 3				Phase 4			
		x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.15	0.95	1.13	1.18	0.15	0.95	1.13	1.18
MEls		-0.0067	3.4880	4.4250	4.7380	-0.0066	4.631	8.536	9.16
P1 (MN)		6.88	6.88	6.88	6.88	6.54	6.54	6.54	6.54
P2 (MN)		6.16	6.16	6.16	6.16	5.64	5.64	5.64	5.64
σ_p (MPa)	σ_{sup}	-0.01	4.21	5.37	5.77	-0.01	5.59	10.37	11.15
	σ_{inf}	0.01	-8.55	-10.96	-11.78	0.01	-11.35	-21.14	-22.78
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2.94	-2.24	-3.72	-4.22	2.80	-2.13	-3.54	-4.01
	σ_{inf}	5.88	21.79	24.88	25.94	5.59	20.70	23.63	24.64
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2.63	0.55	-0.20	-3.78	5.09	1.05	-0.38	-3.46
	σ_{inf}	5.26	19.49	22.25	23.20	4.82	17.85	20.38	21.25
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2.93	1.97	1.65	1.54	2.79	3.46	6.83	7.14
	σ_{inf}	5.90	13.24	13.92	14.16	5.60	9.35	2.50	1.86
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2.62	4.77	5.18	1.99	5.08	6.64	9.99	7.69
	σ_{inf}	5.27	10.94	11.29	11.42	4.83	6.50	-0.76	-1.53

VII.7 VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

VII.7.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS

$P_0 = 2.527$ MN; $\Delta P = 19.69$ % ; $n = 3$ câbles $\rightarrow P = 6.0883$ MN

$\alpha_{moy} = 5.60^\circ = 0.087$ rad

$VP = P \cdot \sin \alpha = 0.59$ MN ; $P \cdot \cos \alpha = 6.06$ MN

$V_{ELS} = 1.116$ MN

$\rightarrow V_{red} = V_{ELS} - V_P = 0.526$ MN

B_n (poutre + dalle) = 1.68 m²

$\rightarrow \sigma_x = 3.60$ MPa

$f_{c28} = 35$ MPa ; $f_{t28} = 2.7$ MPa

$\rightarrow \tau_1 = 2.61$ MPa

$I_n = 0.72$ m⁴ ; $S_n = 0.563$ m³ ; $b_n = b_0 - 0.5\Phi_g = 0.52$ m $\rightarrow \tau = \mathbf{0.78}$ MPa

$$\tau < \tau_1$$

✓ Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées dans la section d'about

VII.7.2 Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

➤ Vérification des bielles comprimées

$V_{ELU} = 1.5130$ MN ; $V_P = 0.59$ MN

$\rightarrow V_{U,red} = V_{ELU} - V_P = 0.92$ MN

$I_n = 0.72$ m⁴ ; $S_n = 0.563$ m³ ; $b_n = 0.52$ m $\rightarrow \tau_u = 1.38$ MPa

$\sigma_x = 3.60$ MPa, $\rightarrow \beta_u = 18.76^\circ < 30^\circ$ vérifiée

On prend $\beta_u = 30^\circ$

$$\tau_u = 1.38 < f_{c28} / 6 = 35/6 = 5.83 \text{ MPa}$$

✓ Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées

➤ **Vérification de la résistance des armatures transversales**

$$\tau_u = 1.38 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1.15 ; b_n = 0.52 \text{ m} ; \beta_u = 30^\circ$$

$$\frac{A_t}{S_t} > 0.6 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} > 3.33 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow A_t = 0.665 \text{ cm}^2$$

S_t : L'espacement des armatures tel que : $S_t \leq \text{Min} (1 \text{ m}; 0.8h; 3b_0) \rightarrow S_t \leq 75 \text{ cm}$.

b₀ : l'épaisseur brute minimale de l'âme.

✓ On prend un cadre HA10 avec un espacement de 15 cm à l'appui et 20 cm à mi- travée.

VII.8 ARMATURES PASSIVES DES POUTRES

VII.8.1 Armatures passives des zones tendues

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

$$B_t = 0.174 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{Bt} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$N_{Bt} = 0.1448 \text{ MN}$$

✓ **A_s = 6.85 cm²** On prend : **4 HA 16** .

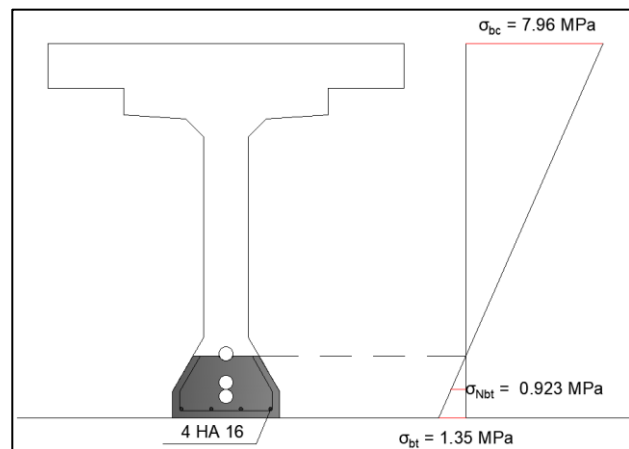


Figure VII. 8 Diagramme des contraintes et ferrailage à mi- travée

VII.8.2 Les armatures de peau

Transversales : 2 cm² /ml placé sur le pourtour.

Longitudinale :

Pour les armatures de peau on prend 3 cm² / ml de périmètre de section et $A / B > 0,1 \%$.

$$A_{pl} \geq 3 \times 5.966 = 17.898 \text{ cm}^2.$$

$$A_{pl} / B = 17.898 / 6850 = 0.261\% > 0.1 \%. \text{ Soit : } \mathbf{20HA12}.$$

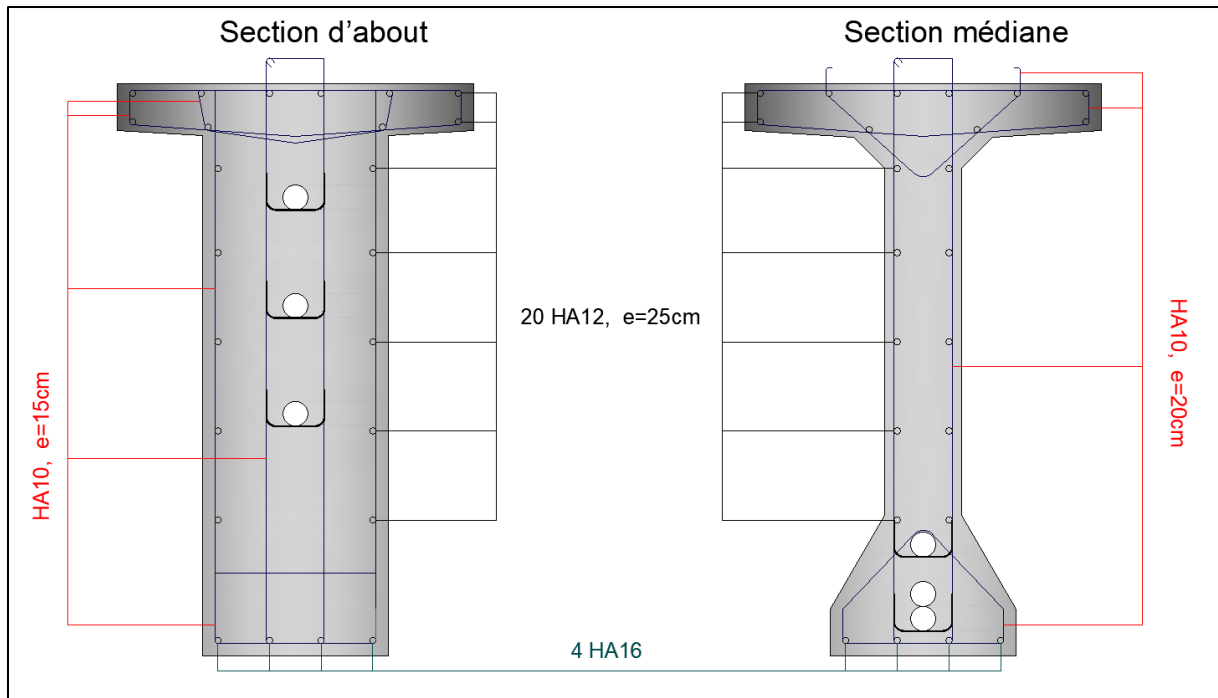
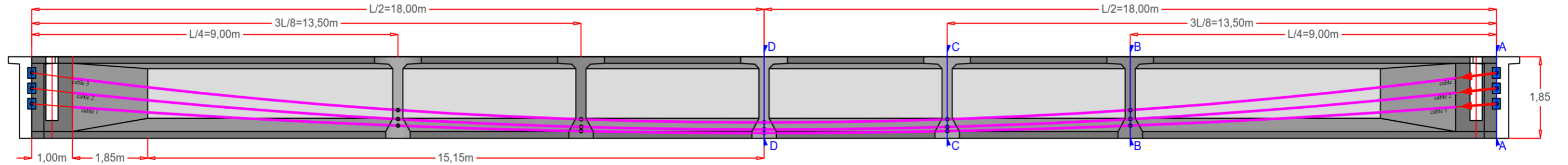


Figure VII. 9 Ferrailage des sections de la poutre

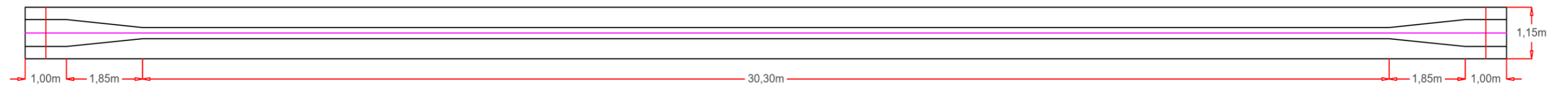
VII.9 CONCLUSION

L'étude de la précontrainte, nous a permis de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en zone courante.

TRACE DE LA PRECONTRAINTE COUPE LONGITUDINALE ECH:1/100



TRACE DE LA PRECONTRAINTE VUE EN PLAN ECH:1/100

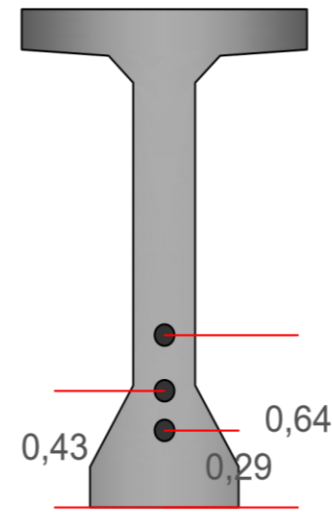
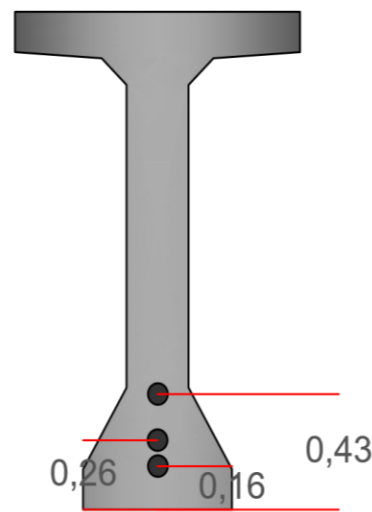
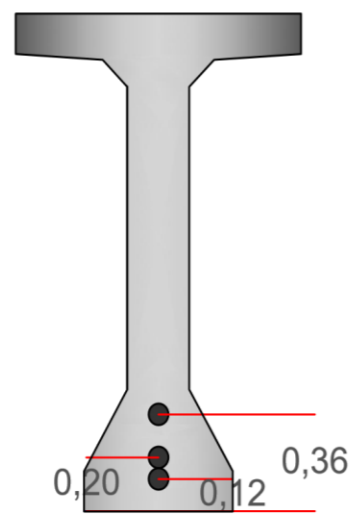
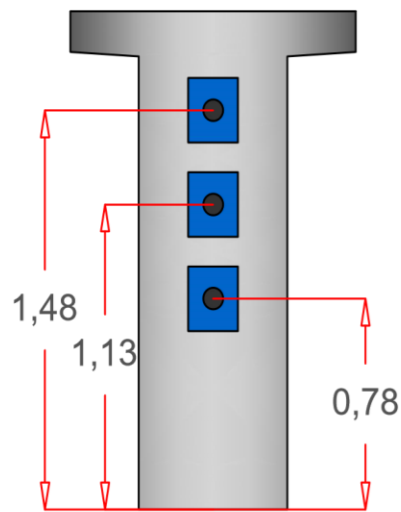


COUPE A/A ECH:1/30

COUPE D/D ECH:1/30

COUPE C/C ECH:1/30

COUPE B/B ECH:1/30



Cable	T15s
Nbr Toron	12
Ap_{1 Toron}	150 mm ²
Ap_{1 Toron} (m²)	0.00015 m ²
Ac (m²) =	0.0018 m ²
f_{prg} =	1770 MPa
F_{p0} =	210.6 kn
f_{peg} =	1593 MPa
D_{gaine} =	0.08 m
f =	0.18 (rd-1)
φ =	0.002 (m-1)
g =	6 mm
μ₀ =	0.43
ρ_{1000h} =	2.5
E_p =	190000 MPa
Fe =	500 MPa
sigma S =	434.783 MPa

Caractéristique des câbles :

Type de câble : 12T15s
 Section Ac = 1800 mm²
 Classe : 1770
 Module d'élasticité : 190 000MPa
 Nombre de câble : 3

-première phase

Des que le béton aura atteint les 25 MPa
 Mise en tension a 50% des câbles
 C1-C2-C3

-Deuxième phase :

Dès que le béton aura atteint les 35 MPa
 Mise en tension a 100% des câbles
 C1-C2-C3



CHAPITRE VIII

ETUDE DU TABLIER



CHAPITRE VIII : ETUDE DU TABLIER

VIII.1 INTRODUCTION

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

VIII.2 FLECHES ET CONTRE FLECHES

On utilise Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 pour la détermination des différentes flèches.

VIII.2.1 Flèche due au poids propre

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

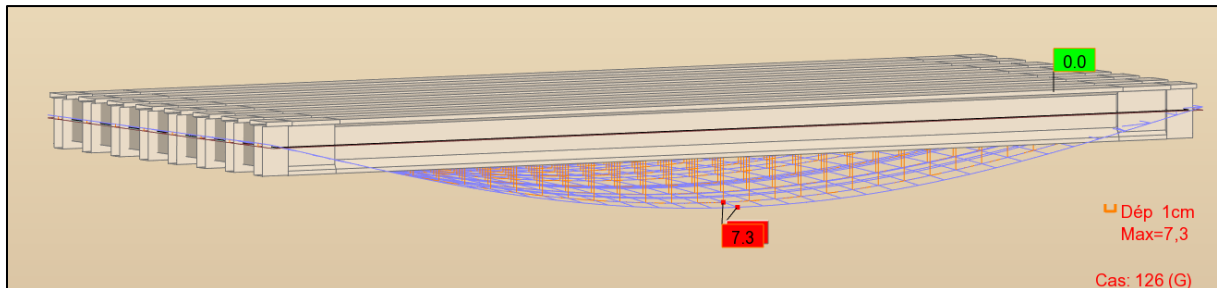


Figure VIII. 1 Flèche max de la poutre due à poids propre (G)

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale à 7.3 cm.

$$f_G = 7.3 \text{ cm}$$

VIII.2.2 Contre flèche de précontrainte

Données de calcul :

$P_{\text{Câble moy}} = 7.23 \text{ MN}$ (mise en tension à 100 %)

$e_0 = -15 \text{ cm}$ et $e_1 = 79 \text{ cm}$

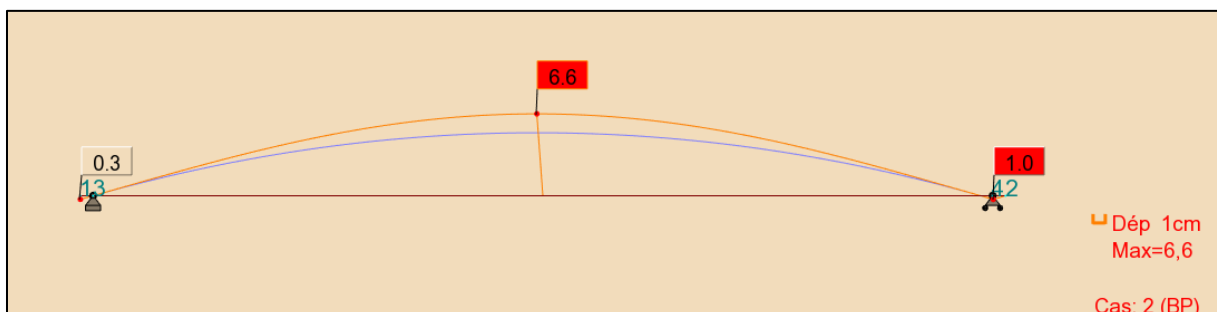


Figure VIII. 2 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

On constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension a 100 % pour les quatre câbles) est égale à 6.6 cm.

$$f_p = - 6.6 \text{ cm.}$$

VIII.2.3 Flèche due à la construction

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = 3/4(|f_p| - f_G) = 3/4 (|-6.6|-7.3) = - 0.525 \text{ cm}$$

$$f_c = - 0.525 \text{ cm}$$

VIII.2.4 Flèche maximale à ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul :

$$G + D_{240} + 0,6 T + 0,5 \Delta \emptyset$$

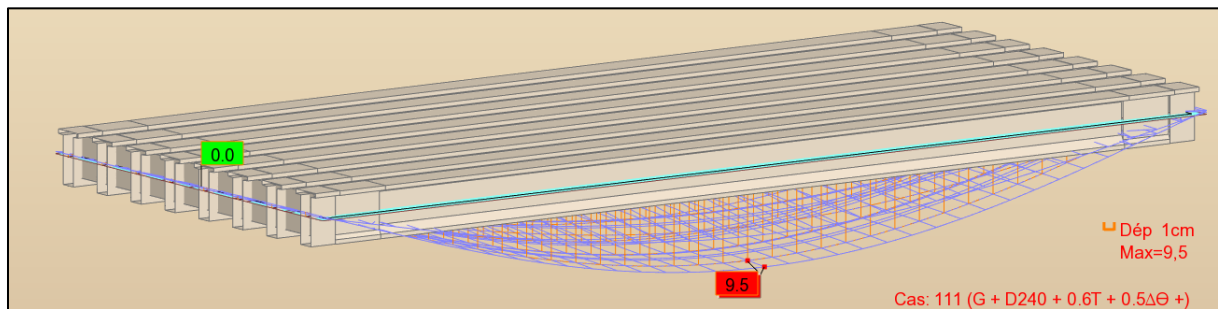


Figure VIII. 3 Flèche max de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 9.50 cm.

$$f_{ELS} = 9.50 \text{ cm}$$

VIII.2.5 Flèche totale

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

$$f_{tot} = f_{ELS} + f_p + f_c = ((- 0.525) + (-6.6) + 9.50) =$$

$$f_{tto} = 2.375 \text{ cm}$$

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : $f_t = 2.375 \text{ cm}$ est inférieur à la flèche admissible : ($f_{adm} = L/500 = 36/500 = 7.2 \text{ cm}$) $\rightarrow f_t < f_{adm}$

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

VIII.3 ETUDE DE L'ENTRETOISE

VIII.3.1 Principe de ferrailage

Les entretoises ont pour rôle d'encastrent les poutres à la torsion et de solidariser la section transversale, mais elles sont nécessaires surtout lors de l'opération de vérinage, une opération souvent effectuée pour un changement des appareils d'appuis. Dans ce cas, les charges sont transmises aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants, sur la base desquels le ferrailage des entretoises sera dimensionné. Ces efforts qui dépendent du nombre et de la répartition des vérins, et qui dépendent lui mêmes de leur puissance et du poids du tablier à soulever. Donc il est intéressant d'optimiser ce positionnement afin d'avoir le minimum d'efforts, et par conséquent le minimum de ferrailage. Il apparaît donc clairement la nécessité de prévoir l'emplacement des vérins (bossage fretté), pour éviter le développement d'efforts imprévus au moment du vérinage. Pour cela, et puisque

le nombre des poutres est impair, on opte pour le positionnement montré dans la figure ci-dessous :

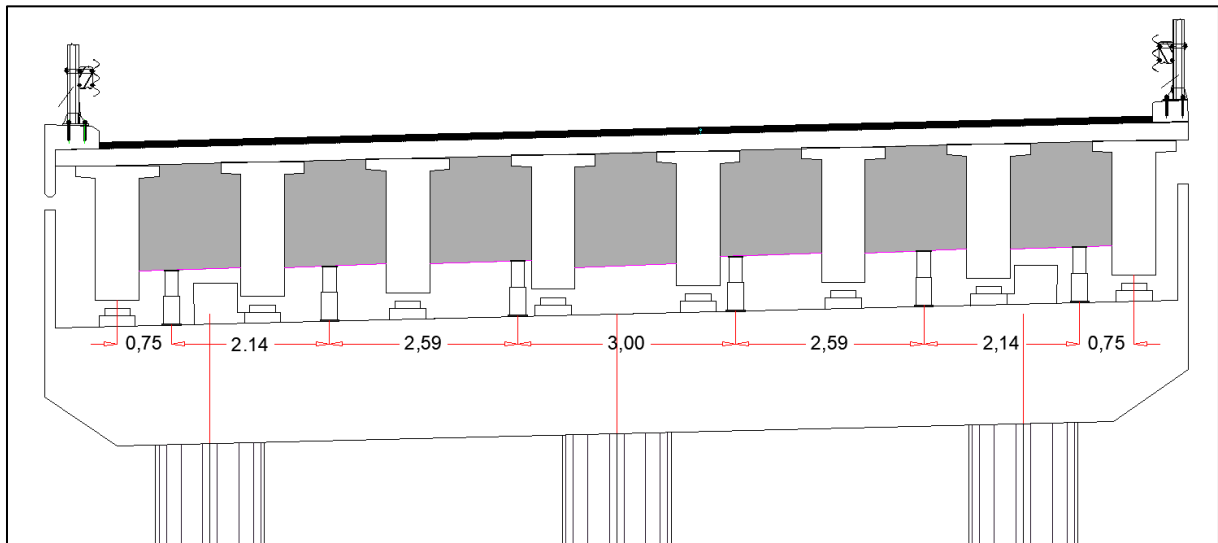


Figure VIII. 4 Position des vérins.

VIII.3.2 Évaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue de 12.8 m de longueur, reposant sur six appuis, et supportant son poids propre (charge uniformément répartie) et le poids des poutres, de la dalle et de complément de charges permanentes (charges concentrées, obtenues à partir des réactions sous charges permanentes sans prendre en compte le poids des entretoises).

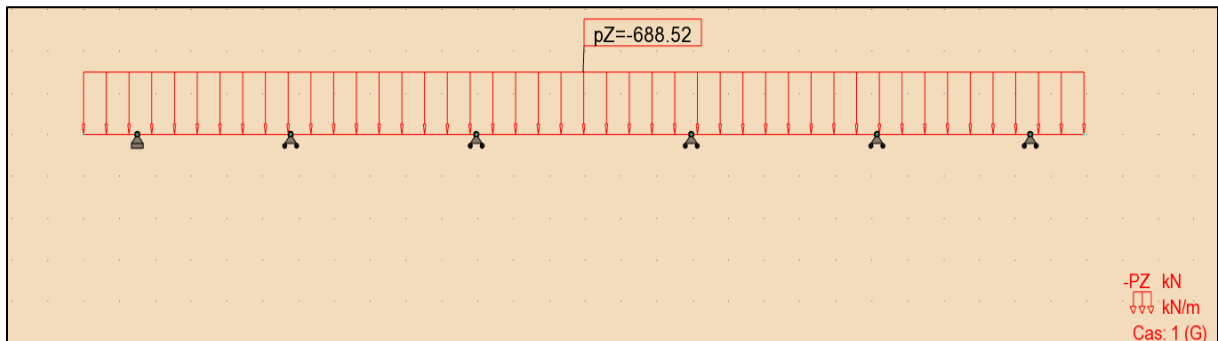


Figure VIII. 5 Modèle de calcul.

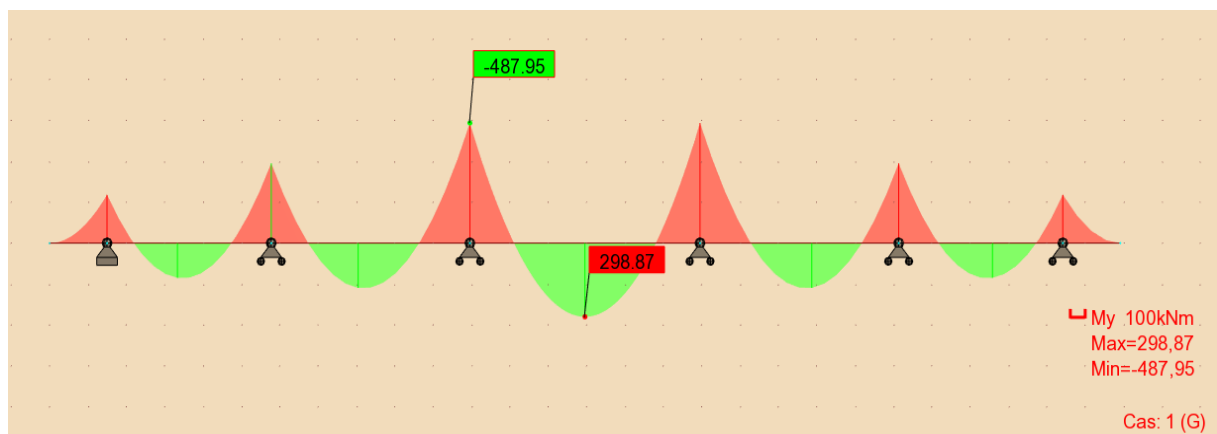


Figure VIII. 6 Diagramme des moments sous G à l'ELS

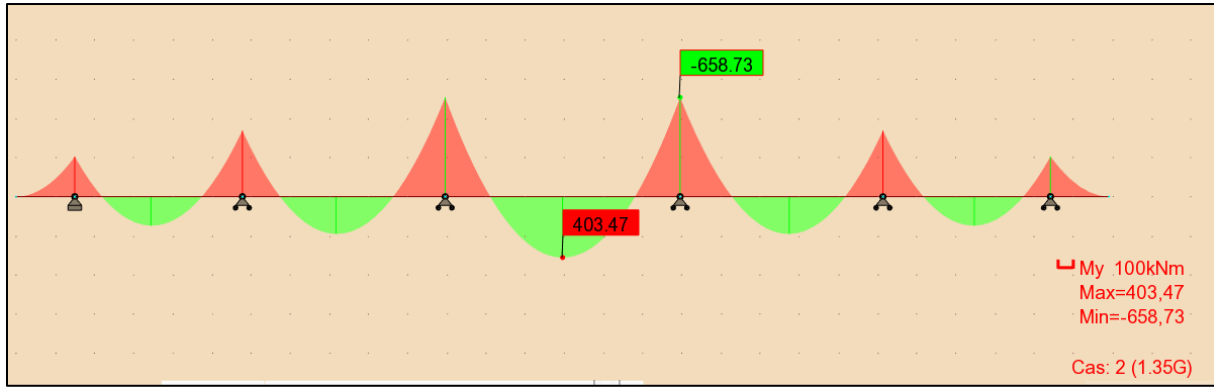


Figure VIII. 7 Diagramme des moment sous G à l'ELU

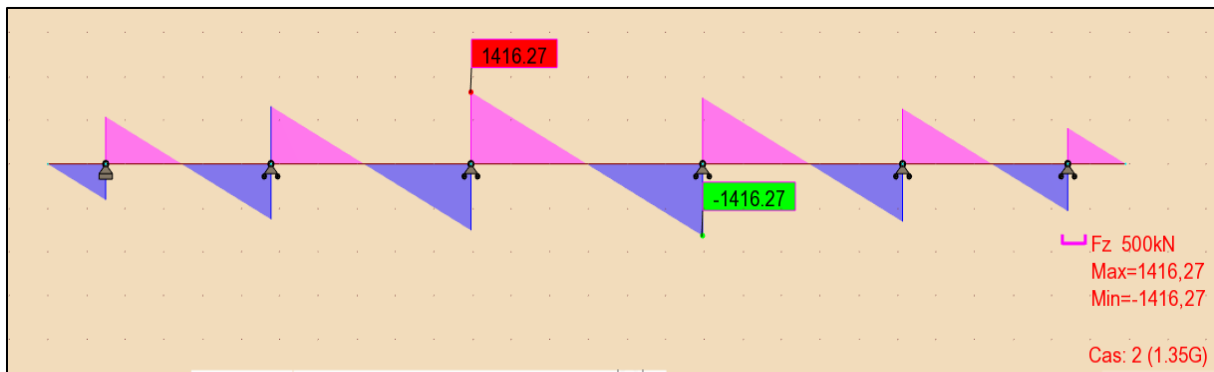


Figure VIII. 8 Diagramme de l'effort tranchant sous G à l'ELU

VIII.3.3 Ferrailage

D'après les diagrammes ci-dessus on a les moments max à ELS sont :

- Fibre supérieure : $M_{\max} = 487.95 \text{ KN.m}$
- Fibre inférieure : $M_{\max} = 298.87 \text{ KN.m}$

La section de ferrailage de l'entretoise est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

Ferrailage nappe supérieure (Sur appui) :

Armatures principales $A_s = 15.4 \text{ cm}^2$ **Voir Annexe**

On opte pour 8 HA16 ($A_s = 16.08 \text{ cm}^2$).

- Armatures de peau (sens des poutres) :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s . On opte pour HA12 ; avec un espacement de 15 cm.

Ferrailage nappe inférieure :

- Armatures principales $A_s = 9.2 \text{ cm}^2$ **Voir Annexe**

On opte pour 4 HA14 + 4 HA 12 ($A_s = 10.68 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 15 cm.

Cadres transversales (Effort tranchant) :

On opte pour des cadres de HA12 ; avec un espacement de 13 cm. **Voir Annexe**

Tableau VIII. 1 Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise.

Armatures	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinales supérieures	15.3	8 HA16	15
Longitudinales inférieures	9.2	4 HA14 + 4 HA 12	15
Armatures transversales	2.3	2 HA12	13
Armatures de peau	≥ 3 cm ² /ml	HA12	15

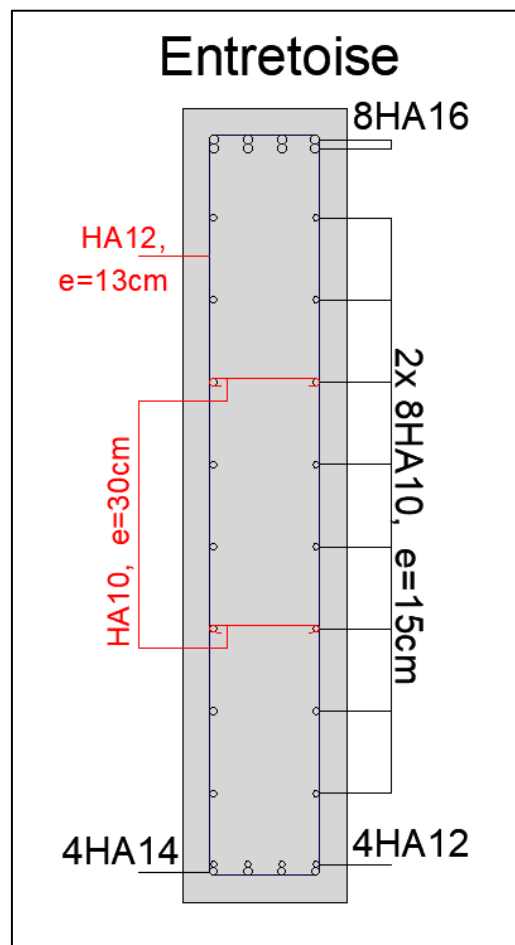


Figure VIII. 9 Ferrailage de l'entretoise

VIII.4 ETUDE DE L'HOURLDIS

La dalle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), et les surcharges (civil, militaire et exceptionnelle etc...).

L'hourdis est soumis à deux types de flexion :

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

VIII.4.1 Ferrailage sous la flexion transversale

VIII.4.1.1 La modélisation de la dalle

La dalle est modélisée comme un élément de barre de section $(0.25 \times 15.75 \text{ m}^2)$ sur 1 mètre linéaire repose sur 8 appuis

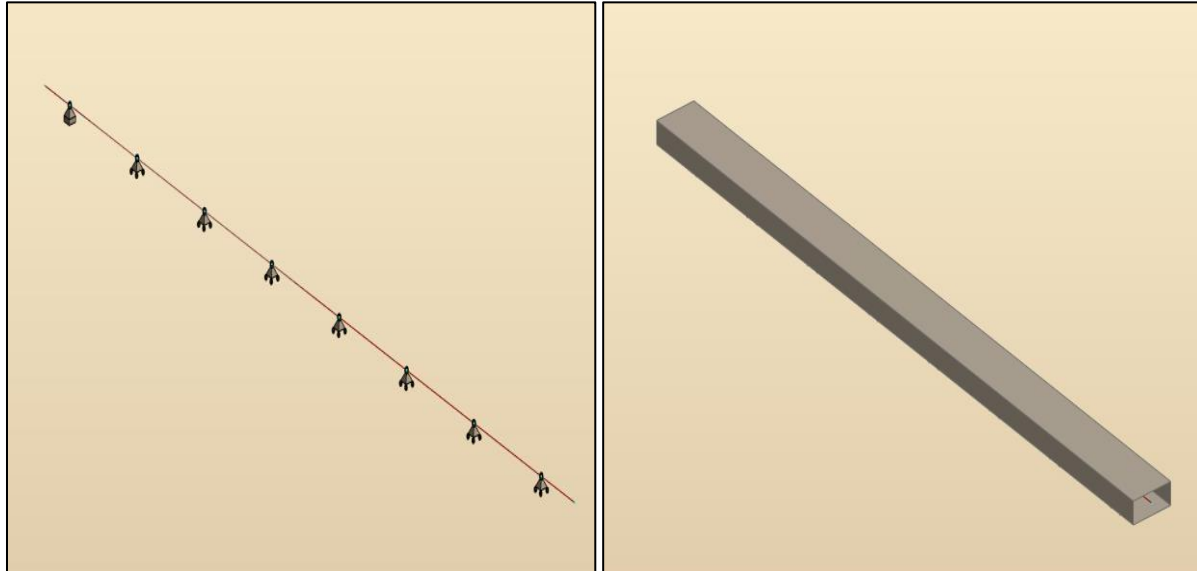


Figure VIII. 10 La modélisation de l'hourdis

VIII.4.1.2 Evaluation des efforts

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

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels. Les charges ont appliqué sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre 3 (poids propre, poids des équipements), ainsi que leurs combinaisons correspondantes. Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS).

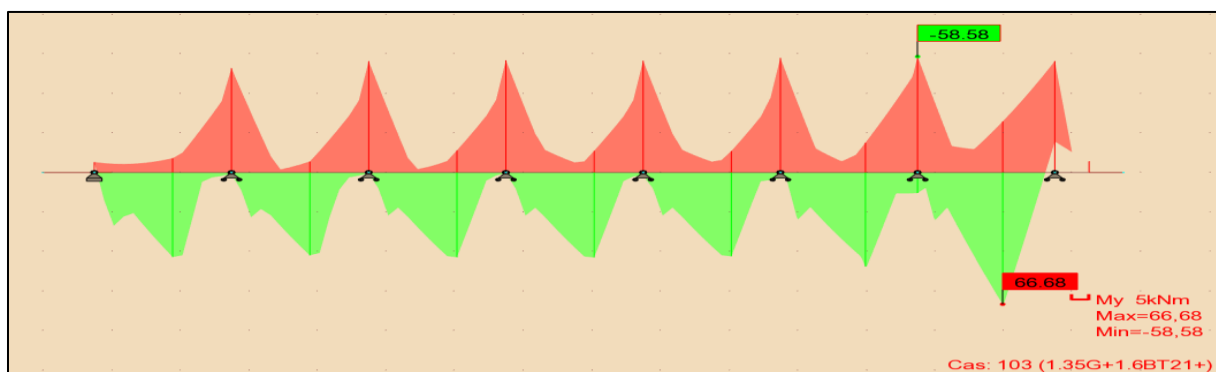


Figure VIII. 11 Diagramme des à moments sous $1.35G + 1.6 Bt2$ l'ELU.

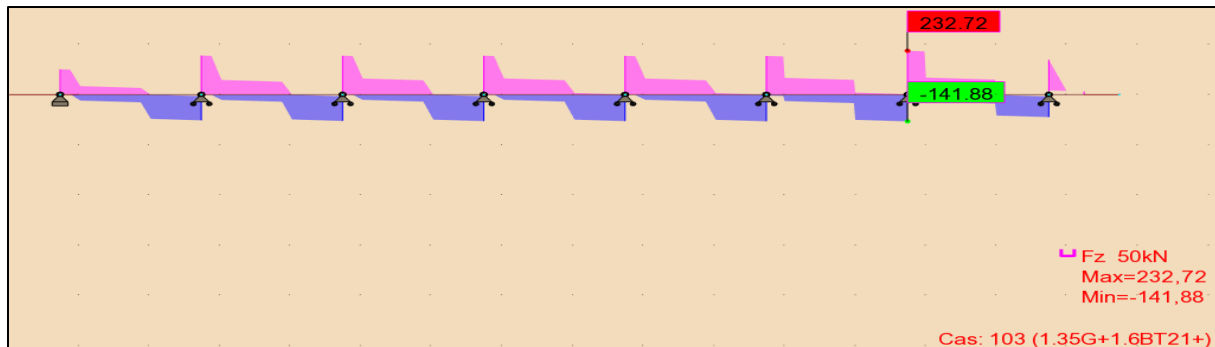


Figure VIII. 12 Diagramme des Efforts tranchant sous 1.35G + 1.6 Bt2 l'ELU.

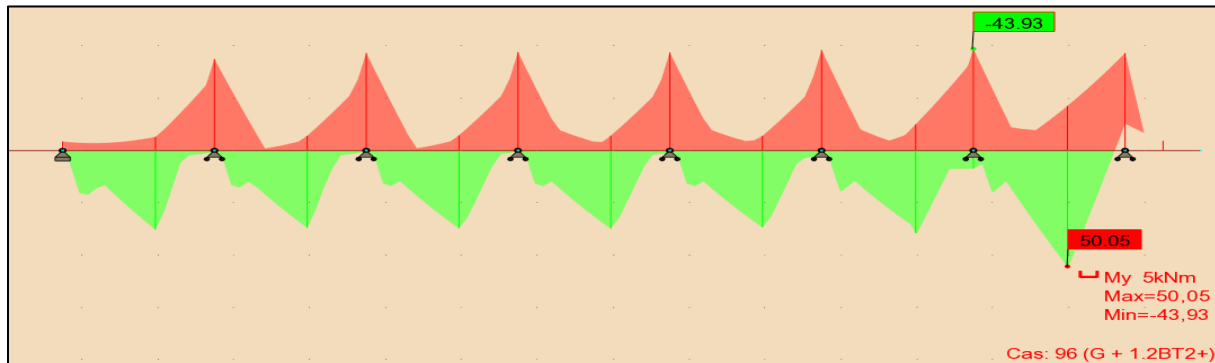


Figure VIII. 13 Diagramme des moments sous G + 1.2 Bt2 à l'ELS.

D'après les diagrammes ci-dessus on a les moments max à l'ELU sont :

- Fibre supérieure : $M_{ELU} = 58.58 \text{ KN.m}$
- Fibre inférieure : $M_{ELU} = 66.68 \text{ KN.m}$

Les moments max à l'ELS sont :

- Fibre supérieure : $M_{ELS} = 43.93 \text{ KN.m}$
- Fibre inférieure : $M_{ELS} = 50.05 \text{ KN.m}$

VIII.4.1.3 Ferrailage de la dalle

La section de ferrailage de dalle est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

Ferrailage nappe supérieure :

- **Armatures transversale** $A_s = 8.8 \text{ cm}^2$ **Voir Annexe**

On opte pour 6 HA14 ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm ; enrobage = 3 cm.

- **Armatures longitudinale de construction (sens des poutres) :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s . On opte pour HA12 ; avec un espacement de 20 cm. Un enrobage minimal : $C = 3\text{cm}$.

Ferrailage nappe inférieure :

- **Armatures transversale** $A_s = 10.1 \text{ cm}^2$ **Voir Annexe**

On opte pour 6 HA16 ($A_s = 12.06 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm. ; enrobage = 3cm

- **Armatures longitudinale de construction (sens des poutres) :**

On opte pour des cades de HA12 ; avec un espacement de 20 cm. Un enrobage minimal : $C = 3\text{cm}$. **Voir Annexe**

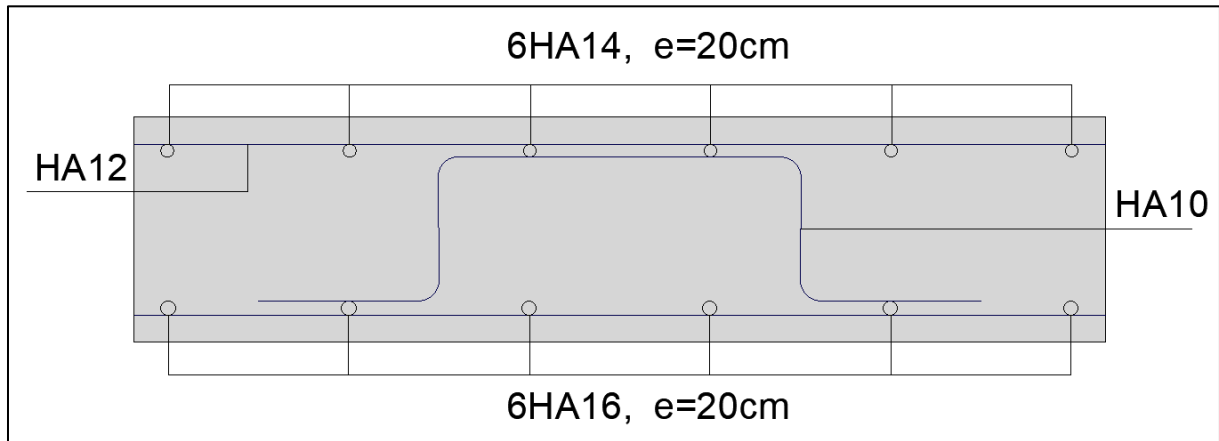


Figure VIII. 14 Ferrailage de la dalle (coupe transversale)

VIII.5 CONCLUSION

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



CHAPITRE IX

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT



CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

IX.1 INTRODUCTION

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers. Ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Au présent, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée, à l'état limite ultime et accidentel (séisme). Ce chapitre est consacré à l'étude sismique qui sera appliquée en détails afin de comprendre le comportement réel de ce type de pont.

IX.2 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON « RPOA »

Pour la prise en compte du risque sismique, le RPOA classe les ponts selon plusieurs critères.

Dans notre cas, nous avons les caractéristiques suivantes :

Tableau IX. 1 Caractéristiques sismiques de l'ouvrage.

Classification du pont	Groupe 1
Classification de la zone sismique	Wilaya de Bejaia : IIa
Coefficient d'accélération de zone	A = 0,25
Classification du site	Catégorie S3 (meuble)

IX.3 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle, soit en appliquant la méthode approchée exposée ci-après.

Cette méthode s'applique aux ponts remplissant simultanément les critères suivants :

- **Critère n°01 : « 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 chevrete). Autrement dit, la masse des piles **M_p** doit être inférieure à 43% de la masse totale **MT = G + α Q** (Q = 0 car notre ouvrage n'est pas un pont urbain) :

$$M_p = M_{chevrete} + M_{pile} < 0,43 M_T = 0,43 (G \times \text{Nombres de travées})$$

$$M_p = 826.386 \text{ t} < 0,43 \times 6518.590 = \mathbf{2802.994 \text{ t (Condition vérifiée)}}.$$

- **Critère n°02 : « Angle de biais »**

L'ouvrage étudié n'est pas en biais, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

- **Critère n°03 : « Angle de courbure »**

L'ouvrage étudié ne présente pas de courbure, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

• **Critère n°04 : « 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 transversal :

$$e_0 = |X_m - X_e| < 5\% L$$

Avec :

X_m : centre de masse du tablier ; Etant parfaitement symétrique et complètement isolé par des appuis, le centre de masse du tablier sera situé au milieu de l'ouvrage : $X_m = 108.3 \text{ m}$

X_e : Centre élastique des appuis ; $X_e = (\sum K_i X_i) / (\sum K_i)$

Cette vérification se fera après le calcul des raideurs.

IX.3.1 EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K

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

- $K_{A-app} = G \times \frac{a \times b}{T}$
- $K_{pile} = n \times \frac{3EI_l}{h^3} \rightarrow \text{Sens longitudinal} / K_{pile} = \frac{3EI_t}{h^3} \rightarrow \text{Sens transversal}$
- $K_{app} = \frac{1}{\frac{1}{k_{pile}} + \frac{1}{k_{A-app}}}$

Avec :

G : Module de cisaillement de l'appareil d'appui , $G = 0.9 \text{ MPa}$ en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique.

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

$a \times b = (400 \times 400) \text{ mm}^2 / T = 60 \text{ mm}.$

n : Nombre de fûts composant la pile ; $n = 3.$

E : Module de déformation instantanée du béton ; $E = 37619, 47 \text{ MPa}.$

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 : En ce qui concerne la culée, qui est considérée comme infiniment rigide, la rigidité totale sera égale directement à la rigidité des appareils d'appuis (K_{A-app}).

Tableau IX. 2 Raideurs dynamiques longitudinales des appuis

Appui	H (m)	K_{pile} (MN/m)	$K_{A-appui}$ (MN/m)	n_{A-app}	K_{app} (MN/m)
C1/C2	/	INF	3.20	8	25.60
P1	4.3	927.82	3.20	16	48.52
P2	9.58	83.90	3.20	16	31.80
P3	9.64	82.35	3.20	16	31.57

P4	4.64	738.44	3.20	16	47.88
P5	4.5	809.53	3.20	16	48.15

Tableau IX. 3 Raideurs dynamiques transversales des appuis

Appui	H (m)	K_{Pile} (MN/m)	$K_{A-appui}$ (MN/m)	n_{A-app}	K_{App} (MN/m)
C1/C2	/	INF	3.20	8	25.60
P1	4.3	138937.69	3.20	16	51.18
P2	9.58	12564.03	3.20	16	50.97
P3	9.64	12330.89	3.20	16	50.97
P4	4.64	110578.71	3.20	16	51.17
P5	4.5	121223.80	3.20	16	51.18

✓ **Vérification de la symétrie transversale**

$$X_e = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i}$$

$$= \frac{(25.60 \times 0) + (48.52 \times 36.1) + (31.80 \times 72.2) + (31.57 \times 108.3) + (47.88 \times 144.4) + (48.15 \times 180.5) + (25.60 \times 216.6)}{25.60 + 48.52 + 31.8 + 31.57 + 47.88 + 48.15 + 25.60}$$

$X_e = 110.44 \text{ m}$

$e_0 = |X_m - X_e| = |108.3 - 110.44| = 2.14 \text{ m} < 5\% L = 10.83 \text{ m}$ (Condition vérifiée).

IX.3.2 EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE

IX.3.2.1 Evaluation de l'effort sismique longitudinal

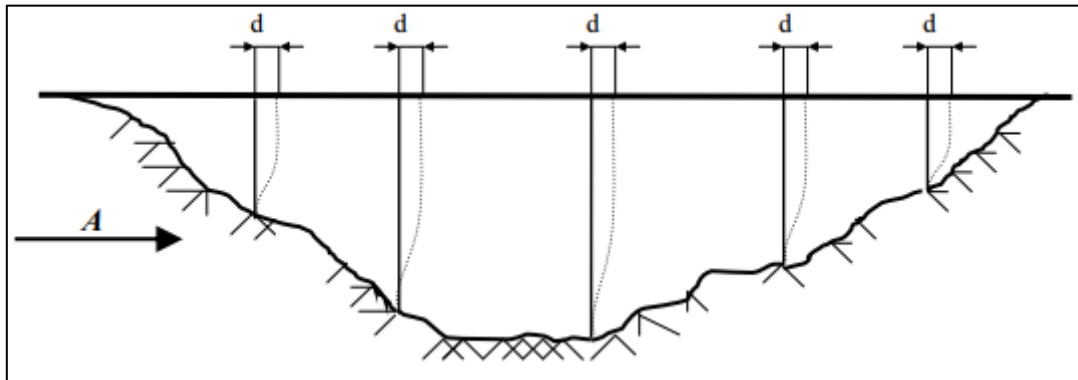


Figure IX. 1 Séisme longitudinale

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 :

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

Où :

M : la masse effective totale de la structure ; **M = 6518.59 t**

Sa(T): l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T

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

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

T : Période fondamentale de l'ouvrage ; **T = 2π√(K/M) = 1 s**

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. **T₁= 0.2 s et T₂= 0.5 s**

S : coefficient de site. **S=1.20**

A : coefficient d'accélération de zone (**A=0.25**).

η : facteur de correction de l'amortissement. **η = √(7/(2+ξ))** avec **ξ** : taux d'amortissement (en %). Béton armé : 5%.

Application numérique :

Nous avons : **T₂ = 0,50 s ≤ T = 1 s ≤ 3,0 s**

Donc : **Sae (T) = 2. 5. η. A. g. S (T₂/T) = 3. 69 m/s²**

Et : **F = M × Sae(T) = 24063. 08 kN**

Déplacement du tablier par rapport au sol :

Le déplacement a pour expression: **d_{L-Tablier} = (T/2π)² × Sae(T) = 9. 30 cm**

La force horizontale F se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

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

Tableau IX. 4 Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui.

Piles	K _{appui} (MN/m)	K _T (MN/m)	F (kN)	F _{appui} (kN)
C1 / C2	25.60	259.12	24063.1	2377.3
P1	48.52	259.12	24063.1	4505.9
P2	31.80	259.12	24063.1	2952.7
P3	31.57	259.12	24063.1	2931.7
P4	47.88	259.12	24063.1	4446.3
P5	48.15	259.12	24063.1	4471.8

IX.3.2.2 Evaluation de l'effort sismique transversal

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.

Nous avons :

$$\frac{L}{B} = \frac{216.6}{15.75} = 13.75 > 5 \rightarrow \text{On applique le modèle à tablier flexible.}$$

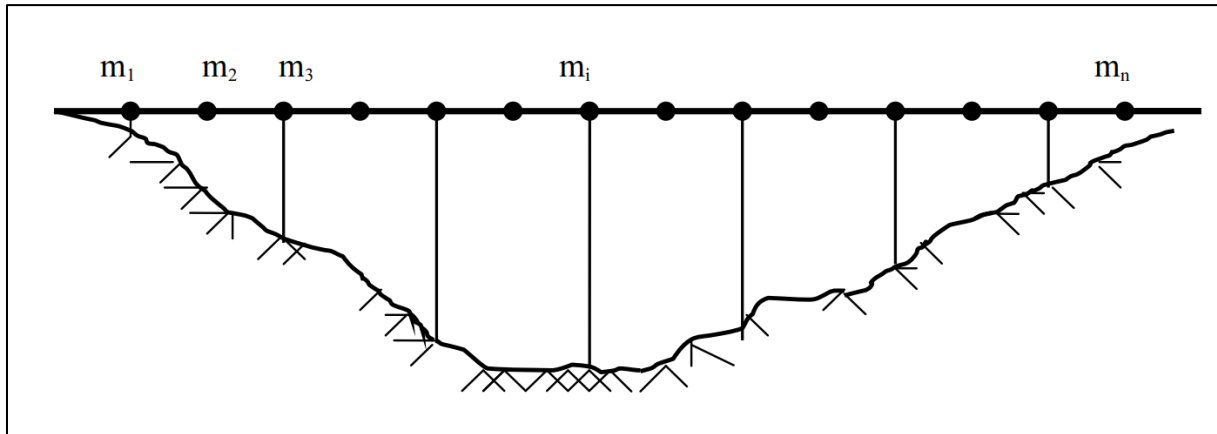


Figure IX. 2 Séisme transversal

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 : est la 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 : est la période fondamentale de la même pile. $T = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Tableau IX. 5 Distribution des forces sismiques transversal sur chaque appui

Appui	M_i (Kg)	T_i (s)	S_a (m/s ²)	F_i (kN)
C1/C2	542 211.70	0.91	4.02	2 181.35
P1	1 230 351.37	0.97	3.78	4 646.12
P2	1 242 008.62	0.98	3.75	4 659.45
P3	1 242 141.09	0.98	3.75	4 659.52
P4	1 231 102.03	0.97	3.77	4 647.31
P5	1 230 792.93	0.97	3.78	4 646.82

IX.3.2.3 Composante verticale du séisme

Pour les tabliers de ponts en béton précontraint, seuls les ponts se situant en zone de forte sismicité (**zones IIb et III**) doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme (**RPOA 5.4**). Donc, cet effet est négligé pour notre cas (**IIa**).

IX.4 COMBINAISON 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 IX. 6 Effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble

Appui	$E_{\text{long}}(\text{KN})$	$E_{\text{trans}}(\text{KN})$	$E_{\text{vert}}(\text{KN})$
C1/C2	3 339.33	3 202.17	2 393.02
P1	6 720.12	6 818.24	5 480.10
P2	5 504.18	6 698.88	6 129.02
P3	5 483.20	6 692.65	6 122.74
P4	6 994.11	7 134.81	6 573.45
P5	7 019.43	7 141.96	6 580.94

IX.5 APPAREIL D'APPUIS

Le tablier repose sur les appuis par l'intermédiaire de l'appareil d'appuis conçus pour transmettre les efforts de tablier verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Il existe quatre types d'appareils d'appuis :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appuis métalliques.

Notre choix s'est porté sur appareils d'appuis élastomère frette de types B. Ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2,5 m.

Il est précisé que les valeurs données sont en fonction de σ_p . Pour une descente de charge donnée, le coefficient de frottement est calculé à partir de la contrainte à l'ELU.

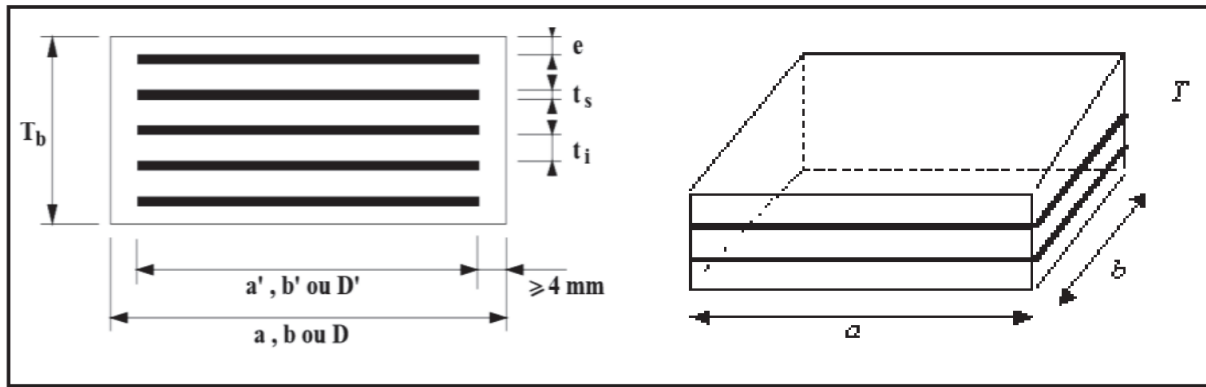


Figure IX. 3 les dimensions de l'appareil d'appui

IX.5.1 Aire l'appareil d'appui

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

$$\frac{R_{max}}{(a \times b)} \leq \sigma_m = 20MPa$$

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

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

R_{max} : réaction d'appuis maximale à L'ELU (R_{max} = 1.771 MN).

σ_m : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis varie entre 20-25 MPa, On prend σ_m = 20 MPa

D'où : $a \times b \geq 885.5 \text{ cm}^2$

On prendra : **a = 400 mm et b = 400 mm**

IX.5.2 Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T

$$\frac{\max(a,b)}{10} \leq T \leq \frac{\max(a,b)}{5} \rightarrow 40 \text{ mm} \leq T \leq 80 \text{ mm.}$$

IX.5.3 Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right. \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 11.11 \\ \sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 11.07 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

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

G = 0.90 MPA (cas statique).

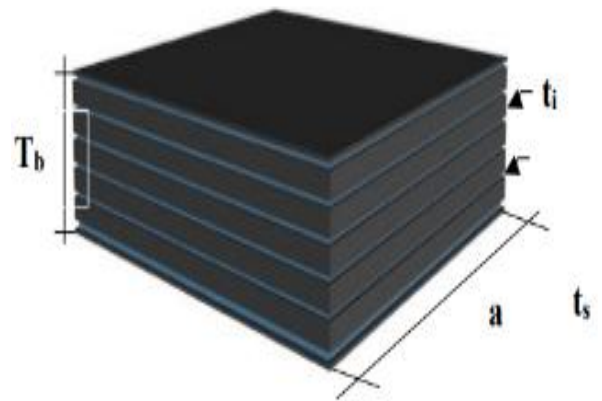
D'où : t_s = 1.70 mm

On prendra :

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

Tableau IX. 7 Dimensions de l'appareil d'appui.

Dimensions	Valeurs (mm)	Dimensions	Valeurs (mm)
a	400	n	4
b	400	e	6
t _i	12	T _b	75
t _s	3	T	60



t_i : Feuilletts d'élastomère

t_s : Frettes métalliques

n : Enrobage des chants

e : Enrobage extérieur

T : épaisseur totale de l'élastomère.

n : nombre de feuilletts élémentaires.

IX.5.4 Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement. Cette combinaison est donnée par

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

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

IX.5.4.1 Résistance à la compression

Le coefficient de sécurité en résistance en compression du matériau est pris égal à 1.5. Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduit par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

$$\left| \sigma_m \leq 20 \text{ MPa} ; \text{ avec } \sigma_m = \frac{N}{a \times b} = \frac{1.771}{0.4 \times 0.4} = 11.07 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition vérifie.} \right.$$

IX.5.4.2 Stabilité au flambement

$$\gamma_s \times P_u < P_c$$

Avec :

$\gamma_s = 3$ coefficient partielle de sécurité.

P_u : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons a l'ELU.

P_c : la charge critique de l'appareil d'appui donne par la formule suivant : $P_c = 4.G.B.S^2.d/h$

B : l'aire nominale de l'appui ($a \times b$).

d : somme d'une épaisseur de la frette et d'une épaisseur d'élastomère.

h : hauteur total de l'appareil d'appui.

S : facteur de forme ; $s = \frac{a \times b}{2 \times t_i (a + b)}$

$$S = 8.33 ; h = 0.075 \text{ m} ; B = 0.16 \text{ m}^2 ; d = 0.015 \text{ m.}$$

$$P_c = 8.00 \text{ MN} ; P_u = 1.77 \text{ MN} \rightarrow 5.31 \text{ MN} \leq 8.00 \text{ MN} \rightarrow \text{la condition vérifie.}$$

IX.5.4.3 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 : la distorsion de l'appareil d'appui.

d : déplacement horizontal.

$$T_b = 75 \text{ mm}$$

$$P = 0.221 \leq 0.25 \rightarrow \delta_c = 0.85$$

$$d = d_{\text{seisme}} + d_{\text{flu}} + 0.4 d_T + 0.2 \times d_{\text{dér}} = 0.093 + 0.0096 + 0.0061 \times 0.4 + 0.2 \times 0.0094 = 0.106 \text{ m}$$

$$\delta = 1.424 < \delta_c = 0.85 \rightarrow \text{condition non-vérifiée.}$$

→ On doit placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt).

IX.5.4.4 Condition de non-glissement

Condition de non-glissement se vérifie par la formule suivante :

$$H \leq f \times N$$

Avec :

H : l'effort horizontal.

f : coefficient de frottement. $f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$

N : l'effort de compression verticale.

Pile:

$$N = 0.88 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 5.50 \text{ MPa. D'où : } f = 0.10 + 0.6/5.50 = 0.21$$

$$H = E_{\text{long}} + H_{\text{flv}} + 0.4 H_T = 0.0717 \text{ MN.}$$

$$0.39 < 0.21 \times 0.88 = 0.18 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition non-vérifiée.}$$

Culée:

$$N = 0.90 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 5.59 \text{ MPa. D'où : } f = 0.10 + 0.6/5.59 = 0.21$$

$$H = E_{\text{long}} + H_{\text{flv}} + 0.4 H_T = 0.035 \text{ MN.}$$

$$0.40 < 0.21 \times 0.90 = 0.19 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition non-vérifiée.}$$

→ Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement (tiges fixées dans plaques d'ancrage sur les 4 coins).

IX.6 DES D'APPUIS

Le dé d'appui est un élément en béton armé posé sur le sommier d'appui où se posent les appareils d'appuis, il permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

IX.6.1 Dimensionnement des d s d'appuis

D'après le document SETRA, appuis du tablier (P.P.73) les dimensions en plan du d  d'appuis présentent un débordement minimum de 5 cm par rapport aux appareils d'appuis.

- Pour un déplacement pour les deux cotés on prend :
 - $A = a + 100 + 50 = 400 + 100 + 50 \rightarrow A = 550 \text{ mm.}$
 - $B = b + 100 + 50 = 400 + 100 + 50 \rightarrow B = 550 \text{ mm.}$
- La hauteur du d  d'appuis présente une hauteur minimum de :

$$H \geq \frac{a \times b}{(a+b)} \quad \text{Avec : } a \text{ et } b \text{ sont des dimensions en plan de l'appareil d'appui.}$$

$H \geq 200 \text{ mm}$ on prendra **H = 250 mm.**

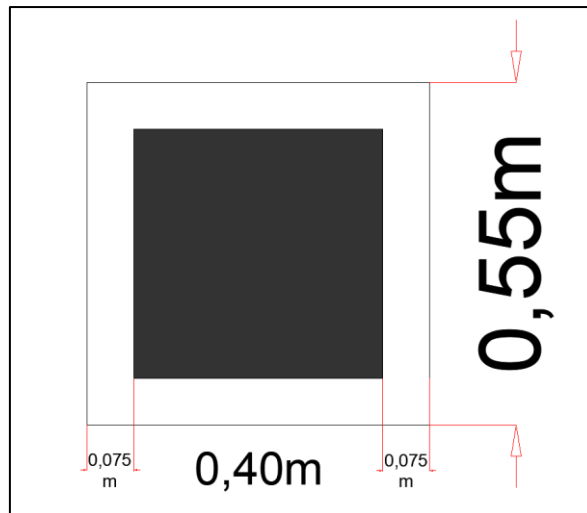


Tableau IX. 8 Dimensions du d  d'appui

IX.6.2 Ferrailage des d s d'appuis

Les déférentes sections d'armatures sont  valu es suivant le guide SETRA (P.P.73).

- **Armatures de chainage**

La section d'armatures de chainage peut être d termin e par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

La section calcul e doit reprendre un effort $N = 25\% N_{\max}$:

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.771}{434.78} = 10.18 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 7 HA14. (} A_s = 10.78 \text{ cm}^2 \text{)}$$

- **Armatures horizontales**

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

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.771}{434.78} = 5.09 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 5 HA12. (} A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \text{)}$$

- **Frette supérieure**

Elle est plac e la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures crois es.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.771}{434.78} = 1.629 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 2 HA12. (} A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \text{)}$$

- **Frette inferieure**

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

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 1.771}{434.78} = 4.073 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 4 HA12. (As = 4.52 cm}^2\text{)}$$

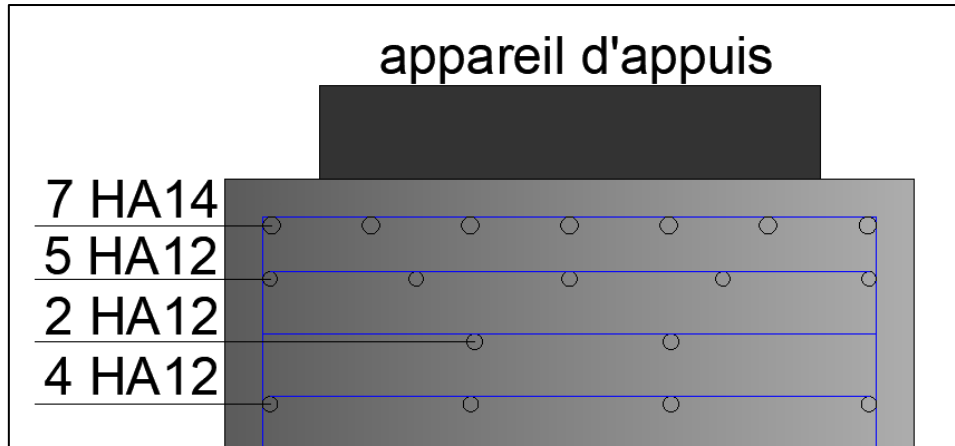


Figure IX. 4 Ferrailage du dé d'appui.

IX.6.3 Les plaques de fixation

Ils sont en acier pour assurer les positions des appareils d'appuis sur les dés d'appuis et aussi pour empêcher son glissement.

Ils ont une épaisseur de 25 mm avec une section supérieure à 5 cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.

IX.7 JOINT DE CHAUSSEE

Un joint de chaussée, ou joint de dilatation, est un dispositif permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier d'un pont. Il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau.

Un joint doit avoir les propriétés suivantes :

- Assurer la liberté de mouvement du pont ;
- Donner une continuité de la surface de roulement ;
- Ne pas être une source de bruit et de vibration ;
- Avoir une bonne étanchéité ou une bonne évacuation des eaux.

IX.7.1 Calcul de souffle

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0,3W_T + W_S/3$$

W : souffle total du joint.

W_s : le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques avec la méthode monomodale.

$$W_s = d_{\text{siesme long}} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times Sa = \frac{1}{4 \times \pi^2} \times 3.69 = \mathbf{0.093m.}$$

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) $W_D = L \times (\epsilon_f + \epsilon_r)$.

W_T : souffle thermique $W_T = L \times \epsilon_T$.

L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussé 36 m).

ϵ_T : coefficient de la température. $\xi_T = 0.0002$.

ϵ_f : coefficient de fluage $\epsilon_f = 3 \times 10^{-4}$.

ϵ_r : coefficient de retrait, $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$.

$$W_D = 0.0096m.$$

$$W_T = 0.0061m.$$

$$W_s = 0.0930m.$$

$$\text{Donc : } W = \mathbf{0.042 m = 4.20 cm}$$

IX.7.2 Type de joint

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 4.20 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.

Tableau IX. 9 Modèles des joints W_d .

Type	Réservations								Fixations					
	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	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.

Dans mon cas l'ouvrage n'est pas biais → **Droite (100gr).**

Suivant le souffle total, on a choisi le joint **Wd60**.

IX.8 CONCLUSION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont ces équipements qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers, notamment après un séisme.



CHAPITRE X

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.1 INTRODUCTION

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

X.2 ETUDE DE LA PILE

La pile est une partie indissociable d'un pont, son rôle est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Les piles servent d'appuis intermédiaires au tablier : elles reprennent les efforts exercés par le tablier. Celui-ci peut-être simplement appuyé sur elles, partiellement ou totalement encastré. Les piles reçoivent donc des efforts verticaux dans le premier cas, verticaux et horizontaux dans d'autres cas où les efforts de séismiques et de freinage sont pris en considération.

X.2.1 Conception de la pile/documents SETRA

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

Nous avons opté pour la solution d'un modèle de base B, piles composées des colonnes (fûts) avec section circulaire, qui permet d'économie de la matière.

Tableau X. 1 Implantation et hauteurs des piles

N° pile	Position	Type Fondation	Nombre des fûts	Diamètre des fûts (m)	H _{moy} fûts (m)	H _{moy} colonne (m)
P1	PK12+000	Profonde	3	1.5	4.3	6.3
P2	PK12+361	Profonde	3	1.5	9.58	11.58
P3	PK12+722	Profonde	3	1.5	9.64	11.64
P4	PK13+083	Profonde	3	1.5	4.64	6.64
P5	PK13+444	Profonde	3	1.5	4.5	6.5

Tableau X. 2 Dimension de la pile la plus haute

Les éléments	de la pile	La condition	Les dimensions
Chevêtre	longueur	$L=8 \times d + 2 \times (b_0/2) + 2 \times 0.30$	15.75m
	largeur	/	2.10m
	hauteur	$1m \leq h \leq L/6 ; 1m \leq h \leq 2.2m$	1.65m
Les fûts	Diamètre	$\Phi \geq 0.60 \text{ m} ; \Phi \geq \frac{H_f}{10}$	1.50m
La fondation	Epaisseur	/	2.00m
	longueur	$B=a+2c$	15.70m
	Largeur	$L=3a+2(e_{fut}-a)+2 \times 1.5$	6.00m

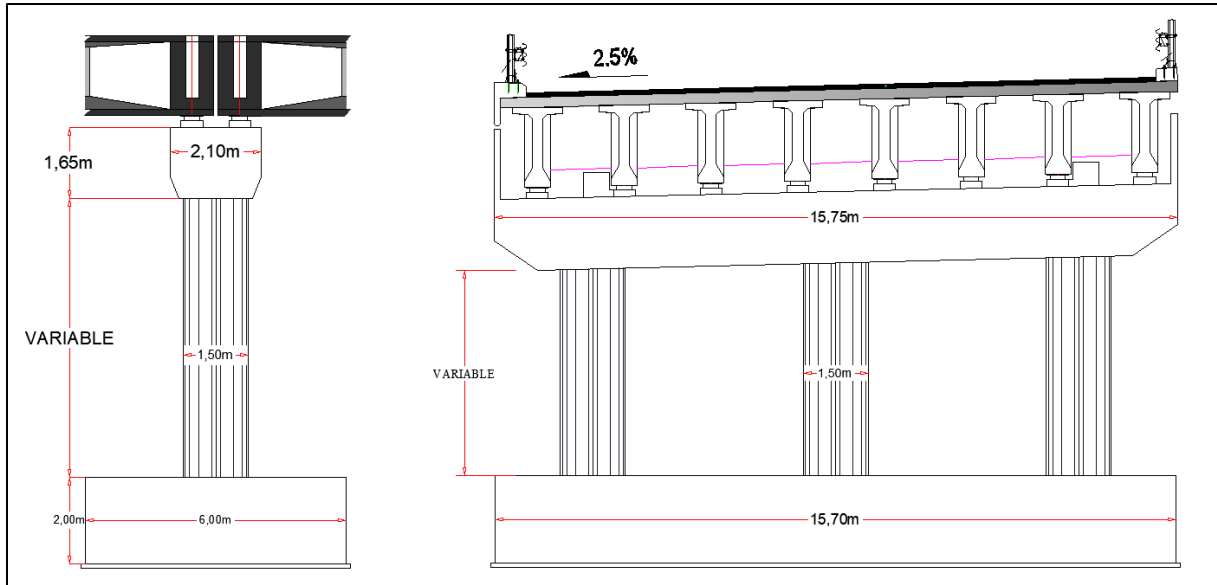


Figure X. 1 Dimensions des piles

X.2.2 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

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

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

l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute :

$l_f = 0.7 \times l_0$: pour la partie poutre ($l_0=9.64\text{m}$ est la hauteur du fût).

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

Tableau X. 3 Vérification du flambement des piles les piles hautes.

Appuis	l_f (m)	i_y (m)	i_x (m)	λ_y	λ_x	observation
Pile 03	6.748	0.375	0.375	25.706	25.706	C.V

→ Pas de risque de flambement

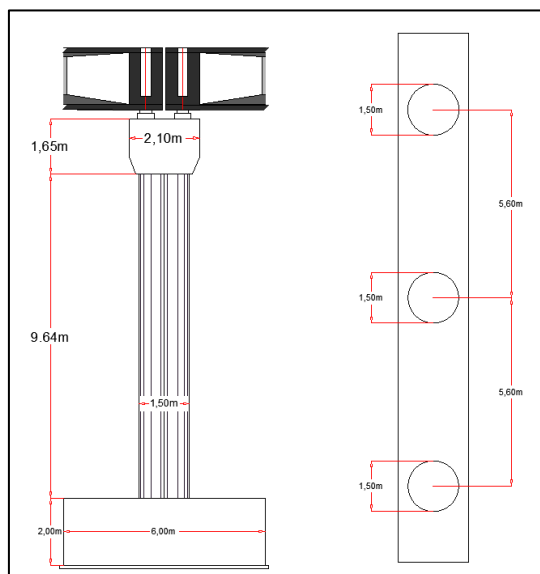


Figure X. 2 Dimensions des piles les plus hautes.

X.2.3 Etude des éléments de la pile

X.2.3.1 Etude de chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges.

➤ **Flexion longitudinale :**

Le chevêtre est reposé sur des colonnes peut présenter par le schéma statique suivant :

La modélisation :

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est les résultats de calcul sont illustrés dans les figures suivantes :

Les charges prises en considération :

- G_{max} de tablier
- Q_{max} (A(l)).

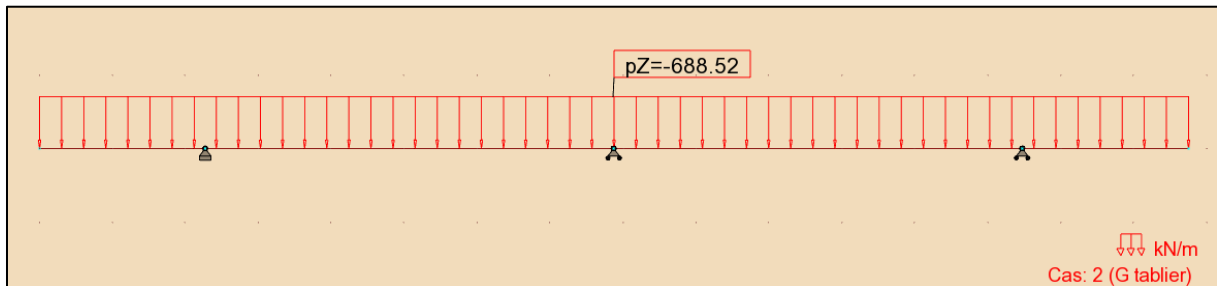


Figure X. 3 Modélisation du chevêtre

Résultat :

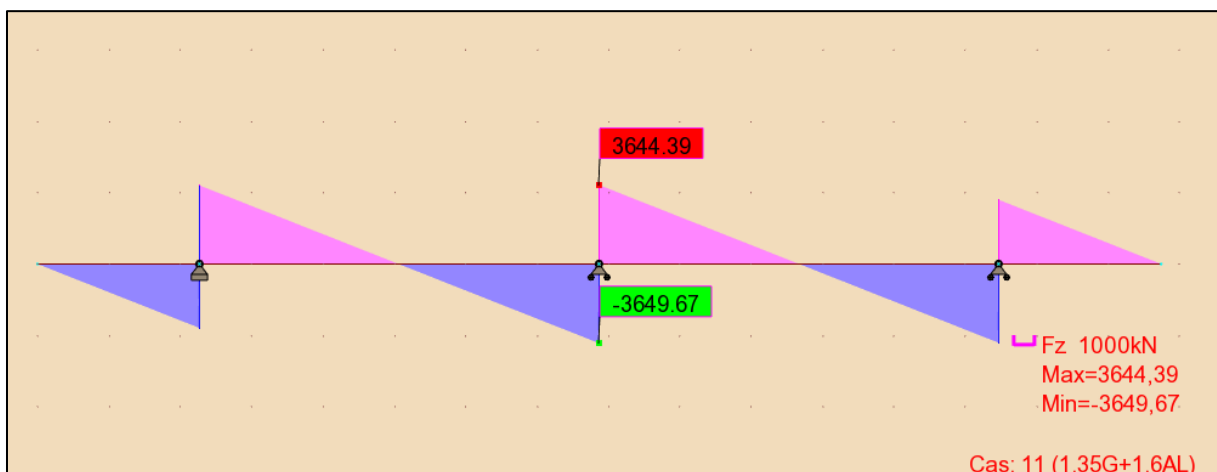


Figure X. 4 Effort tranchant maximale à L'ELU

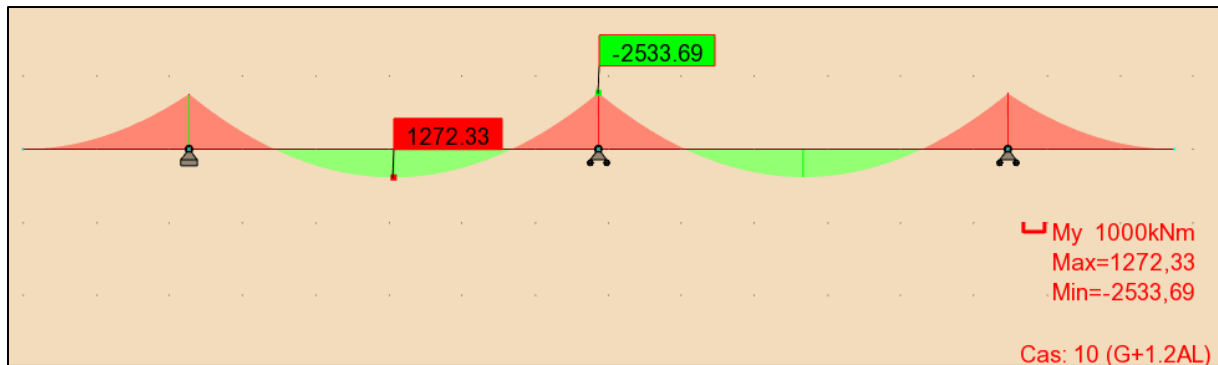


Figure X. 5 Moments maximale à l'ELS

Fibre supérieure : $M_{ELS} = -2533.69 \text{ KN.m}$;

Fibre inférieure : $M_{ELS} = 1272.33 \text{ KN.m}$;

Et : $T_{ELU} = 3649.67 \text{ KN}$.

➤ **Ferraillages :**

La nappe supérieure :

Les armatures longitudinales :

Le moment maximal est négatif : $M_{sup} = -2486.43 \text{ KN.m}$;

Par robot expert : on a trouvé que : $A_s \geq 67 \text{ cm}^2 \rightarrow 14\text{HA}25 \rightarrow A_s = 68.72 \text{ cm}^2$;

Avec un espacement de 7 cm et enrobage de 5cm.

La nappe inférieure :

Les armatures longitudinales :

Le moment maximal est positif : $M_{sup} = 1272.33 \text{ KN.m}$

Par robot expert : on a trouvé que : $A_s \geq 33,6 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}25 + 8\text{HA}16 \rightarrow A_s = 45.54 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 17 cm et enrobage de 5cm.

Les armatures transversales :

Par robot expert :

1 cadre de HA14 espacement = 10 cm zone critique et 15 cm zone courant.

➤ **Calcul à la torsion :**

Détermination du ferraillage nécessaire peu résisté à l'effort de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur de chevêtre et de largeur l_t .

$$l_t = l_c \quad \text{si } l_c \leq \Phi + h_c$$

$$l_t = l_c + \Phi \quad \text{si } l_c \geq \Phi + h_c$$

$$h_c = 1.65 \text{ m}, \Phi = 1.5 \text{ m}, l_c = 2.1 \text{ m} \text{ donc : } l_t = 2.1 \text{ m}$$

La contrainte tangente de torsion donne par :

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

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalent, $b_n = \frac{h_c}{6} = 0.275 \text{ m}$

Ω : L'aire de torsion, $\Omega = (h_c - b_n) \times (l_t - b_n) = (1.65 - 0.275) \times (2.1 - 0.275) = 2.509 \text{ m}^2$

➤ **Evaluation de moment de torsion :**

Phase de construction :

$$C_1 = P_G \times e$$

$$P_G = 177.26 \text{ KN/ml}, e = 0.55\text{m} \rightarrow C_1 = \mathbf{97.49 \text{ KN.m/ml}}$$

Phase de service :

$$C_2 = P_{A(l)} \times e$$

$$P_{A(l)} = 114.07 \text{ KN/ml}, e = 0.55\text{m} \rightarrow C_2 = \mathbf{62.74 \text{ KN.m/ml}}$$

Donc : $C = \text{Max}(C_1, C_2) = \mathbf{97.49 \text{ KN.m/ml}}$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles :**

La condition a vérifié est :

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$$\tau_b = \frac{97.49}{2 \times 2.509 \times 0.275} = 0.070 \text{ MPa}$$

$$\tau_v = \frac{v_u}{b_0 \times d}, b_0 = 2.1\text{m}, d = 0.9 \times h_c = 1.485\text{m} \rightarrow \tau_v = \frac{3649.67}{2.1 \times 1.485} = 1.170 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = \min\{0.2 \times f_{c28} / \gamma_b = 3.6 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.6 \text{ MPa}$$

$$1.374 \text{ MPa} < 12.96 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

➤ **Ferrailage longitudinal :**

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{c \times p}{2 \times \Omega}$$

P : périmètre du chevêtre, $P = 6.95 \text{ m}$.

σ_{st} : Contrainte admissible d l'acier $\sigma_{st} = 333.333 \text{ MPa}$.

$$A_s = \frac{1}{333.333} \times \frac{97.49 \times 6.95}{2 \times 2.509} = \mathbf{4.05 \text{ cm}^2}$$

Les armatures : **4HA12** → $A_s = \mathbf{4.52 \text{ cm}^2}$ avec espacement de 30 cm.

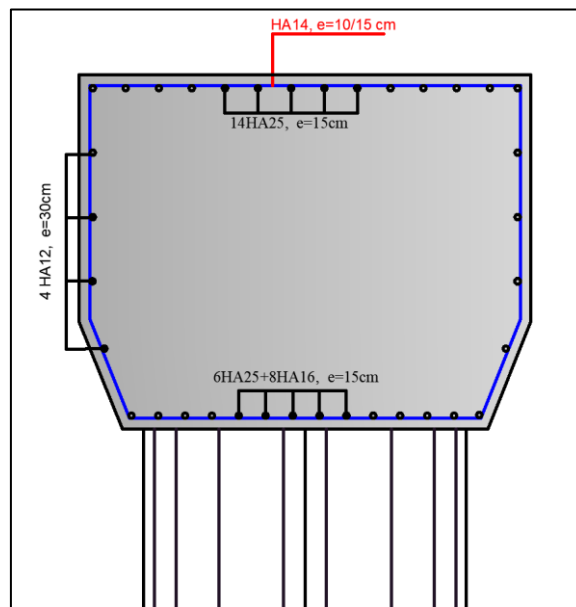


Figure X. 6 Ferrailage du chevêtre

X.2.3.2 Etude des futs de la pile

➤ Evaluation des efforts agissant sur les futs de la pile

Tableau X. 4 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
Désignations			
G (fut)	1277.65	/	/
G Tablier	10844.23	/	/
chevêtre	1364.34	/	/
A(l)	2489.40	/	/
Bc	1785.53	/	/
Mc120	1137.39	/	/
D240	2118.86	/	/
Freinage a(l)	/	158.95	1794.52
Freinage Bc	/	180	2032.20
Ht	/	116.42	1314.43
H _{flv} (ret + flu)	/	184.80	2086.39

➤ Combinaison des efforts :

Les sollicitations les plus défavorables sur les futs :

Tableau X. 5 combinaison des efforts

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G+1.2Bc+ 0,6H_T + H_{flv}	5209.62	156.88	1771.23
ELU	1.35G+1.6B+ 0,9 HT + H_{flv}	7021.08	214.09	2417.04
ELA	G+E₂+0,4 H_T + H_{flv}	4600.30	654.18	22293.62

➤ Ferrailage

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 688.90 \text{ cm}^2$

Donc : on prend **86HA32** ($A_s = 691.65 \text{ cm}^2$).

Cercle transversale :

Avec robot expert :

1 cercle **H14** et 1 cercle de **HA16**, espacement de 10 cm zone critique et 30 cm zone courante.

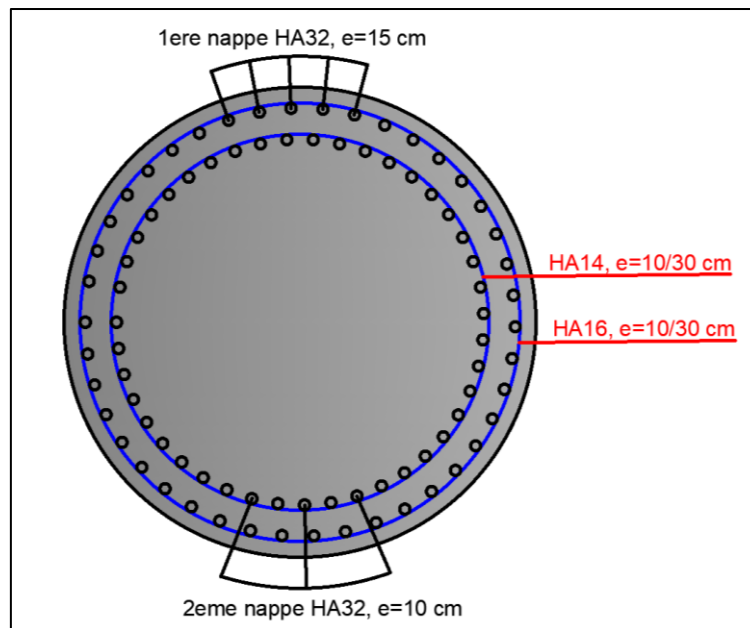


Figure X. 7 Ferrailage des colonnes

X.2.3.3 Etude de fondation

- Evaluation des efforts agissant sur la semelle :

Tableau X. 6 Evaluations des efforts agissant sur la semelle

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
Désignations			
G (chev+fut+semelle)	7351.99	/	/
G Tablier	10844.23	/	/
A(l)	2489.40	/	/
Bc	1785.53	/	/
Mc120	1137.39	/	/
D240	2118.86	/	/
Freinage a(l)	/	158.95	1794.52
Freinage Bc	/	180	2032.20
Ht	/	116.42	1314.43
H _{flv} (ret + flu)	/	184.80	2086.39

- Combinaison des efforts

Tableau X. 7 combinaison des efforts

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	$G+1.2Bc+ 0,6H_T + H_{flv}$	20338.85	470.65	6255.00
ELU	$1.35G+1.6B+ 0,9 H_T + H_{flv}$	27421.74	642.26	8535.66
ELA	$G+E_2+0,4 H_T + H_{flv}$	14171.52	1998.20	80825.40

- Ferrailage

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{B}{4}, h = H - 0.1 \\ \text{tag } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}} \end{array} \right.$$

$$\frac{L}{2} - \frac{B}{4} = 1.425 < 1.90, \alpha_1 = \alpha_2 = 53.16^\circ \geq 45^\circ$$

Armatures transversale inférieure

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

$$A_s = \frac{N_{Max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}}{h}$$

$$N_{Max-ELS} = 3058.99 \text{ KN}$$

$$N_{Max-ELA} = 7384.32 \text{ KN}$$

$$\sigma_{a-ELS} = 333,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a-ELA} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{s-ELS} = 68.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-ELA} = 110.76 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = 110.76 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 1.9 + 1.2 = 3.1 \text{ m}$.

Qui donne les sections suivantes :

$$A_{s-ELA} = 35.73 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

D'après RPOA (article 7.6.1) l'armature sollicité aux tractions doit avoir un pourcentage minimum de $0.15\% < \rho_g < 1.5\%$ pour la zone IIa qui nous donne :

$$0.15\% \times h \times 1\text{ml} = 30 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On opte :

$$A_s = 35.73 \text{ cm}^2/\text{ml} ;$$

Soit : 5HA32, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales inférieure

$$A_{s1} = A_s/2 = 17.87 \text{ cm}^2/\text{ml};$$

Soit : 6HA25, avec un espacement de 17 cm.

Armatures transversales supérieure

$$A_{s2} = A_s/3 = 11.91 \text{ cm}^2/\text{ml};$$

Soit : 6HA16, avec un espacement de 17 cm.

Armatures longitudinales supérieure

$$A_{s3} = A_s/4 = 8.93 \text{ cm}^2/\text{ml};$$

Soit : 5HA20, avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales

$$A_{s4} = A_s/10 = 3.57 \text{ cm}^2/\text{ml};$$

Soit : 4HA12, avec un espacement de 25 cm.

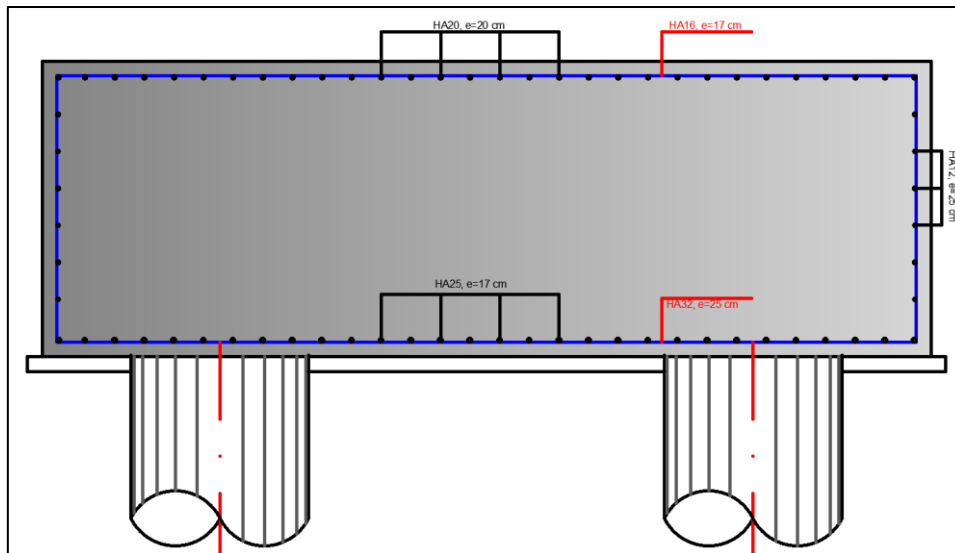


Figure X. 8 Ferrailage de la semelle

X.3 Etude des pieux

X.3.1 Nombre des pieux

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

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p}$$

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS ($N_{max} = 21183.50$ KN).

Q_p : Capacité portante d'un pieu à l'ELS à 43 m ($Q_p = 4832.5$ KN).

A L'ELS : $n_p = \frac{21183.50}{4832.50} = 4$

D'après ce calcul, on peut prendre un nombre de pieux égal à 8 pieux de 43m.

X.3.2 Actions sur les pieux

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

$$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_u \times b \times y = 0$$

b : diamètre du pieu.

C_u : module de réaction du sol.

Y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

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

α : longueur élastique du pieu ;

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

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

E : module d'élasticité du béton ;

I : moment d'inertie du pieu ;

b : longueur du pieu.

$$C_u = 30 \text{ MN/m}^3$$

$$E = 33\,000 \text{ MPa}$$

$$b = 1,20 \text{ m}$$

$$I = 0,101 \text{ m}^4$$

$$\lambda = 0.228 \text{ D'où : } \lambda \times L = 9.785$$

D'où, en tire les valeurs de (X_ϕ^H, X_ϕ^M) pour $\lambda \times L = 9.785$ à partir du tableau WERNER.

Tableau X. 8 Valeurs de WARNER

$\lambda \times L =$	1	1.5	2	3	4	6	7	8	9	10
$X_{\theta p}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45	1.55	1.64	1.74	1.83
$X_{\theta m}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65	1.71	1.76	1.82	1.87

Donc $\rightarrow X_\phi^H = 1.81, X_\phi^M = 1.86$

Effort tranchant en tête de pieu :

$$\text{ELS: } H_{\max} = 470.65 \text{ KN} \quad p = 58.83 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } H_{\max} = 642.26 \text{ KN} \quad p = 80.28 \text{ KN}$$

$$\text{ELA: } H_{\max} = 1998.20 \text{ KN} \quad p = 249.78 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

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

$$M = -\frac{X_\phi^H}{X_\phi^M} \times \frac{p}{\lambda}$$

Tableau X. 9 Valeurs de Moment fléchissant a ELU, ELS et ELA

	M_{\max} (KN.m)	T_{\max} (KN)	N_{cor} (KN)
ELS	251.77	58.83	2236.88
ELU	343.57	80.28	3006.83
ELA	1068.93	249.77	1771.44

➤ **Ferraillage des pieux**

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 113.1 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on prend **24 HA25** ($A_s = 117.81 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15 cm.

Cerces transversales :

Avec Robot expert : 1 cerces HA14 , esp =15 cm dans la zone critique et 30 cm dans la zone courante .

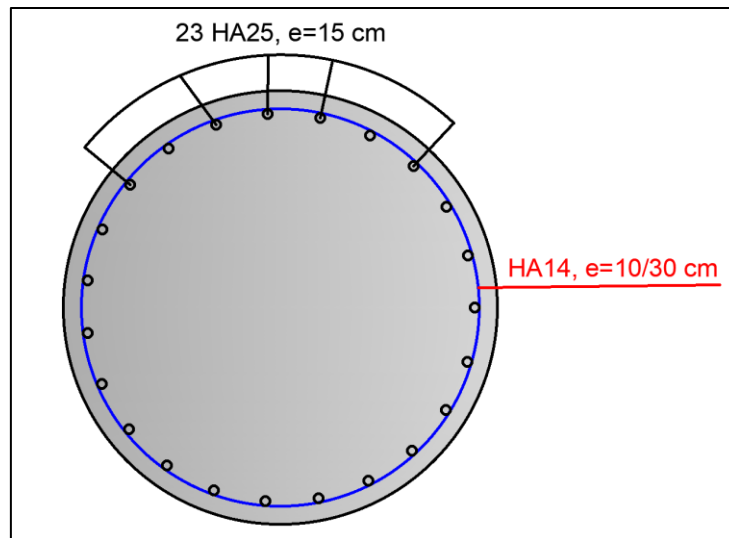


Figure X. 9 Ferrailage du pieu

X.4 ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant. A deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

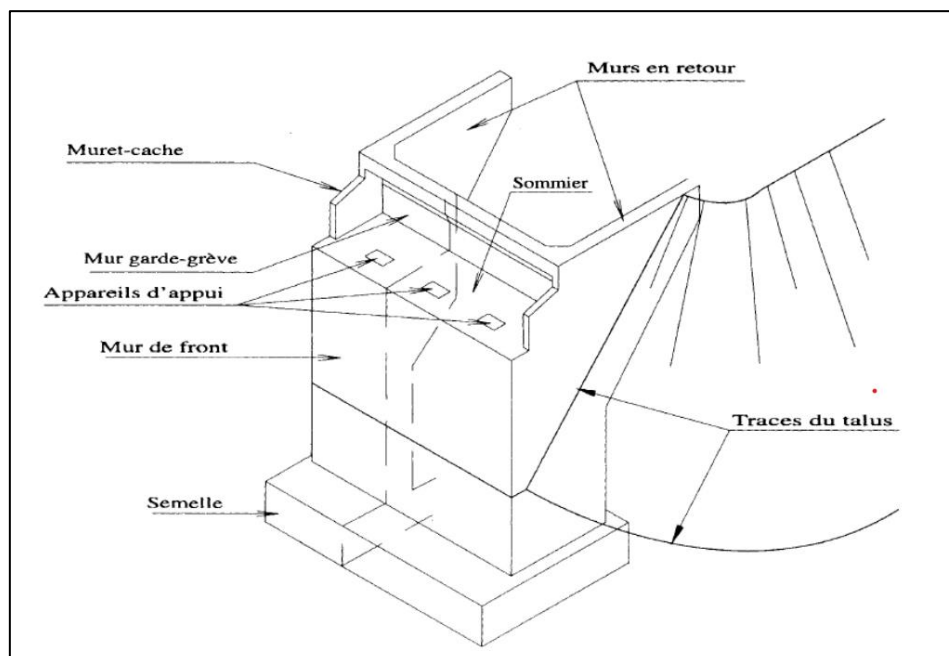


Figure X. 10 Les éléments de la culée

X.4.1 Conception des culées

➤ **Choix de type de culée**

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
- Culées creuses sous forme d'une boîte renversée.

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

➤ **Pré-dimensionnement de la culée**

Les différentes dimensions des éléments constituant notre culée sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau X. 10 Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée

Eléments de la culée	Rôle	dimensions
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$h_{m\text{gg}} = 2.36 \text{ m}$ $e_{m\text{gg}} = \max (0.30 \text{ m. } h/8) = 0.3 \text{ m}$ $l_{m\text{gg}} = l_{\text{tablier}} - 2 e_M \text{ en retour} = 16.1 \text{ m}$
Mur de front	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	$e_{m\text{r}} = 1.5 \text{ m}$ $h_{m\text{r-culée}} = 6 \text{ m}$ $l_{m\text{r-culée}} = 16.15 \text{ m}$
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	$e_{m\text{r}} = 0.7 \text{ m}$ $h_{m\text{r-culée}} = 8.29 \text{ m}$
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi- rigide vers un milieu rigide	$l_{dt} = \text{Min} [6\text{m. Max } (3\text{m. } 0.6 \text{ } h_{\text{remblai}})]$ $l_{dt} = 4.5 \text{ m}$ $e_{dt} = 0.35 \text{ m}$
Mur corbeau	Elément sur lequel repose l'about du tablier	$L_{mc} = 15,4 \text{ m}$ $h_{mc} = 0.8 \text{ m}$ $e_{mc} = 0,4 \text{ m}$
Semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	$e_s = 2 \text{ m}$ $L_s = 16.78 \text{ m}$ $l_s = 6 \text{ m}$

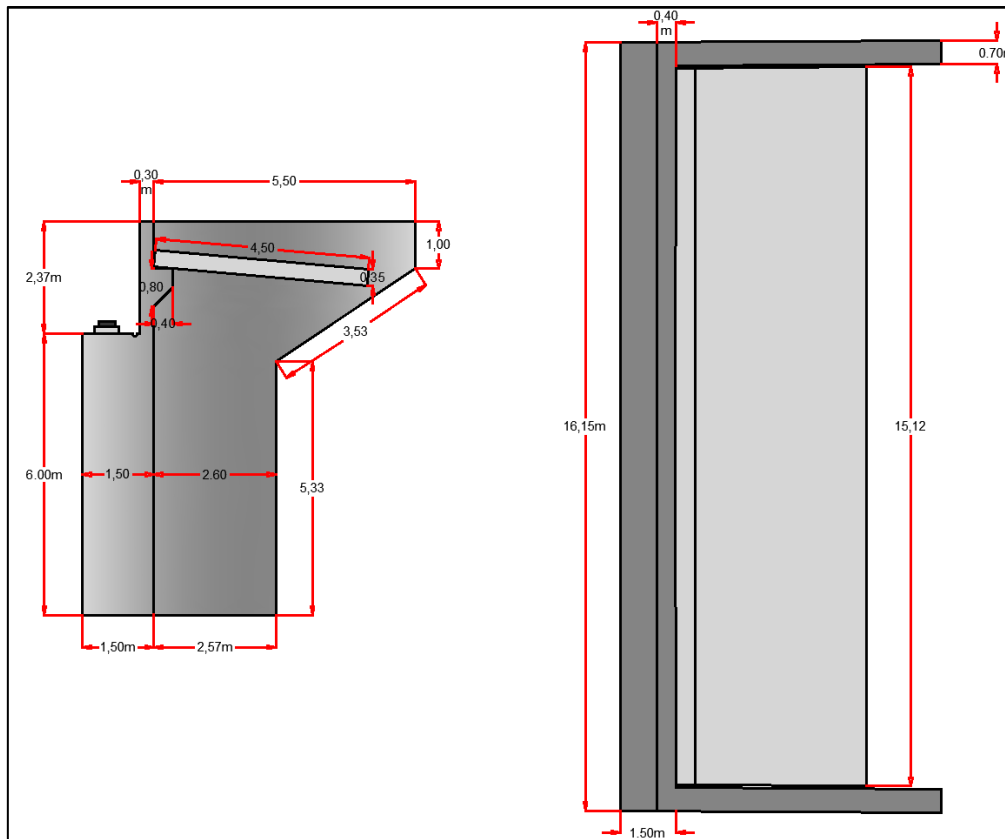


Figure X. 11 Dimension de la culée

X.4.2 Evaluation des efforts agissants sur les culées

Les efforts agissants sur la culée sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids et poussée des terres, effet du séisme, du freinage et des déformations différées, qu'on va les traiter en détail.

On se limitera à l'étude de la culée C02, qui est la culée la plus sollicitée.

X.4.2.1 Evaluation des efforts issus de la culée

- Efforts dus au poids propre des éléments de la culée

Ils sont calculés tout simplement en multipliant le volume de chaque élément par le poids volumique de béton armé $\gamma_{BA} = 25 \text{ KN/ m}^3$, et en considérant leurs excentrement par rapport au point situé en bas de la semelle.

Tableau X. 11 Calcul des efforts dus au poids propre des culées

Elément	P (KN)	d_v (m)	M_v (kN.m)
Semelle	5034.00	0.00	0.00
Mur frontal	3633.75	-0.316	-1148.265
Mur en routeur	471.99	2.263	1068.119
Mur garde-grève	284.97	0.284	80.931
Corbeau	92.015	0.612	56.313
Dalle de transition	303.1875	2.692	816.180

Total	9819.915	/	873.278
--------------	----------	---	---------

X.4.2.2 Evaluation des efforts issus du tablier

Les charges statiques et dynamiques issues du tablier sont :

Tableau X. 12 Evaluation des efforts issus du tablier

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Rg	5422.12	/	-0.56	/	-3036.93	/
R(Al)	1852.20	/	-0.56	/	-1037.23	/
Rbc	1647.04	/	-0.56	/	-922.34	/
RMc120	1084.74	/	-0.56	/	-607.45	/
RD240	1796.57	/	-0.56	/	-1006.08	/
Hf+r	/	92.40	/	-8.00	/	-739.20
HT°	/	58.21	/	-8.00	/	-465.70
Freinage AL	/	170.70	/	-8.00	/	-1365.61
Freinage Bc	/	180.00	/	-8.00	/	-1440.00

X.4.2.3 Combinaison des efforts

Tableau X. 13 Combinaison des efforts

		N(KN)	H(KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
ELS	G+0.6T+1	20832.05	6639.23	-20320.37	8055.93	-12264.44
	G+0.6T+1.2q	21571.25	7266.76	-23548.99	8055.93	-15493.06
	G+0.6T+1.2A(l)	23054.69	6844.08	-21959.11	6811.25	-15147.86
	G+0.6T+1.2Bc	22808.50	6855.234	-22048.37	6949.12	-15099.26
	G+0.6T+Mc120	21916.79	6639.23	-20320.37	7448.48	-12871.90
	G+0.6T+D240	22628.62	6639.23	-20320.37	7049.85	-13270.52
ELU	1.35G+0.9T	28123.26	8968.20	-23842.22	10875.51	-12966.71
	1.35G+0.9T+1.6q	29108.86	9804.91	-28147.04	10875.51	-17271.54
	1.35G+0.9T+1.6 A(l)	31086.78	9241.33	-26027.20	9215.93	-16811.27
	1.35G+0.9T+1.6 Bc	30758.53	9256.20	-26146.22	9399.75	-16746.47
	1.35G+0.9T+1.35Mc 120	29587.66	8968.20	-23842.22	10055.44	-13786.78
	1.35G+0.9T+1.35D2 40	30548.64	8968.20	-23842.22	9517.30	-14324.92

X.4.2.4 Evaluation des efforts issus du remblai et des surcharges

- **Evaluation des charges statiques dues au remblai**

Le remblai d'accès sollicite la culée par son poids propre et par une poussée statique s'exerçant à une hauteur H/3 selon un diagramme de pression triangulaire. Elle est donnée par :

$$F_h = \frac{1}{2} \gamma k_a H^2$$

Avec :

γ : est la masse volumique de remblai ; $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

H : est la hauteur totale de la culée ; $H = 8.29 \text{ m}$

K_a : coefficient de poussée dans le cas normal

➤ **Evaluation des efforts dus aux surcharges**

Selon SETRA, une surcharge sur remblai $q = 10 \text{ KN/m}^2$ est appliquée sur le remblai d'accès. Cette surcharge provoque une poussée appliquée à mi-hauteur selon un diagramme rectangulaire. Elle est donnée par :

$$F_{ah} = \frac{qH}{\cos\beta} k_a$$

Tableau X. 14 Calcul des efforts dus au remblai et des surcharges

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH (y/o)	MFV/o	MFH/o
Poids des Terres Amont	5090,2236	/	1,725	5,597	8780,6357	/
Poussée des terres	/	4842,93	/	-3,43	/	-16611,24
Poids Sur 10kN/m ²	499,79	/	2,88	/	1438,40	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	522,94	/	-5,15	/	-2690,51

X.4.3 Etude sismique de la culée

X.4.3.1 Calcul du coefficient de poussée

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le **RPOA** :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]}$$

Avec :

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

k_h : coefficient sismique horizontal ; $k_h = A = 0.25$

k_v : coefficient sismique vertical ; $k_v = 0.3 \times k_h = 0.083$

A : coefficient d'accélération de zone .

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion ; $\varphi = 30^\circ$

β : Angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale ; $\beta(\text{Culée 02}) = 0^\circ$

Tableau X. 15 Calcul des coefficients de poussée possibles

Cas	k_H	k_V	θ (°)	K_{ad}
Normal	0.00	0.00	0.00	0.33
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.25	0.08	13.09	0.50
Séisme Horizontal	0.25	0.00	14.04	0.52
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.25	- 0.08	15.12	0.54

Tableau X. 16 Evaluations des charges sismique

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH (y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	377,55	1258,50	0,00	1,00	0,00	1258,50
Mur F	272,53	908,44	-0,32	5,00	-86,12	4540,37
DDT	22,74	75,80	2,69	9,38	61,21	710,67
Mur en R	35,40	118,00	2,26	6,82	80,11	804,98
Corbeau	6,90	23,00	0,61	9,05	4,22	208,25
MGG	21,37	71,24	0,28	9,18	6,07	653,86
Poids des Terres Amont	381,77	1272,56	1,73	5,60	658,55	7122,50
Poids Sur 10kN/m ²	37,48	124,95	2,88	9,94	107,88	1242,23
Somme	1155,74	3852,48	/	/	831,92	16541,37

X.4.3.2 Evaluation des charges Sismiques dues à la poussée dynamique des terres

La valeur de la poussée dynamique globale sous séisme, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, et appliquée à mi-hauteur de mur, est donnée par la formule suivante :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) H^2 K_{ad}$$

Tableau X. 17 calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres

Cas	K_{ad}	F_{ah} (KN)	d_h (m)	M_h (KN.m)
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.50	7919,94	3,430	27165,41
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.52	7306,35	3,430	25060,79

Tableau X. 18 Efforts sismiques longitudinal horizontal avec moment horizontal et effort (max,min)

	N_c (kN)	V_c (kN)	M_c (Kn.m)
CAS 1	0,00	11772,43	43706,78

CAS 2	0,00	11158,84	41602,16
CAS 3	1155,74	0,00	831,92

Tableau X. 19 charges Sismique due au tablier

	Nt (kN)	Vt (kN)	Mv (Kn.m)	Mh (Kn.m)
Seisme Tablier	2393,02	3339,33	1340,09	26714,64

X.4.3.3 Cumul des efforts sismiques

La sommation des efforts sismique de la culée et de la poussée dynamique avec l'effet sismique du tablier sur la culée(voir tableau).

$$E = \sqrt{E_{appui}^2 + E_{tablier}^2}$$

On s'intéresse aux cas défavorables suivants :

Cas 01 : Séisme horizontal avec séisme vertical descendant.

Cas 02 : Séisme horizontal avec séisme vertical ascendant.

Cas 03 : Séisme vertical.

Les valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau X. 20 Efforts sismiques totales

CAS	N (kN)	H (kN)	M (kN. m)
CAS 1	0,00	12236,88	51224,55
CAS 2	0,00	11647,78	49440,99
CAS 3	2657,50	0,00	1577,32

X.4.4 Combinaison des efforts

On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

P max - H + 0,3V

P min - H - 0,3V

P max + V - 0,3H

P min - V - 0,3H

Tableau X. 21 Combinaison des charges sismique

	N	V	M
P max - H + 0.3V	16577,62	12388,56	-44015,51
P min - H - 0.3V	14829,63	11797,60	-43279,18
P max + V - 0.3H	18437,87	3822,75	-7054,20
P min - V - 0.3H	12969,38	3644,16	-9774,62

Tableau X. 22 Efforts combinés maximaux sur culée (axe sous semelle)

Cas	Combinaison	N(kN)	H(kN)	M(kN. m)
ELS	G + 0.6T + 1.2Q_T	20832.05	6639.23	-15493.06

ELU	$1.35G + 0.9T + 1.6A(I) + 1.6Q_T$	29108.86	9804.91	-17271.54
ELA	$G - E_H + 0,3E_V + 0.4T + D$	16577,62	12388,56	-44015,51

X.4.5 Ferrailage des éléments de la culée

X.4.5.1 Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encasté dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitation.

➤ **Les sollicitations les plus défavorables**

Tableau X. 23 combinaison des efforts

Cas	Combinaison	N(kN/ml)	H(kN/ml)	M(kN. m/ml)
ELS	$G+0.6T+1.2B_c$	756.18	123.21	-378.30
ELU	$1.35G+0.9T+1.6B_c$	1018.80	166.44	-433.34

➤ **Ferrailage du mur frontal**

Section d'acier :

Avec robot expert : $A_s = 15 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc : on prend 5HA20 ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

Armature de constructions

$A_s' = A_s/3 = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

Donc : on opte pour 5HA14 ($A_s' = 7.70 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales

$A_t = A_s/4 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

Donc : on opte pour 5HA12 ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

X.4.5.2 Mur garde grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage dû à la charge B_c .

➤ **Evaluation des efforts**

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

Moment des poussées des terres

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

$$M_r = \frac{H \times P}{3} \quad P = \frac{1}{2} k_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

H : hauteur des remblais, H = 2.36 m

Ka : coefficient de poussée des terres, Ka = 0.33.

L : longueur des remblais, L = 1 m.

$$P = 16.54 \text{ KN/ml}$$

$$M_p = 13.01 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{p-ELU} = 17.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{p-ELS} = 13.01 \text{ KN.m}$$

Moment dû à la force de freinage M_{fBc}

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

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

μ : coefficient de pondération, $\mu = 1.6$ à l'E.L.U et $\mu = 1.2$ à l'ELS.

$$P = 60 \text{ kN.}$$

$$M_{f-ELU} = 91.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{f-ELS} = 68.38 \text{ KN.m}$$

Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève

D'après les documents "SETRA", L'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 12 tonnes de deux camions accolées, placées de telle manière que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les rectangles ont des dimensions **(0.25×0.75) m²**.

La pression sur le rectangle d'impact ainsi défini sera répartie à 45° latéralement et derrière le mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12k}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx$$

Avec :

$$K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

γ : Coefficient de pondération ; $\gamma = 1,6$ à l'ELU et $\gamma = 1,2$ à l'ELS

bc : Coefficient de pondération du système BC

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

h : hauteur du mur garde-grève.

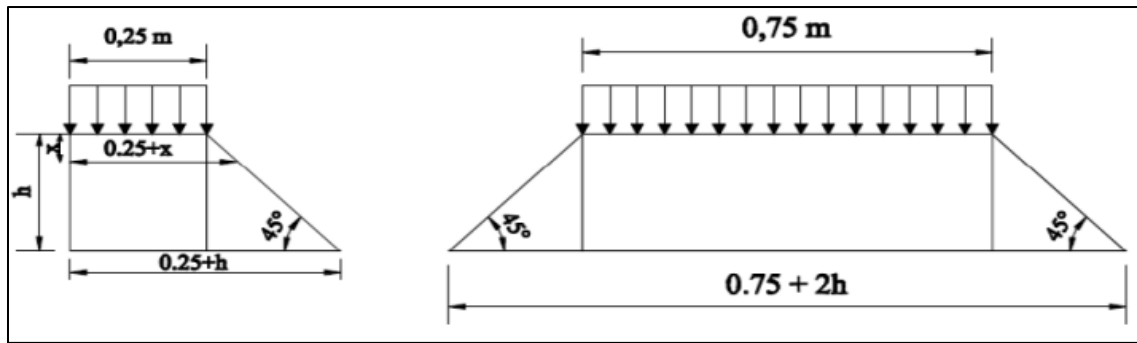


Figure X. 12 Poussée de la charge locale située en arrière du mur garde grève

Pour : $K = 0,50$ à l'ELS

$K = 0,67$ à l'ELU

Les valeurs de M_p/K sont mentionnées dans le tableau ci-dessous pour différentes valeurs de h :

Tableau X. 24 Valeurs de M_p/K en fonction de h

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

Avec interpolation $2.00\text{ m} < h = 2.36\text{ m} < 2.50\text{ m}$ on aura : $M_p/K = 82.49\text{ KN. m/ml}$

D'où :

$$M_f - ELU = 53.33\text{ KN.m}$$

$$M_f - ELS = 41.50\text{ KN.m}$$

Donc les moments maximaux sollicitant le mur garde-grève à l'ELU et à l'ELS sont :

$$M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 122.89\text{ kN.m/ml.}$$

$$M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 164.07\text{ kN.m/ml.}$$

➤ Ferrailage de mur garde-grève

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve

$$A_s = 23.1\text{ cm}^2/ml.$$

On prend : **5HA25** ($A_s = 24.54\text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

Armatures de construction :

$$A's = A_s/3 = 7.53\text{ cm}^2/ml.$$

On prend : **5HA14** ($A_s = 7.70\text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversale :

$$A_{st} = A_s/4 = 5.65\text{ cm}^2/ml.$$

On prend: **5HA12** ($A_s = 5.65\text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

X.4.5.3 Dalle de transition

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyer, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contact direct avec le sol). Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids de remblais au-dessus de la dalle.

➤ **Evaluation des efforts :**

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités, on évalue les efforts sur une bonde de 1 m.

Remblais : $G_{\text{remblais}} = 18 \times 0.81$	→ Gremblais = 14.58 kN/ml
Poids propre de la dalle : $GP.Dalle = 25 \times 0.35$	→ GP.dalle = 8.75 kN/ml
Revêtement : $G_{\text{revêtement}} = 25 \times 0.08$	→ GRevêtement = 2 kN/ml
Surcharge d'exploitation :	→ Q = 10 kN/ml.

Tableau X. 25 Evaluation des efforts de la dalle de transition

Type de charge	Q (kN/ml)	M (KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	8.75	22.15	19.69
Revêtement	1.92	4.86	4.32
Remblai	14.58	36.91	32.81
Surcharges	10	25.31	22.5

➤ **Combinaison d'actions sur la dalle de transition**

ELS: $M_{ELS} = MG + 1.2MQ = 94.29 \text{ kN.m/ml.}$
 $V_{ELS} = VG + 1.2VQ = 83.81 \text{ kN/ml.}$

ELU: $M_{ELU} = 1.35MG + 1.6MQ = 124.25 \text{ kN.m/ml.}$
 $V_{ELU} = 1.35VG + 1.6VQ = 110.45 \text{ kN/ml.}$

➤ **Ferraillage de la dalle de transition**

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve

$A_s = 14.00 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

On prend : **5HA20**; ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

Armatures de construction :

$A's = A_s/3 = 4.67 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

On prend : **5HA14** ($A_s = 7.70 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversale :

$A_{st} = A_s/4 = 3.50 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

On prend: **5HA12** ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

X.4.5.4 Corbeau d'appui

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

➤ **Evaluation des efforts**

Réaction due au poids des remblais :

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

$$R_{\text{Rem}} = \frac{q \times L}{2} = 56.81 \text{ KN/ml}$$

q: charges des remblais, $q = q_{\text{remblais}} + q_{\text{revêtement}} + q_{\text{p dalle}}$.

L: longueur de la dalle de transition.

Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{Rem-sur} = \frac{q_{sur} \times L}{2} = 22.5 \text{ KN/ml}$$

q_{sur} : surcharges sur remblais.

➤ **Combinaison d'actions sur le corbeau :**

$$RELU = 1.35RG + 1.6RQ = 112.70 \text{ kN/ml.}$$

$$RELS = RG + 1.2RQ = 83.81 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Ferraillage du corbeau**

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier :

$$A_s = 16 \text{ cm}^2/\text{ml},$$

On prend : HA20, ($A_s = 18.85 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

Armatures de construction :

$$A's = A_s/3 = 5.33 \text{ cm}^2/\text{ml},$$

On prend : HA14, avec un espacement de 20 cm.

X.4.5.5 Mur en retour

Le mur frontal est un élément qui est encasté dans la semelle, Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations.

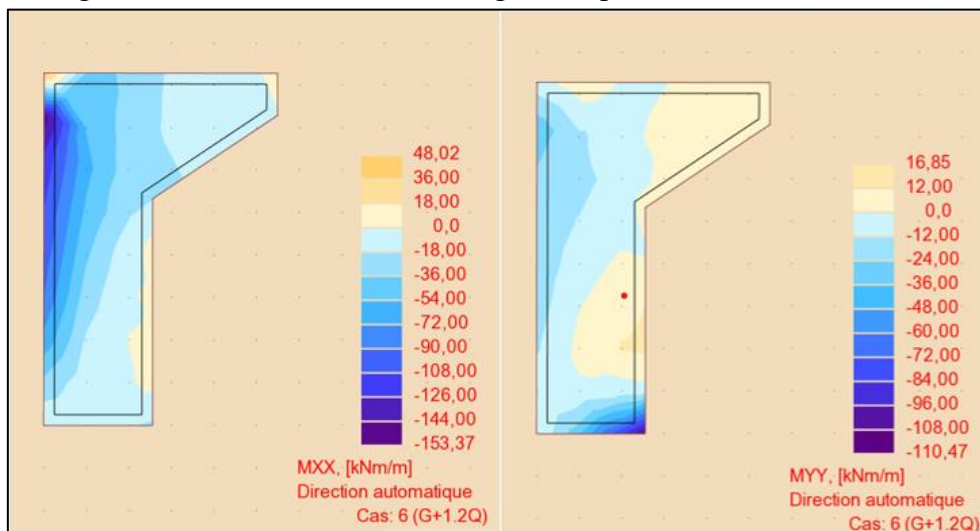


Figure X.13 Les sollicitation des moments dus au mur à L'ELS

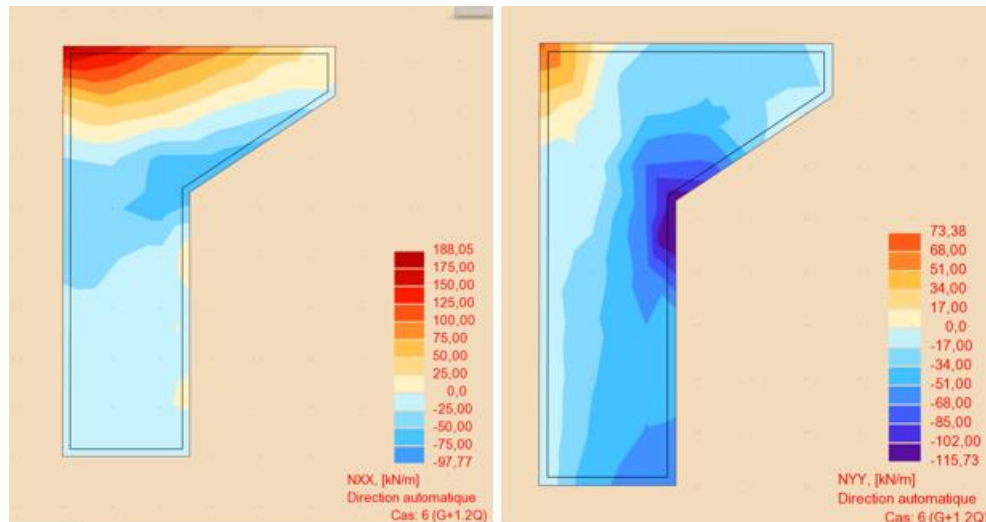


Figure X. 14 Les sollicitation des efforts normaux dus au mur à L'ELS

➤ **Ferraillage du mur en retour horizontal**

Le ferraillage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 0.7) m en flexion composée. Sachant que :

Résultats à l'ELS :

$M_{XX} = 108.00 \text{ kN.m/ml}$

$N_{XX} = 188.05 \text{ kN/ml}$

$M_{YY} = 84.00 \text{ kN.m/ml}$

$N_{YY} = 115.73 \text{ kN/ml}$

➤ **Ferraillage horizontal du mur en retour :**

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_S = 17.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

On opte pour 6HA20 ($A_S = 18.85 \text{ cm}^2$) / coté remblai avec un espacement de 20 cm.

Armatures de constructions :

$A'S = A_S/3 = 5.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

On opte pour 6HA12 ($A'S = 6.79 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

➤ **Ferraillage vertical du mur en retour:**

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_S = 17.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

On opte pour 6HA20 ($A_S = 18.85 \text{ cm}^2$) / coté remblai avec un espacement de 20 cm.

Armature de constructions :

$A'S = A_S/3 = 5.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

On opte pour 6HA12 ($A'S = 6.79 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

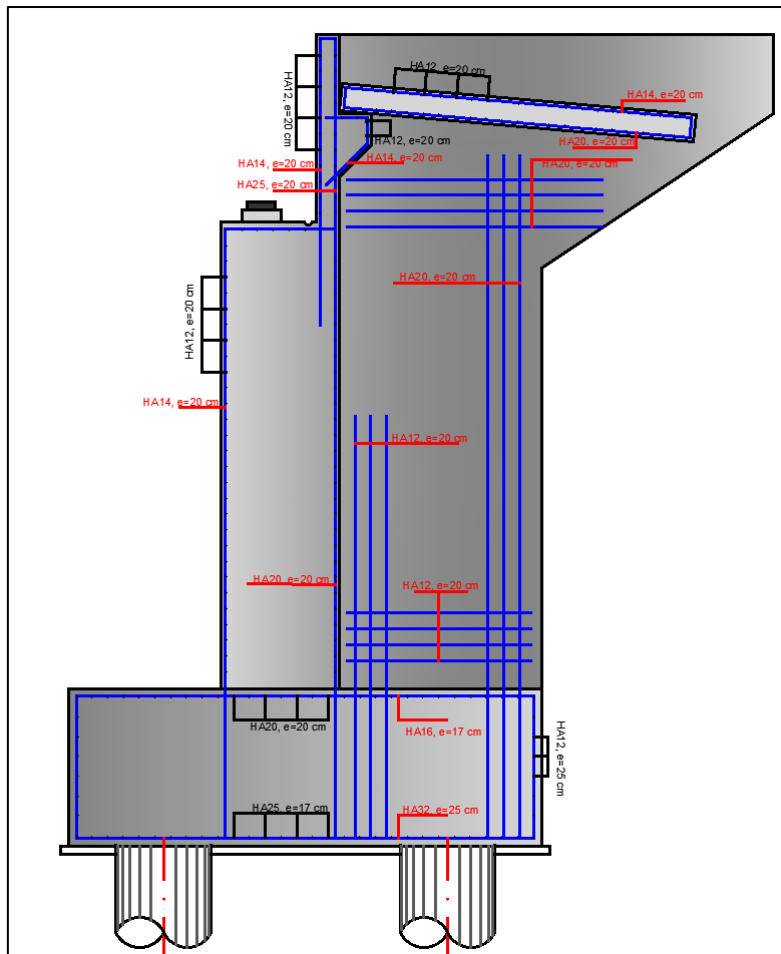


Figure X. 15 Ferrailage de la culée

X.5 CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferrailage de ses éléments qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat. D'où l'ouvrage peut-être exploité en toute sécurité.



CHAPITRE XI

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

« Effet de séisme sue les ponts »



CHAPITRE XI : Recherche bibliographique

XI.1 HISTORIQUE DES OUVRAGES D'ART

Le XIX^{ème} siècle est une époque extrêmement féconde pour les ouvrages d'art. En effet, le développement progressif des réseaux de communication (routes, canaux, chemins de fer) a profondément modifié les paysages et a tissé en moins d'un siècle une véritable toile dense, qui couvre tout le territoire.

Afin de remédier aux obstacles naturels tels que les montagnes, les cours d'eau, les vallées, le pont est apparu comme un outil suprême. Dans un premier temps, les ponts liés au réseau routier se sont multipliés. Puis, à partir du milieu du XIX^{ème}, les ponts liés au réseau ferroviaire se sont développés, ils se sont avérés plus nombreux et plus importants que les précédents.

Les matériaux utilisés pour la construction des ponts ont évolué au cours du siècle allant du bois au métal en passant par la pierre, la brique, le fer, la fonte... C'est sur les ouvrages d'art que les ingénieurs ont pu appliquer des nouvelles techniques et des nouveaux matériaux qu'ils adapteront ensuite aux bâtiments.

L'étude du comportement sismique des ponts représente un sujet de discussion très important, ce chapitre vise essentiellement dans les paragraphes suivants des illustrations typiques de dommages ordonnées des ponts à poutres. Il est montré comment on peut prévenir au mieux ces dommages.

XI.2 COMPORTEMENT SISMIQUE DES PONTS

XI.2.1 Problématique

Les ponts sont des maillons indispensables au réseau de transport, réseau dont le bon fonctionnement et l'efficacité sont essentiels pour la prospérité économique d'une région. Or, le risque associé aux sollicitations sismiques est particulièrement élevé dans quelques régions en Algérie. Ce risque représente une menace considérable au bon fonctionnement des structures de pont, en particulier pour les ponts d'urgence et de secours qui doivent demeurer fonctionnels après un séisme, donc il est indispensable de connaître les zones de forte sismicité en Algérie, et la classification des ponts selon leurs importances, ainsi les types des endommagements dus au tremblement de terre qu'ils touchent les différents éléments du pont. Ces connaissances ont permis de faire une bonne conception parasismique et minimisé les risques car il n'y a pas de protections absolues et de risque « nul », mais une protection relative et un risque « acceptable ».

La conception des ponts est une partie d'art, l'aspect le plus significatif du génie civil. Il est la partie la plus importante, parce qu'elle donne au concepteur le droit pour démontrer leur imagination, innovation, et exploration. Mais la question qui se pose du concepteur: quelle est la conception la plus fidèle d'un pont et comment la faire en réalité ?

L'importance des problèmes de l'analyse conceptuelle des ponts ne peut pas être assez fortement accentuée. Le concepteur doit premièrement visualiser et imaginer le pont dans

l'ordre de déterminer ses fondamentales fonctions et performances. La conception des ponts est un problème d'engineering complexe.

Le processus de conception inclus des considérations d'autres facteurs importants, tels que, le choix du système de pont, matériaux, dimensions, fondations, esthétique. Pour investir ces issues et arriver à la meilleure solution.

XI.2.2 Dommage sismique des ponts

En raison des mouvements rapides du sol au cours d'un séisme, les ponts peuvent être amenés à osciller dans le sens vertical ou horizontal. Si la sismicité est faible à moyenne, l'excitation verticale peut en général être absorbée sans problème, car les ponts sont conçus en premier lieu pour les charges verticales (poids propre et charge utile). L'excitation horizontale, par contre, conduit souvent à des sollicitations nettement plus grandes que toutes les autres actions; la vulnérabilité dans le sens longitudinal est plus grande que celle dans le sens transversal, particulièrement pour les ponts - poutres.

Les tremblements de terre ne constituent pas une ' charge extérieure ', ils sollicitent les ponts à travers les mouvements de sol. Les déplacements des fondations ne créent de sollicitations qu'en fonction de la réponse de l'ouvrage aux déformations qu'il va subir à cause de son inertie, c-à-d en fonction de ses masses, de sa rigidité et de son amortissement.

Le mécanisme de résistance de l'ouvrage à toute action dynamique est fondé sur la capacité d'absorber l'énergie induite par sa réponse. Or l'importance des déformations y joue évidemment un rôle aussi décisif que celui des efforts.

L'analyse des dommages sismiques causés aux ponts lors de forts séismes permet d'identifier certains schémas comportementaux typiques et d'étirer des enseignements importants pour atteindre une meilleure tenue aux tremblements de terre.

XI.2.2.1 Echappement du tablier de ses appuis

Le cas typique de dommage aux ponts à poutres est la chute du tablier en raison de zones d'appui trop courtes dans le sens longitudinal. La figure IX.1, prise après le tremblement de terre de Kobe au Japon en 1995, en montre un exemple. Les ponts constitués d'une poutre simple, comme les ponts à poutres préfabriquées, sont particulièrement sujets à l'effondrement du tablier lors de séismes (figure IX.2). Les poutres continues peuvent également s'effondrer aux culées, aux articulations ou aux joints de dilatation sur des piles intermédiaires (figure IX.1). La figure IX.3 montre des éléments porteurs déplacés latéralement à l'endroit d'un joint de dilatation, et tombés depuis les appuis sur le banc d'appui constitué par la palée des piles, sans s'écrouler complètement.



Figure XI. 1 Chute du tablier d'un pont lors du tremblement de terre de Kobe en 1995

Les déplacements relatifs des tabliers et des appuis généralement sont causés par :

- Déplacement important des appareils d'appui et échappement d'appui
- Déplacement des appuis (piles, culées).
- Déplacements différentiels non synchrones des têtes de piles.

Si les poutres ne tombent que des appuis sur le banc d'appui, le pont peut souvent être remis en place avec des moyens limités. Il peut surtout dans ce cas être remis en fonction assez rapidement avec des appuis provisoires.



Figure XI. 2 Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'un pilier à Kobe en 1995

L'effondrement de tabliers conduit en général à des dommages corporels et à la ruine totale du pont occasionnant une longue interruption du trafic jusqu'à ce que le pont soit réparé ou remplacé.



Figure XI. 3 Effondrement du tablier d'un pont à poutres préfabriquées lors du tremblement de terre de Taiwan en 1999.

XI.2.2.2 Endommagement des Culées

L'opposition des forces de poussée dynamique des terres et de chocs du tablier sur les culées peut provoquer un endommagement de celles-ci (figure IX.6). Notons que plus la hauteur des remblais est grande, plus la culée est vulnérable vis-à-vis des effets de la poussée dynamique des terres.



Figure XI. 4 Endommagement des culées (Source : Moehle, J.P., Eberhard, M.O, 2000)

XI.2.2.3 Rupture fragile des piles

L'observation et l'interprétation des dégâts survenus aux piles dus aux séismes anciens ou récents ont permis, d'une part, de mieux comprendre la nature de leur comportement sous des sollicitations sismiques et, d'autre part, d'identifier les causes de leur fragilité classique et récurrente liée probablement à certains défauts de conception. Cela concerne avant tout les piles en béton armé dimensionnées de manière conventionnelle, avec une armature transversale faible, respectivement un grand espacement des étriers par rapport aux sections de l'armature longitudinale. La ruine intervient par une rupture fragile sous l'effort cyclique combiné du

moment, de l'effort tranchant et de l'effort normal. Pour les piles en acier, des instabilités dangereuses peuvent survenir dans le pourtour de la pile. Elles peuvent conduire à une rupture fragile sans dissipation d'énergie significative par déformation plastique.

Généralement les ruptures fragiles de certains éléments dues au manque de ductilité ou de confinement du béton peuvent être causées par:

- Longueurs d'ancrage insuffisantes.
- Longueurs de recouvrement des aciers insuffisantes.
- Flambement des aciers longitudinaux.



Figure XI. 5 Ruine de piles de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en 1995.

Il y a aussi d'autres problèmes liés aux sols de fondations ou aux remblais d'accès, par exemple :

- Liquéfaction des sols et phénomènes associés (perte de résistance des couches, étalement latéral, tassements post-sismiques, etc.),
- Augmentation des sollicitations dans les fondations profondes dues à la réduction ou à la perte totale de réaction du sol en cas de liquéfaction, ou à des déformations imposées par le passage des ondes,
- Tassements excessifs en raison de la densification ou de la dégradation des propriétés cycliques des sols.
- Effets induits : glissements de terrain, éboulements, rupture de failles sismotectoniques actives.



CONCLUSION

GENERALE



CONCLUSION GENERALE :

L'élaboration d'un projet de pont est une expérience enrichissante dans le cycle de formation d'un étudiant ingénieur, qui nécessite la réflexion d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part. L'ingénieur doit donc faire preuve de rigueur et d'un sens de l'observation très développé.

Le travail que nous avons effectué sous thème de conception et étude d'un viaduc type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post tension.), viens concrétiser notre formation d'ingénieur au sein de l'ENSTP (Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics) de KOUBA, ce projet de fin d'étude est l'aboutissement de la formation d'un ingénieur en travaux publics.

Ce modeste travail nous a permis de bien visualiser les différentes phases de conception d'un ouvrage d'art, aussi comment appliquer tous les règlements, notamment l'Eurocode, B.P.E.L, B.A.E.L, documents SETRA et aussi le règlement parasismique algérien RPOA. Ce projet nous a également permis d'acquérir des connaissances sur les outils informatiques (AutoCAD, ROBOT ...etc.), qui nous permettent d'aboutir à des résultats précis avec un temps optimal.

Enfin, la bonne réalisation de l'ouvrage selon les règles conforme à l'étude théorique et la prise en compte des détails et de la précision est très importante pour le bon comportement de ce dernier. Pour cela, une surveillance serré et rigoureuse est indispensable lors de la réalisation.



BIBLIOGRAPHIE



- [1] : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres Préfabriquées par post tension (VIPP).
- [2] : Service d'études sur les transports les routes et leurs aménagement (SETRA), pont mixte acier béton.
- [3] : 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.
- [4] : Mr. BELAOURA. Cours de Béton Armé, Béton Précontraint, ENSTP 2020/2021.
- [5] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, corniche.
- [6] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, garde-corps.
- [7] : Le règlement Algérien des ouvrages d'art (RCPR).
- [8] : Mr. ZOURGUI HEMAIDI.NADJIB. Cours de pont, application de la méthode de GYON MASSONNET pour les ponts à poutre, ENSTP 2020/2021.
- [9] : Y. Guyon, "Calcul des Ponts Larges à Poutres Multiples Solidarisées par des Entretoises", Annales des Ponts et Chaussées de France, 1946. pp 553-612.
- [10] : Ch. Massonnet, "Contribution au Calcul des Ponts à Poutres Multiples", Annales des Travaux Publics de Belgique. Juin, Oct et Déc 1950, pp 374-424, 749-800, 927-964.
- [11] : Richard Bares et Charles Massonnet, "Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes ». Maison d'Édition Technique, Prague, éditeur, 92, rue Bonaparte, Paris-6.
- [12] : Service d'Études techniques des routes et autoroutes, SETRA. Appareils d'appui en élastomère fretté.
- [13] : Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA ,1999.
- [14] : RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- [15] : Mme. MERDOUD. Cours mécanique des sols, ENSTP 2020/2021
- [16] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.
- [17] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73, calculs complémentaires ferrailages types.
- [18] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), ponts courants en zone sismique, guide de conception.
- [19] : GHERIB Ahmed rami & ABIZA Ridha : CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC DU 80+315.04 DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DJEN DJEN "W. JIJEL" A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU DE LA VILLE D'EL EULMA, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics – 2019.



ANNEXE A :

Résultats Des Essais Géotechniques



EXEMPLE D'UN SONDAGE CAROTTE

LOG DE SONDAGE											
DESIGNATION DES TRAVAUX: PK12+018.05 PONT											
Sondage N°		ESC11-4		POSITION DE SONDAGE		PK11+966.00		PROFONDEUR DE SONDAGE		37.40 m	
COTE DE TERRAIN		12.61 m		METHODE DE SONDAGE		CIRCULATION INVERSE		COORDONNEES DE SONDAGE		E 676138.83 DATE DE DEBUT 2014-02-03	
COTE DE SONDAGE		12.61 m		TYPE DE LA SONDEUSE		XY-1B		COORDONNEES DE SONDAGE		N 4063263.74 DATE DE FIN 2014-02-11	
N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:250	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N°3.5		N° DE ECHANTILLON m	RECUPERATION (RQD) %		
						PROFONDEUR	PENETROMETRE DYNAMIQUE N°3.5 NORMALE				
①	TV	0.60	12.21	▽ 12.61	Terre végétale: brun de sol, carotte en forme de cylindre, contenant un grand nombre des racines de plante, ferme.	N=2,4,5	1.00-1.45	1			
②	Ap	5.10	7.71		Argile peu plastique: jaune de sol, dure au-dessus de 4.9m et molle au-dessous.	N=2,3,4	4.50-4.95	2			
③	G	11.70	1.11		Grave fine: lividité, grain en forme ronde, consolidation moyenne et saturée.	N=3,5	6.60-6.80	3			
						N=5,7	7.80-8.00	4			
						N=6,8	9.40-9.60	5			
						N=8,10	10.90-11.20	6			
						N=2,3,3	12.00-12.45	7			
④	S	18.70	-5.89		Sable fin: lividité, la composition granulométrique est principalement en quartz et feldspath, la nature de sable n'est pas pure, contenant peu d'argile, carotte en forme de cylindre court, dispersé par pincement avec doigts, meuble et saturé.	N=2,4,6	13.80-14.00	8			
						N=2,3,6	16.00-16.20	9			
						N=4,6,8	18.50-18.95	10			
④-2	Ap	20.00	-7.19		Argile peu plastique: lividité, très ferme.	N=3,5,7	20.00-20.45	11			
⑤	S	23.70	-10.89		Sable fin: lividité, la composition granulométrique est principalement en quartz et feldspath, la nature de sable n'est pas pure, contenant peu d'argile, consolidation moyenne et saturé.	N=3,5,6	23.00-23.45	12			
⑥	Ap	26.00	-13.19		Argile peu plastique: lividité, ferme.	N=6,8,9	25.00-25.45	13			
⑦	S	27.00	-14.19		Sable fin: lividité, la composition granulométrique est principalement en quartz et feldspath, la nature de sable n'est pas pure, contenant peu d'argile, consolidation moyenne et saturé.	N=6,9,9	26.00-26.45	14			
⑧	Ap	32.40	-19.59		Argile peu plastique: lividité, ferme.	N=5,8,8	28.45-28.90	15			
						N=5,6,8	31.45-31.90	16			
⑨	C	37.40	-24.59		Cailloux: lividité, grain en forme ronde, rempli de sables divers, consolidation dense et saturé. (Un groupe de deux tubes en échantillon d'eau souterraine dans le présent forage et celui en échantillon d'eau de la rivière proche ont été prélevés.)	N=16,19	32.70-32.90	17			
						N=18,22	33.70-33.90	18			
						N=50Refus	34.80-34.88	19			



Figure 5-1 BSC11-4 0.0-5.0m
Argile peu plastique

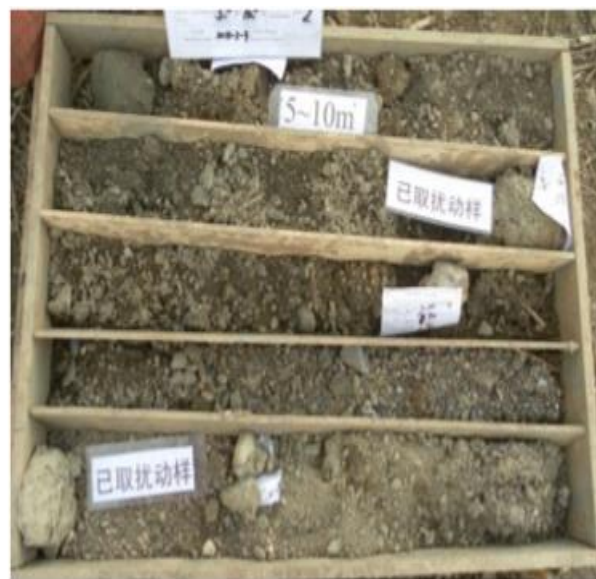


Figure 5-2 BSC11-4 5.0-10.0m
Grave fine



Figure 5-3 BSC11-4 20.0-25.0m
Sable fin, Argiles peu plastique



Figure 5-4 BSC11-4 30.0-35.0m
Argiles peu plastique,grave

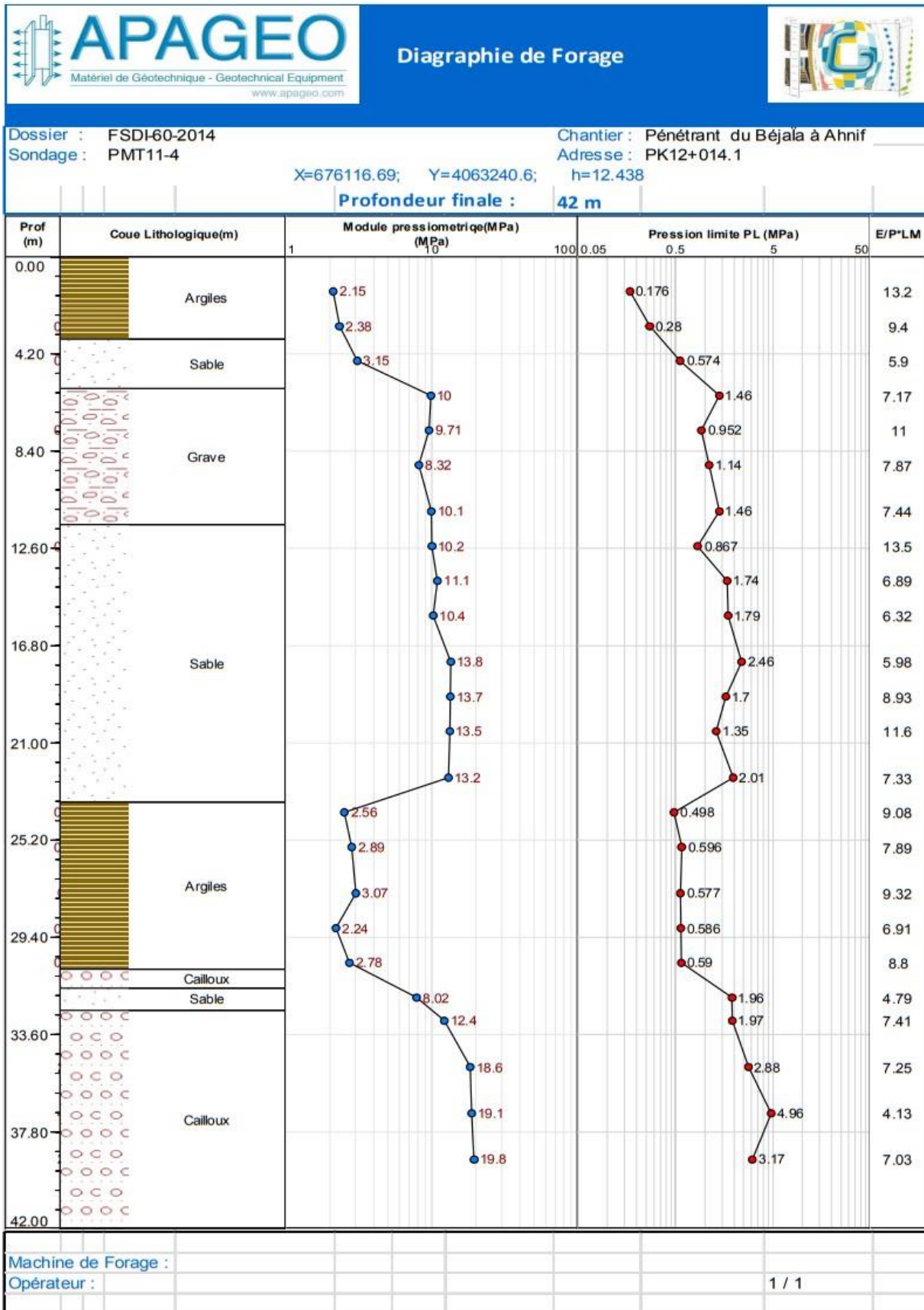
Tableau 8.1 Résultats d'analyse granulométrique

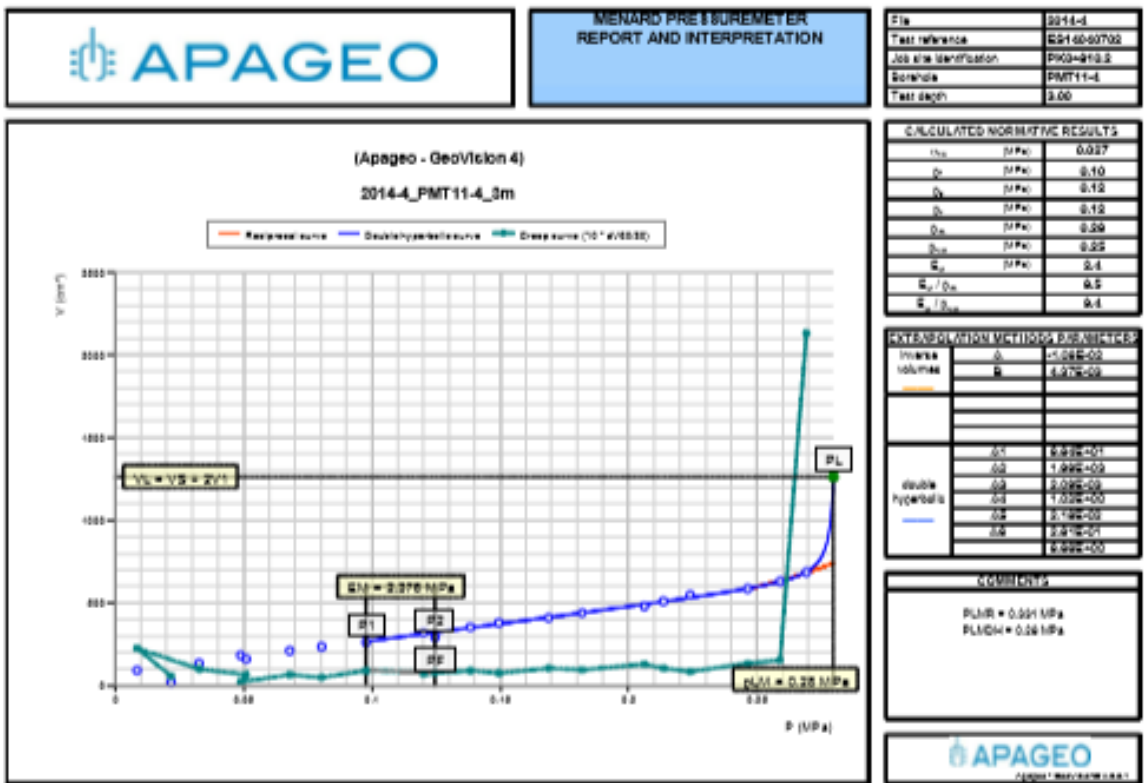
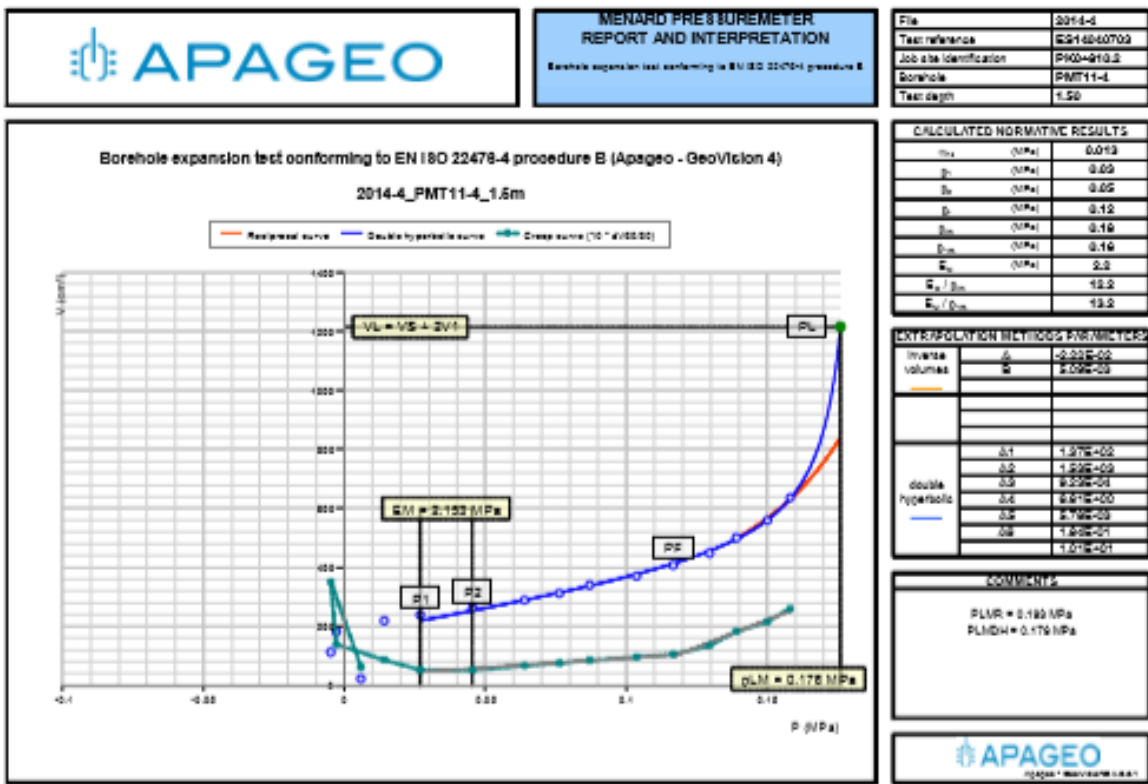
N° Sondage	Profondeur (m)	Symbole Lithologique	Pourcentage des passants (%) (mm)						
			200	20.0	2.0	0.2	0.08	0.02	0.002
BSC11-4	1.0-1.45	Ap	-	-	100.0	97.7	90.5	52.9	13.9
BSC11-4	4.5-4.95	Ap	-	-	100.0	98.2	90.9	47.7	11.3
BSC11-4	6.6-6.8	G	100	87.4	33.6	9.9	4.6	1.1	0.3
BSC11-4	9.1-9.3	G	100	82.9	22.4	8.7	2.6	0.7	0.1
BSC11-4	11.2-11.4	G	100	84.5	32.5	7.5	1.3	0.3	0.1
BSC11-4	13.8-14.0	S	-	-	100.0	47.4	20.3	5.2	1.2
BSC11-4	16.2-16.4	S	-	-	100.0	57.4	41.0	12.3	3.4
BSC11-4	18.5-18.7	S	-	-	100.0	58.9	43.4	10.7	3.0
BSC11-4	19.55-20.0	Ap	-	-	100.0	96.9	88.8	42.1	9.3
BSC11-4	22.5-22.7	S	-	-	100.0	60.1	26.8	9.5	2.5
BSC11-4	24.55-25.0	Ap	-	-	100.0	97.4	90.6	43.7	10.3
BSC11-4	26.8-27.0	S	-	-	100.0	64.5	23.5	7.6	1.8
BSC11-4	28.0-28.45	Ap	-	-	100.0	97.2	90.4	35.2	10.1
BSC11-4	31.0-31.45	Ap	-	-	100.0	97.1	90.9	35.7	9.8
BSC11-4	35.8-36.0	C	100	51.5	20.2	4.2	0.6	0.1	0.0

EXEMPLE D'UN ESSAI PRESSIOMETRIQUE

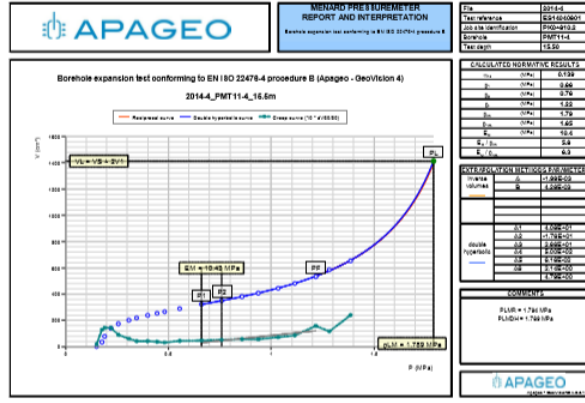
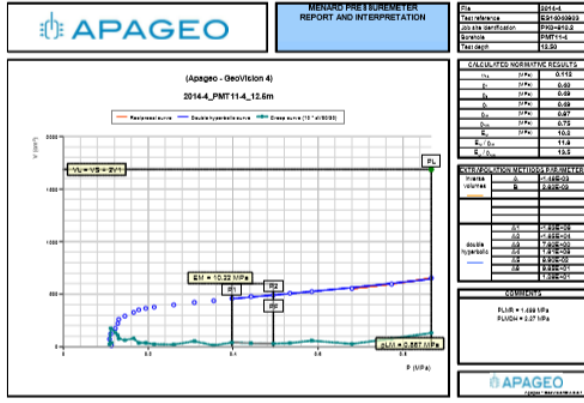
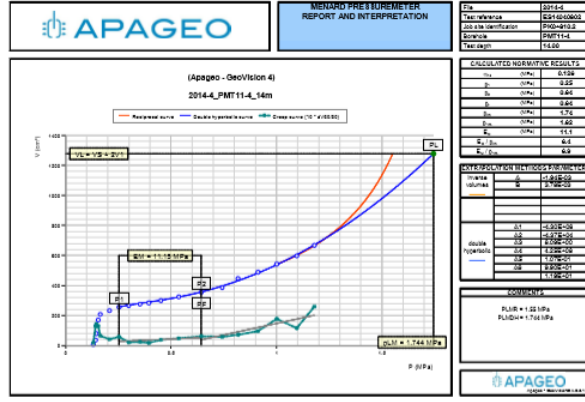
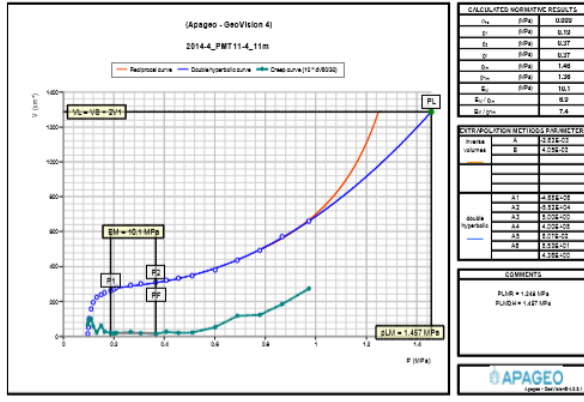
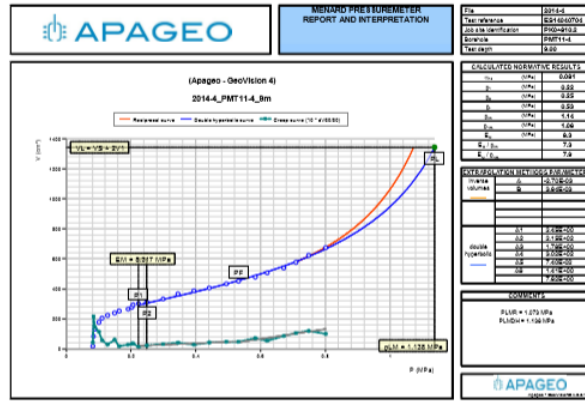
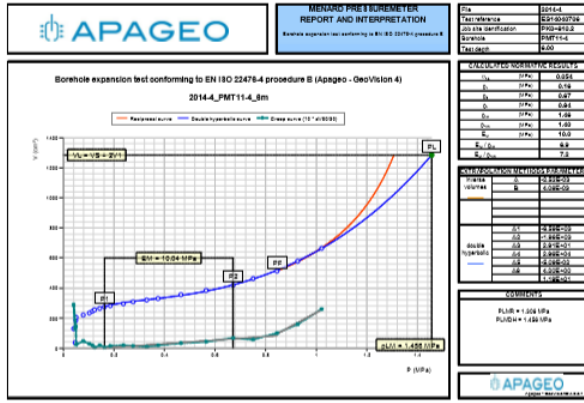
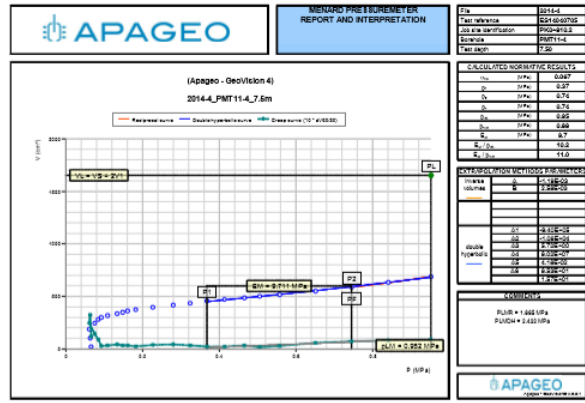
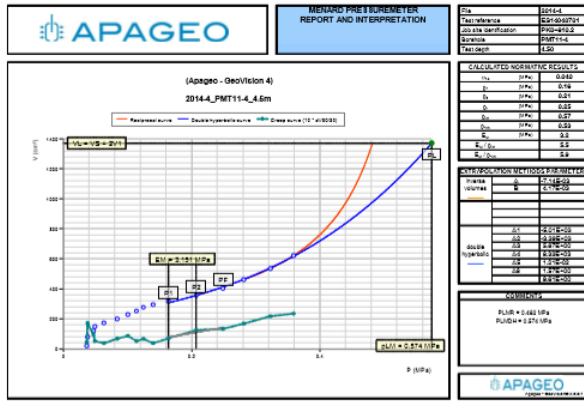
Tableau 8.8 Résultats des essai préssiométrique

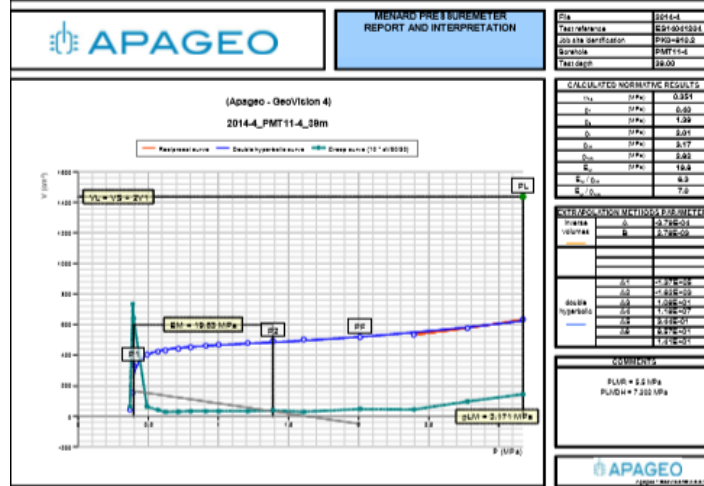
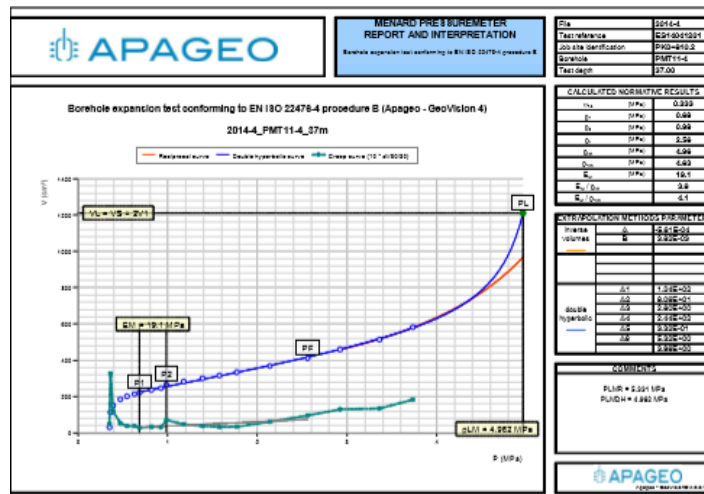
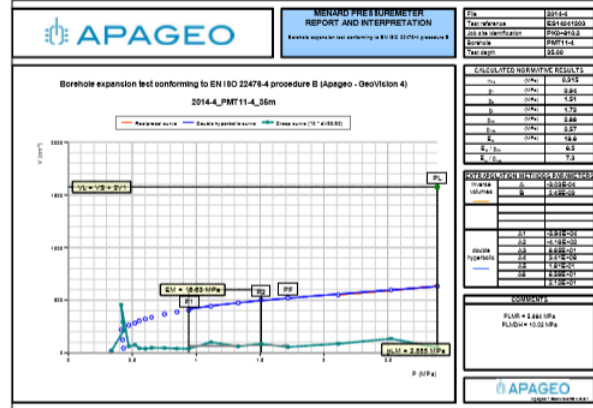
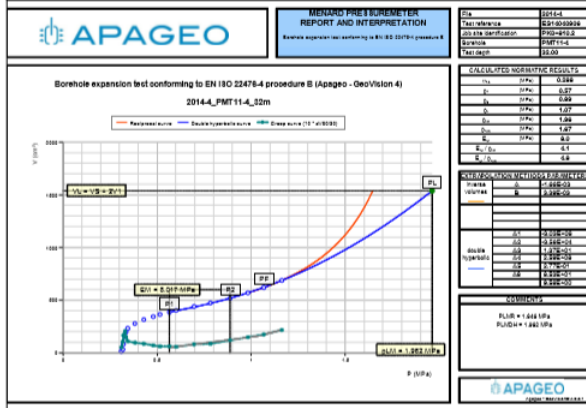
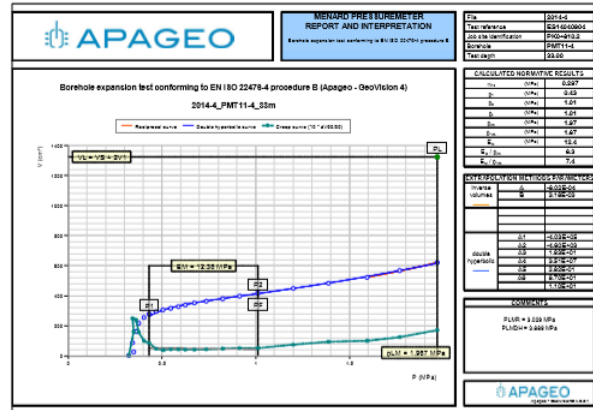
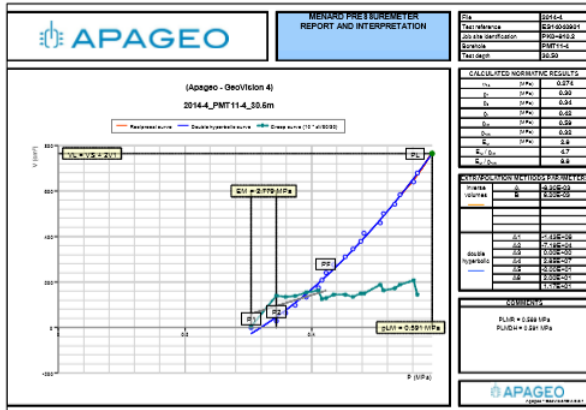
N° sondage	N°	Profondeur (m)	Symbole	Donnée essais		Classe de sol
				PI(MPa)	Em(MPa)	
PMT11-4	1	1.5	Ap	0.18	2.2	A
PMT11-4	2	3.0	Ap	0.28	2.4	A
PMT11-4	3	4.5	S	0.57	3.2	A
PMT11-4	4	6.0	G	1.46	10.0	B
PMT11-4	5	7.5	G	0.95	9.7	B
PMT11-4	6	9.0	G	1.14	8.3	B
PMT11-4	7	11.0	G	1.46	10.1	B
PMT11-4	8	12.5	S	0.87	10.2	B
PMT11-4	9	14.0	S	1.74	11.1	B
PMT11-4	10	15.5	S	1.79	10.4	B
PMT11-4	11	17.5	S	2.46	13.8	C
PMT11-4	12	19.0	S	1.70	13.7	B
PMT11-4	13	20.5	S	1.35	13.5	B
PMT11-4	14	22.5	S	2.01	13.2	B
PMT11-4	15	24.0	Ap	0.50	2.6	A
PMT11-4	16	25.5	Ap	0.60	2.9	A
PMT11-4	17	27.5	Ap	0.58	3.1	A
PMT11-4	18	29.0	Ap	0.59	2.2	A
PMT11-4	19	30.5	Ap	0.59	2.8	A

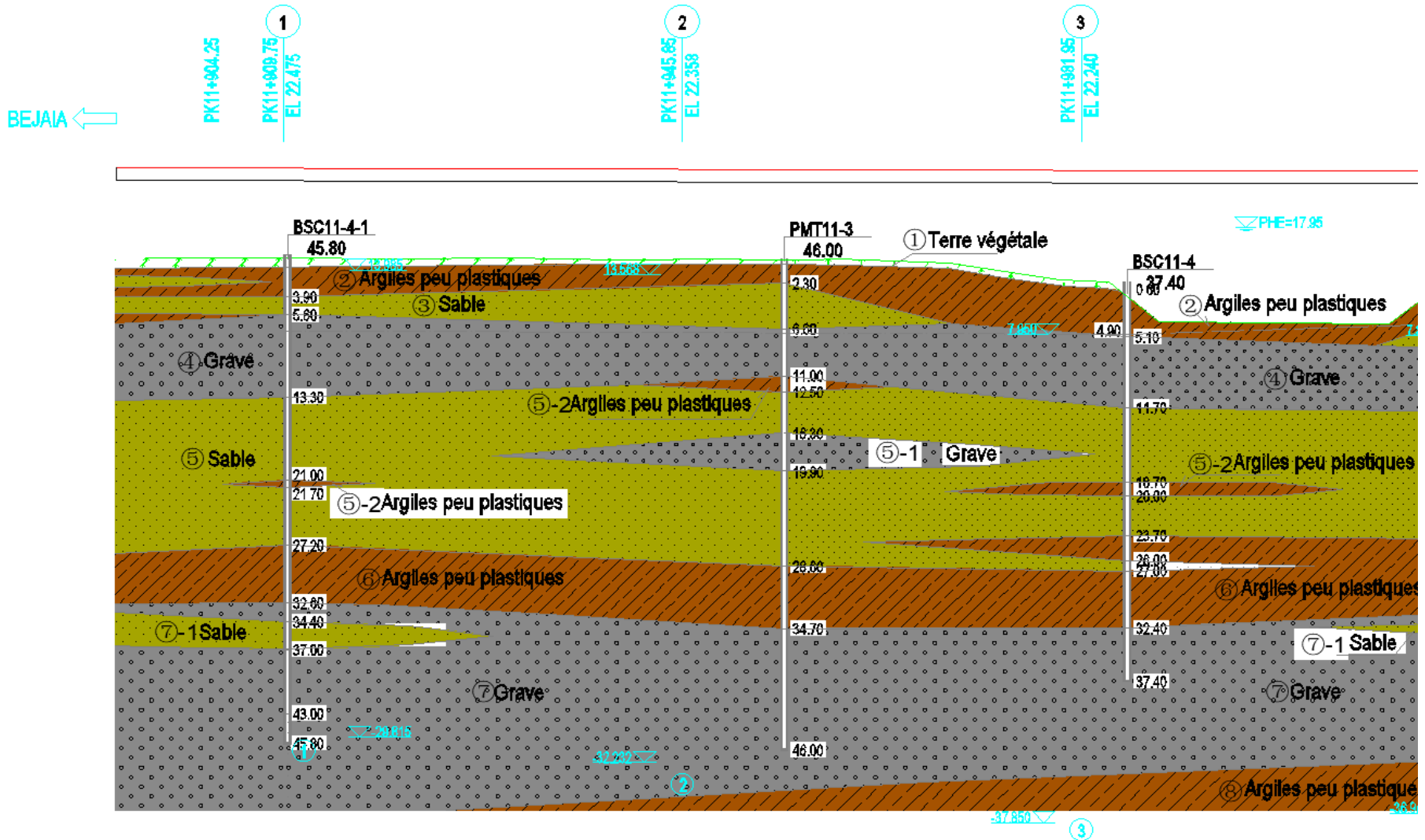




Annexe A : Résultats Des Essais Géotechniques

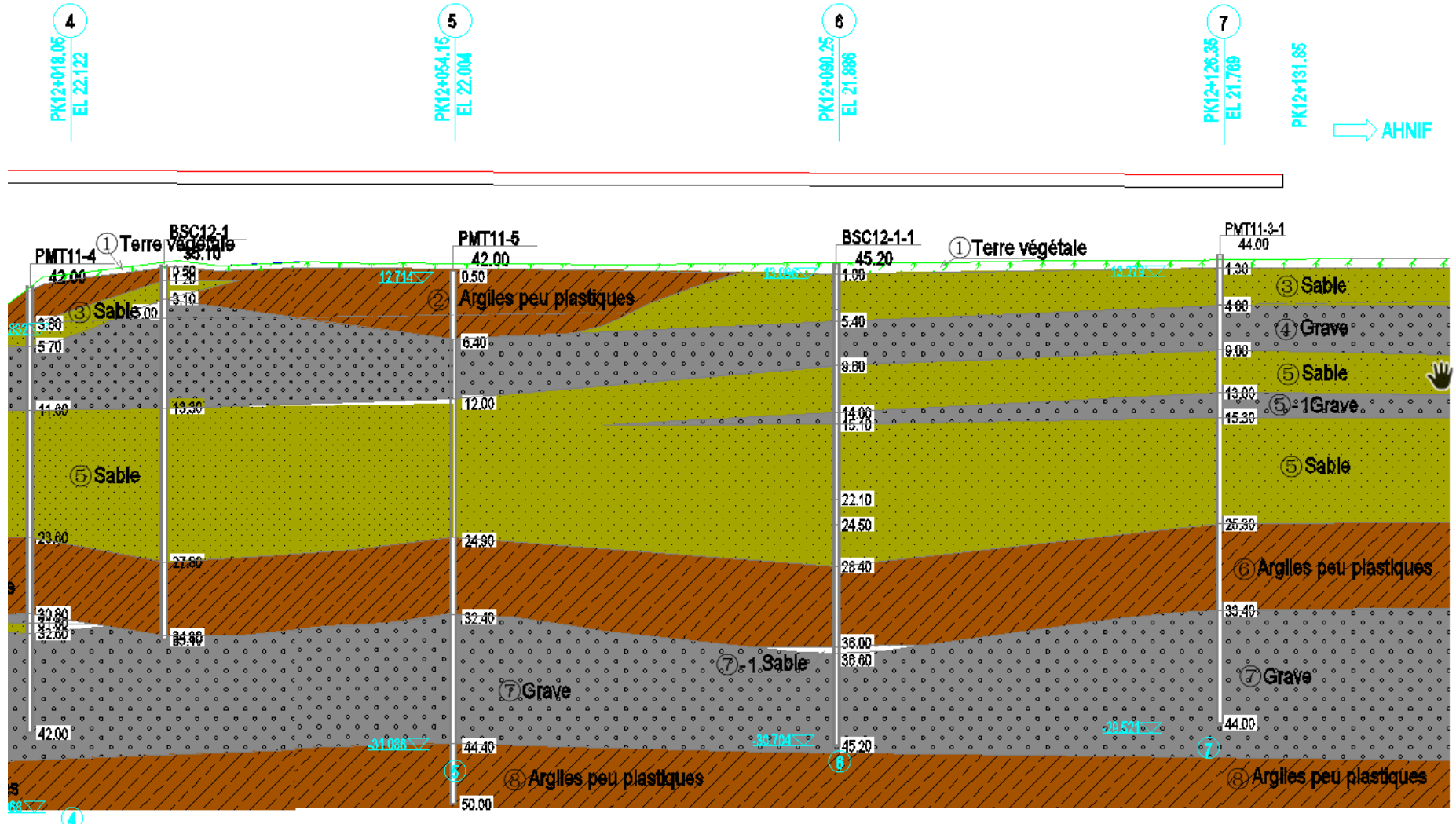






Annexe A : Résultats Des Essais Géotechniques

du centre PK12+018.05



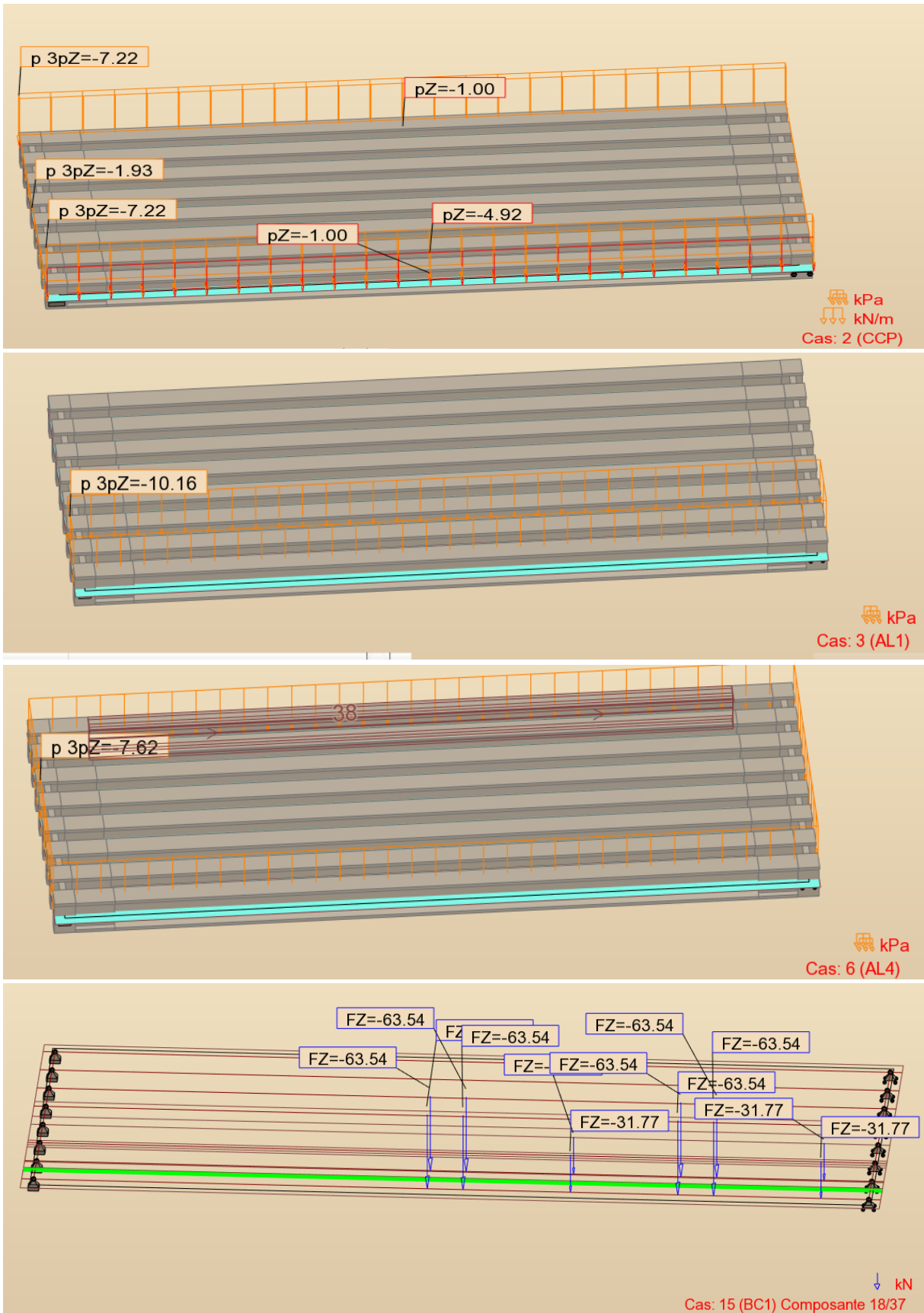


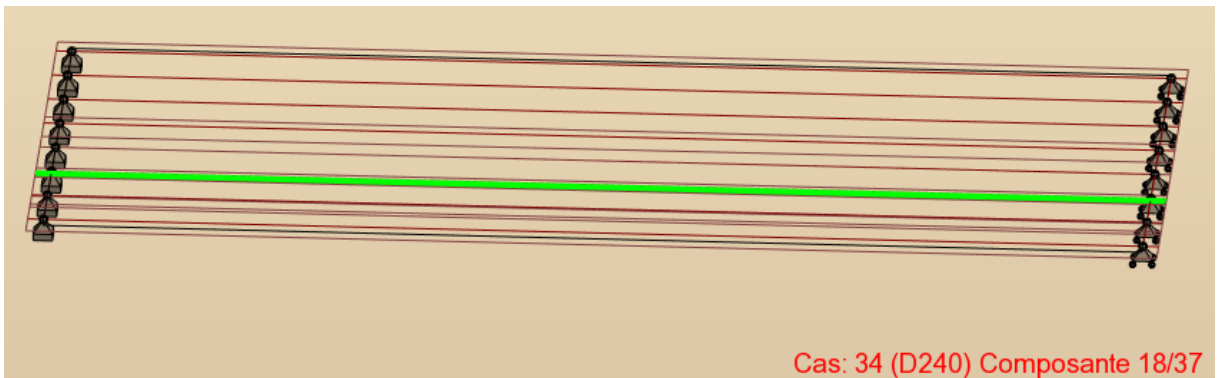
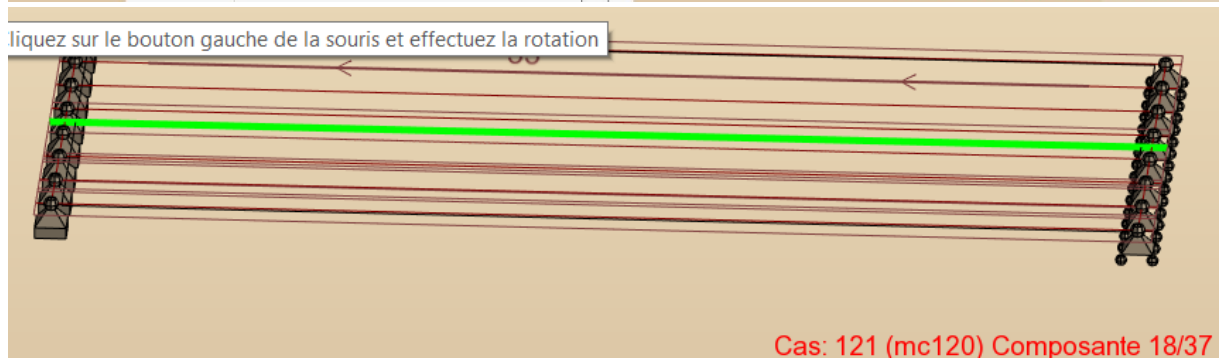
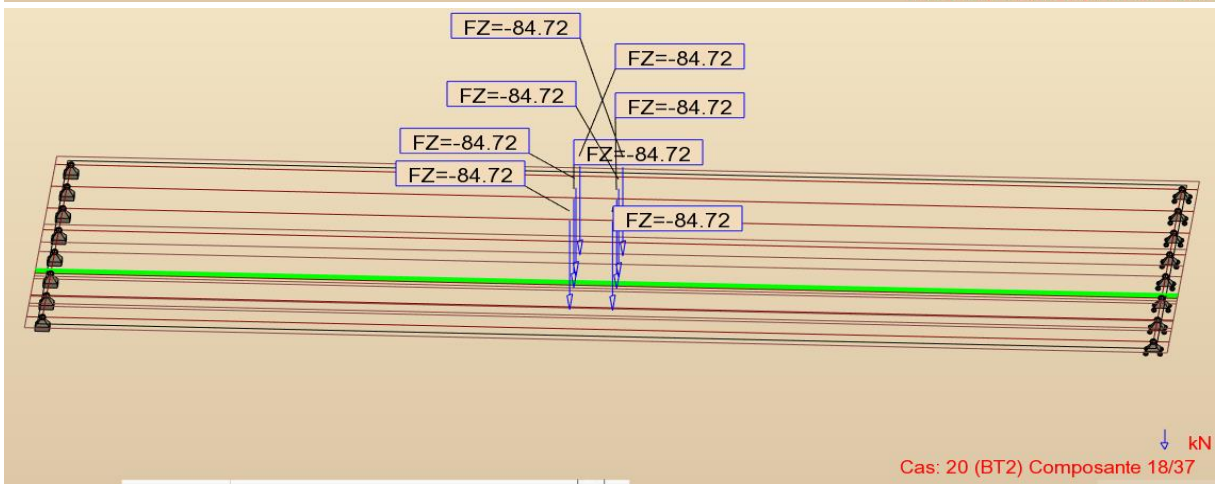
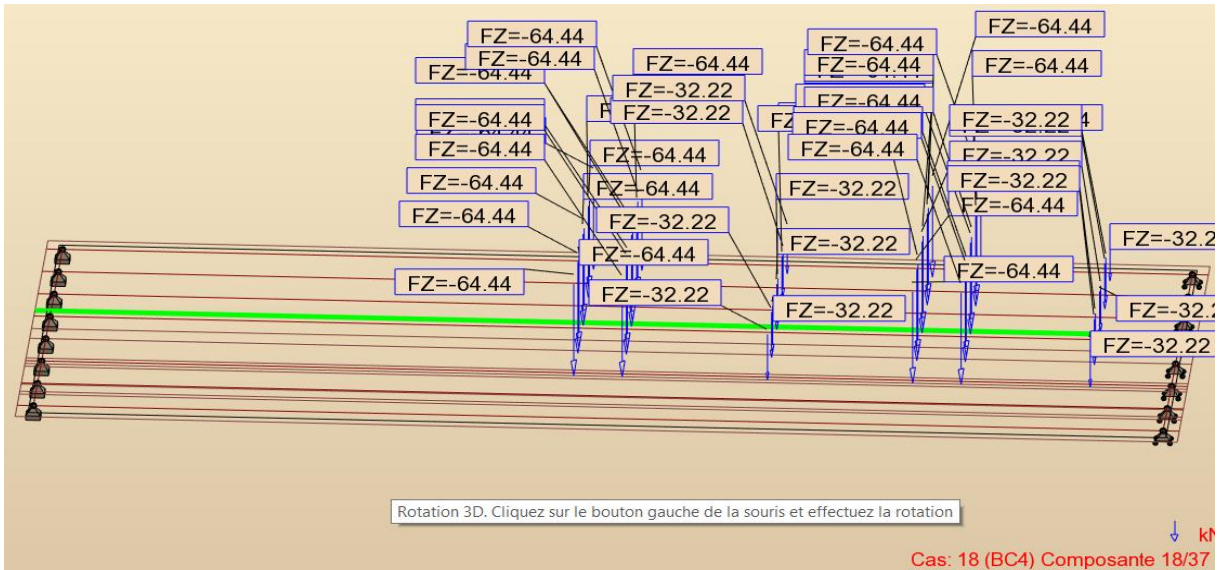
ANNEXE B :

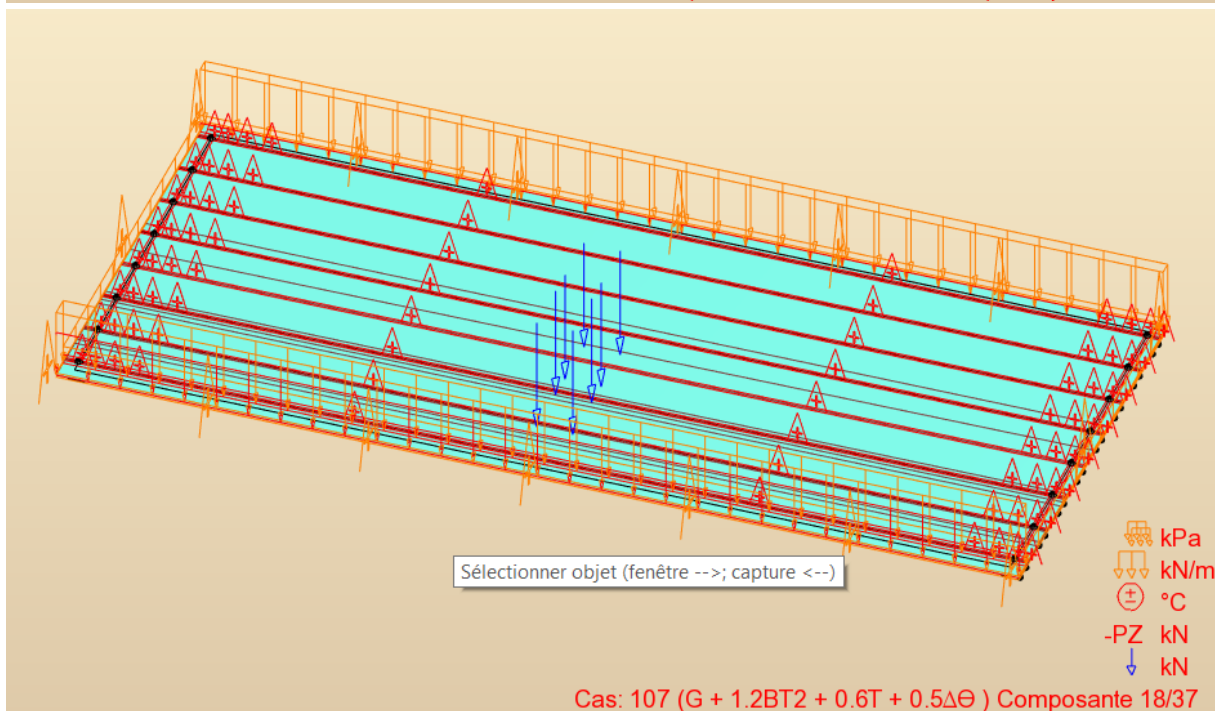
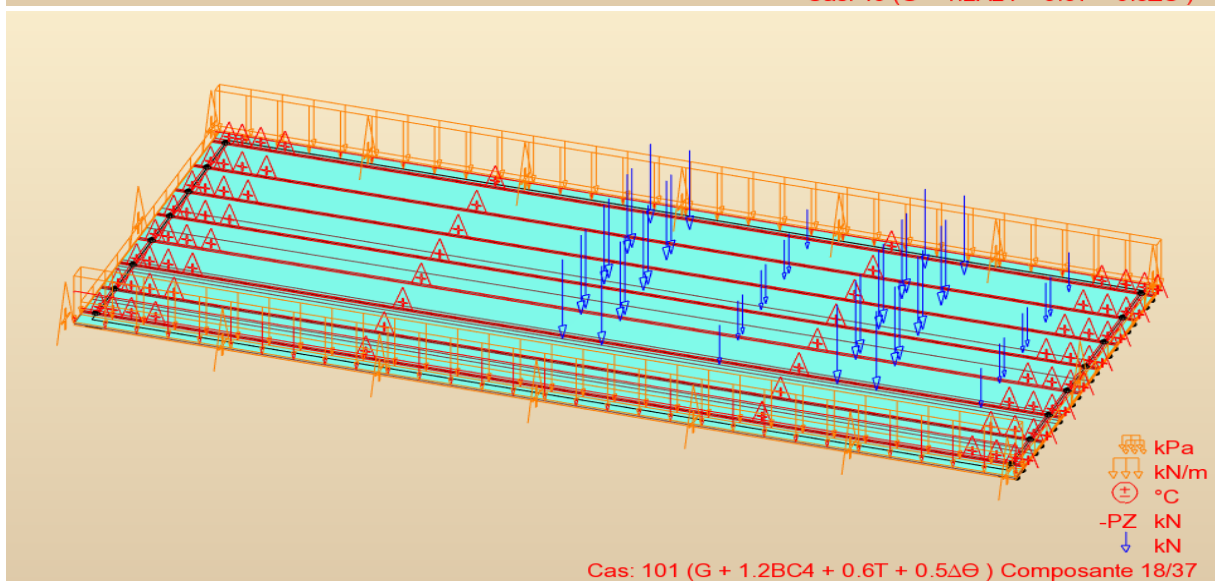
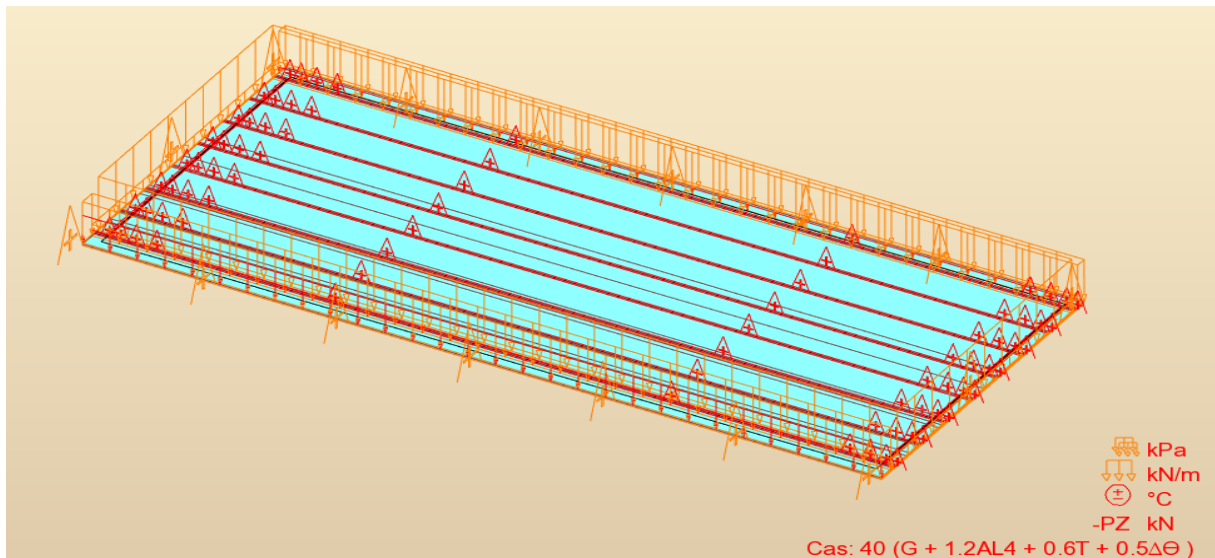
Modélisation et Evaluation des Efforts

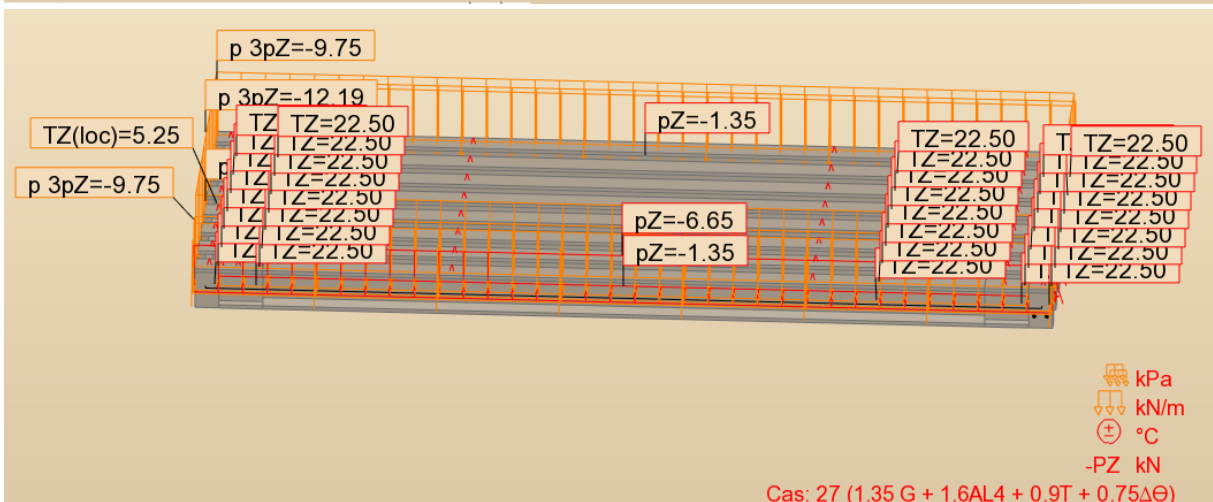
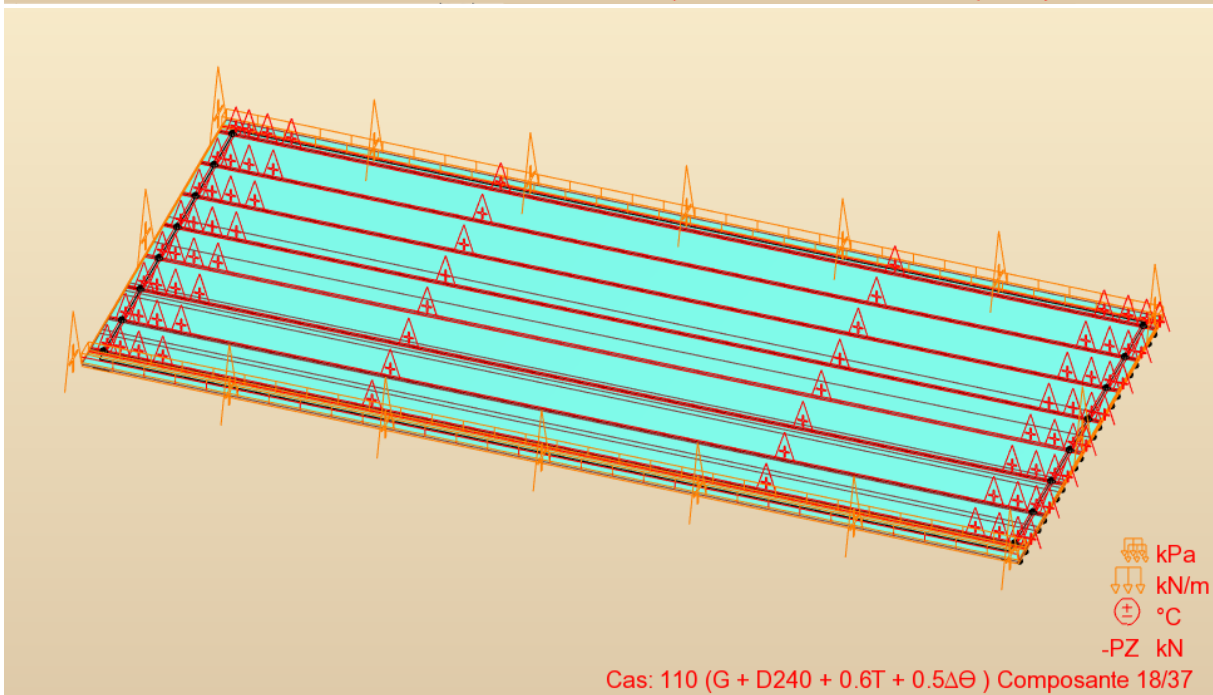
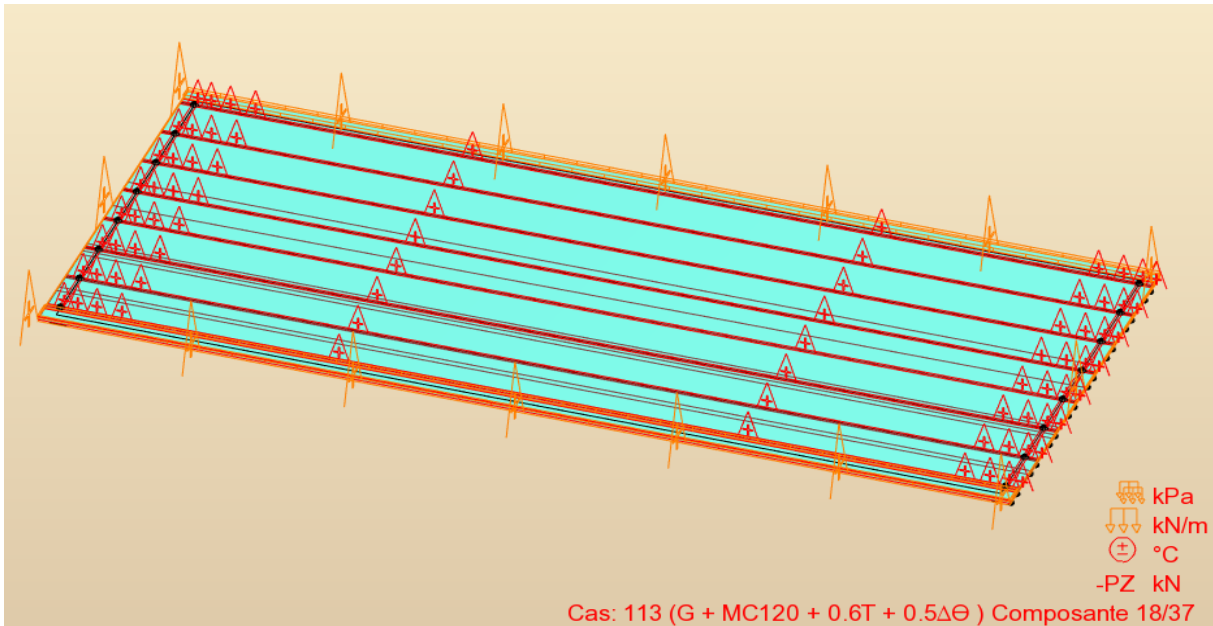


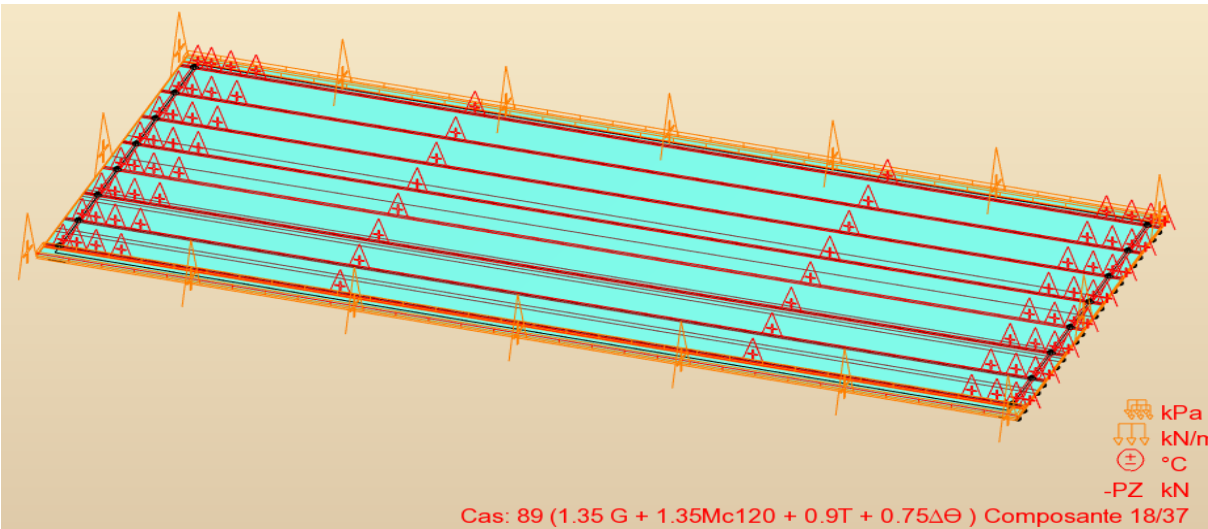
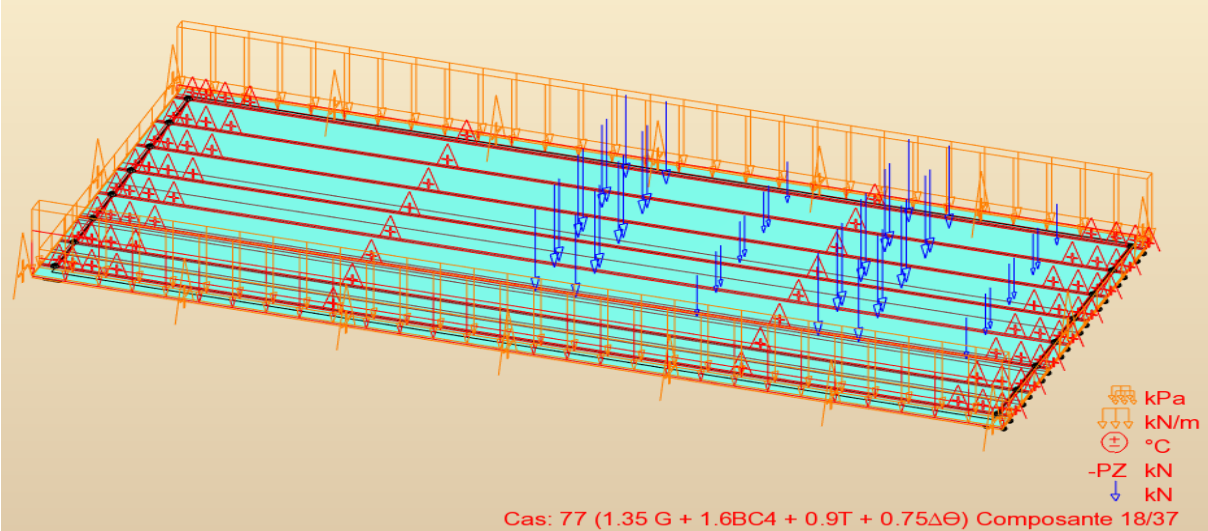
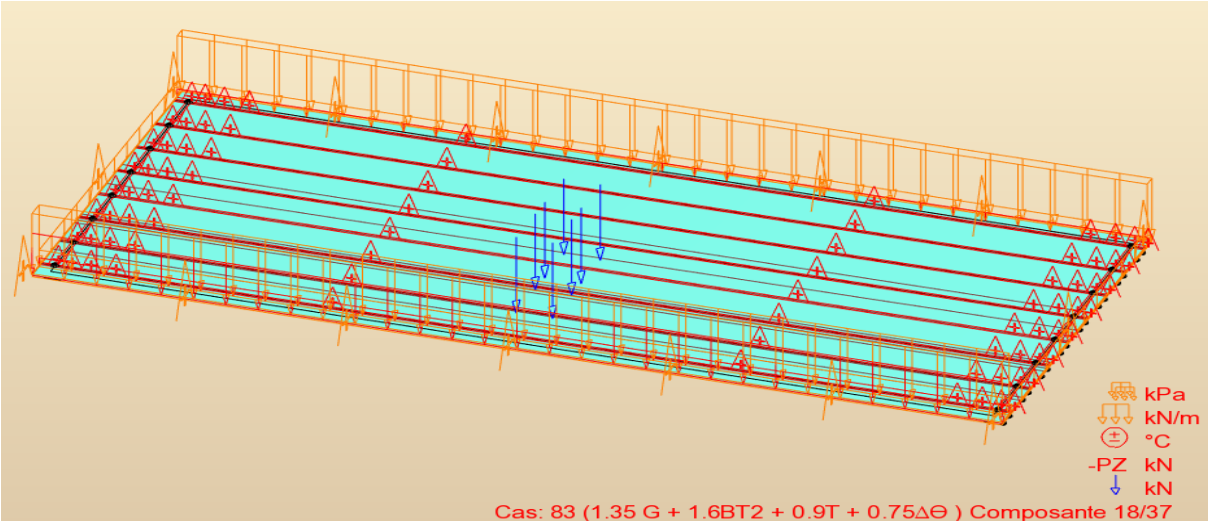
LES CHARGES APPLIQUER SUR LE TABLIER

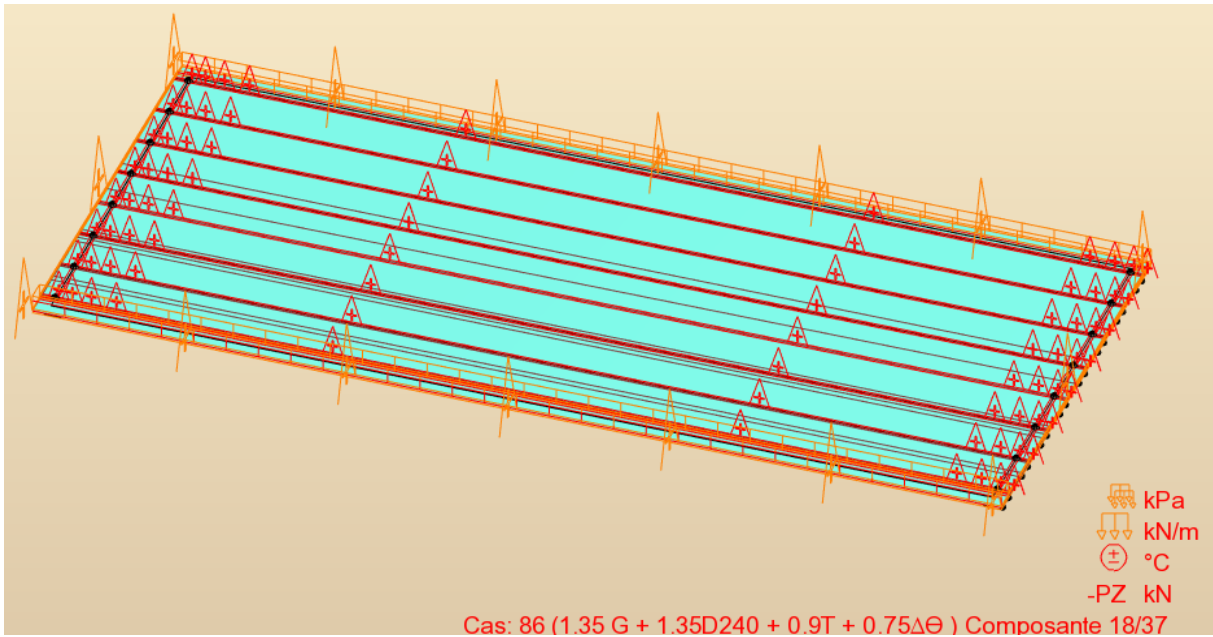




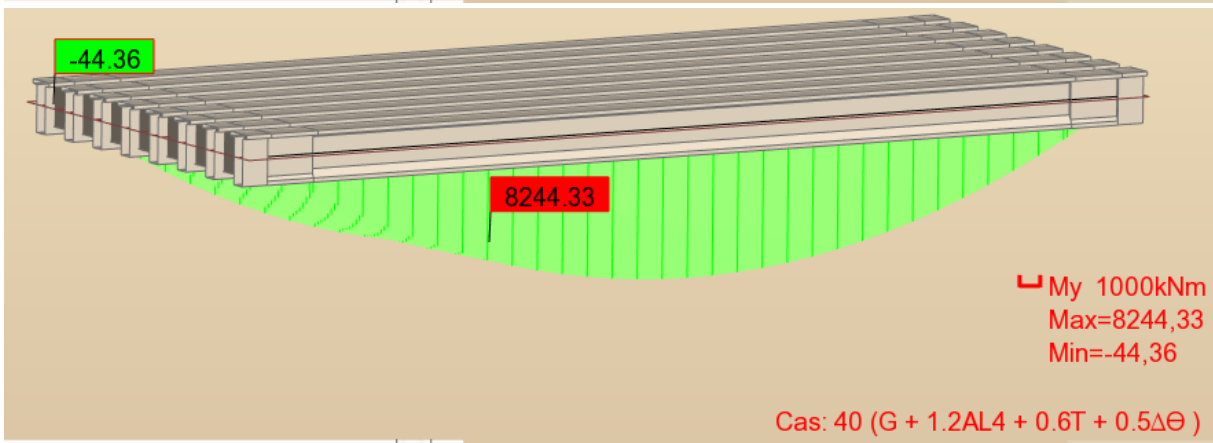
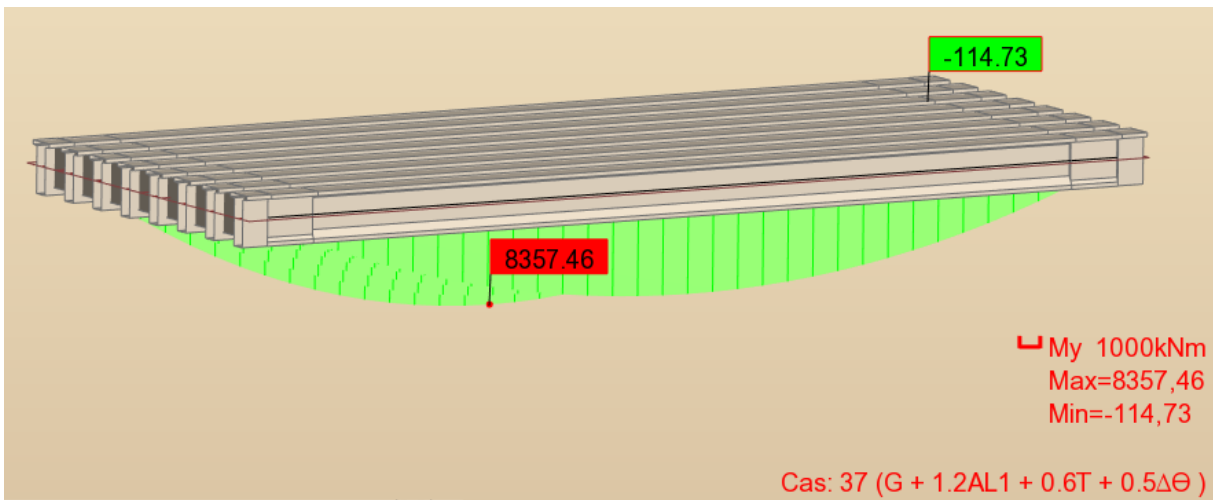


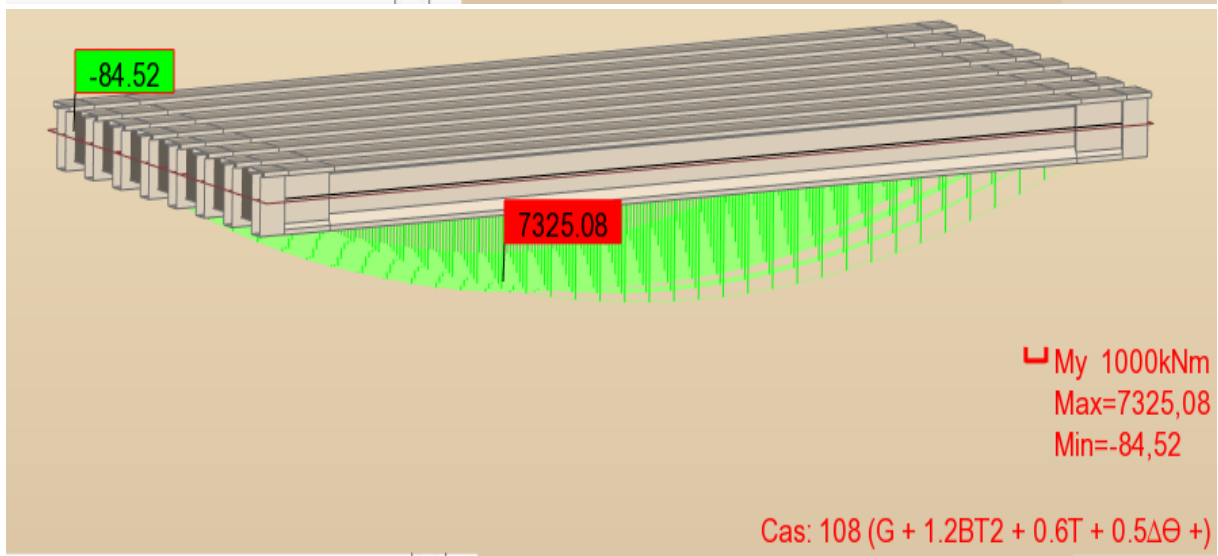
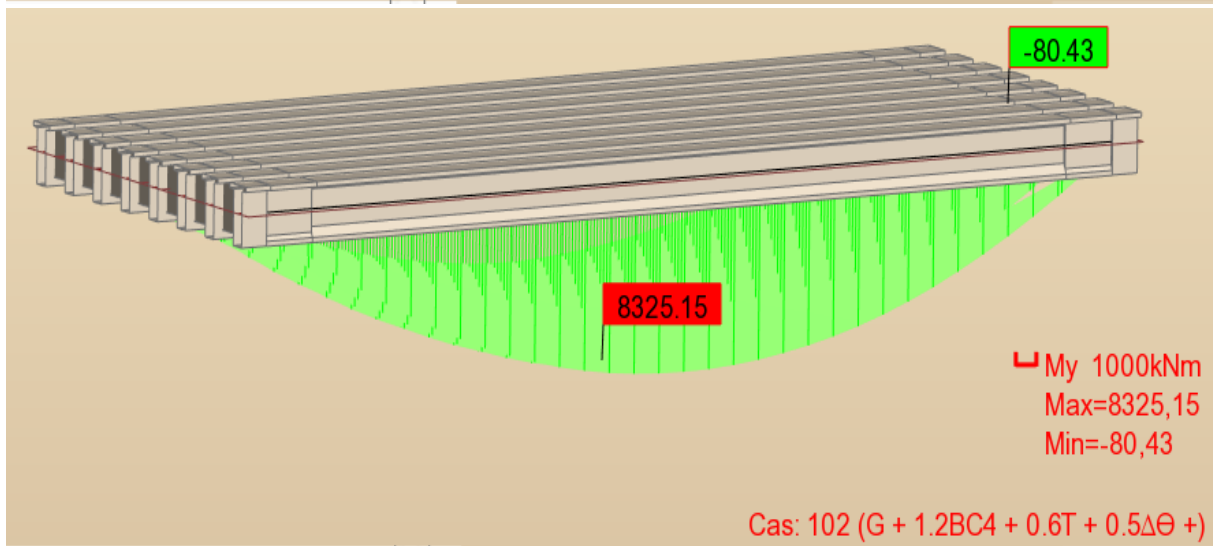
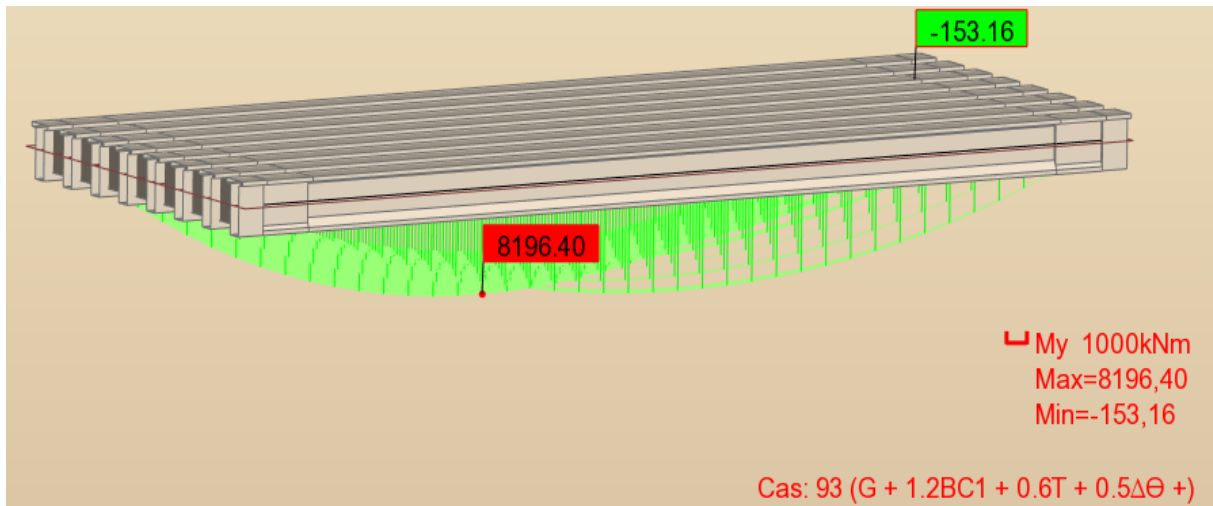


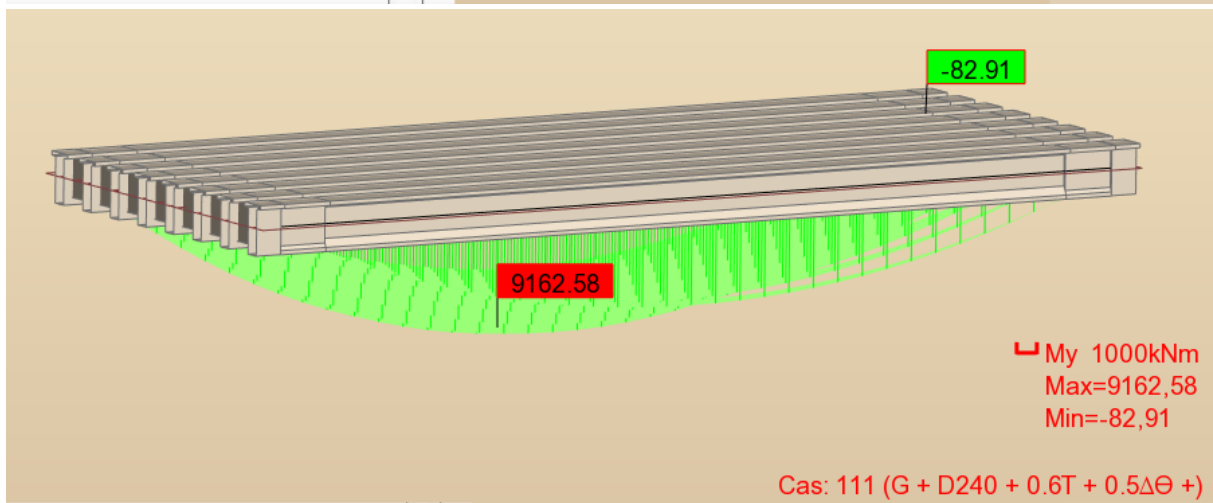
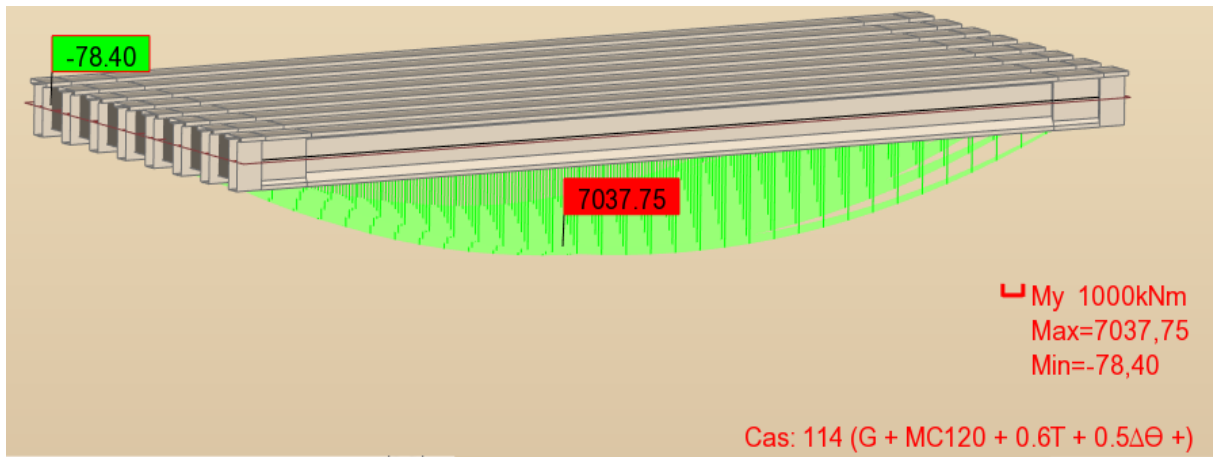




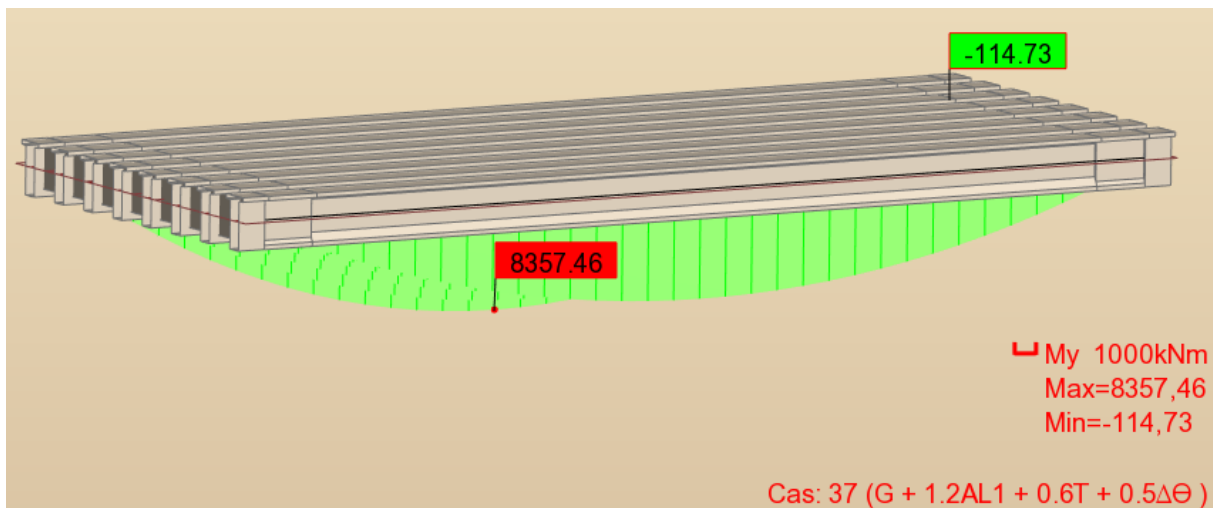
LES MOMENTS FLECHISSANTS A ELS

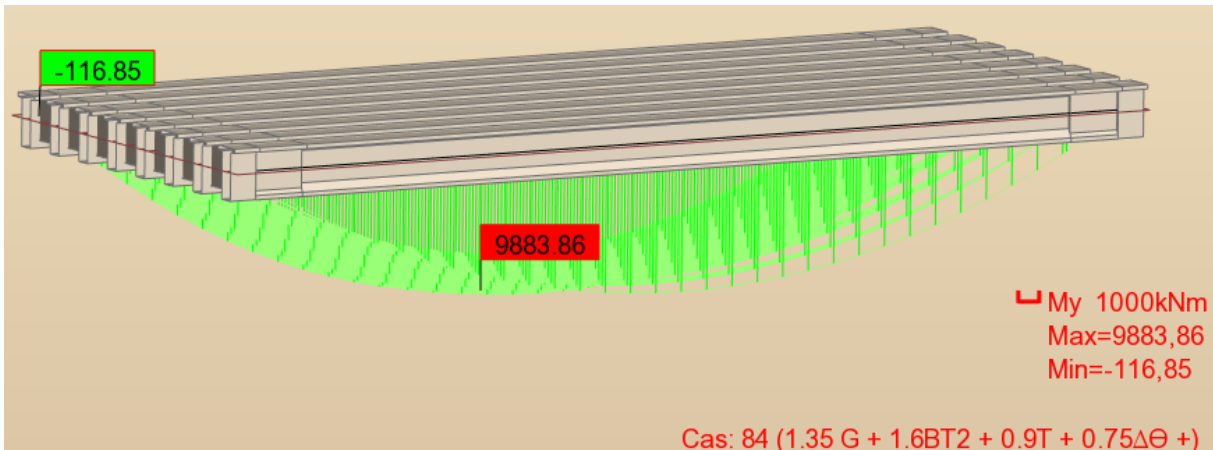
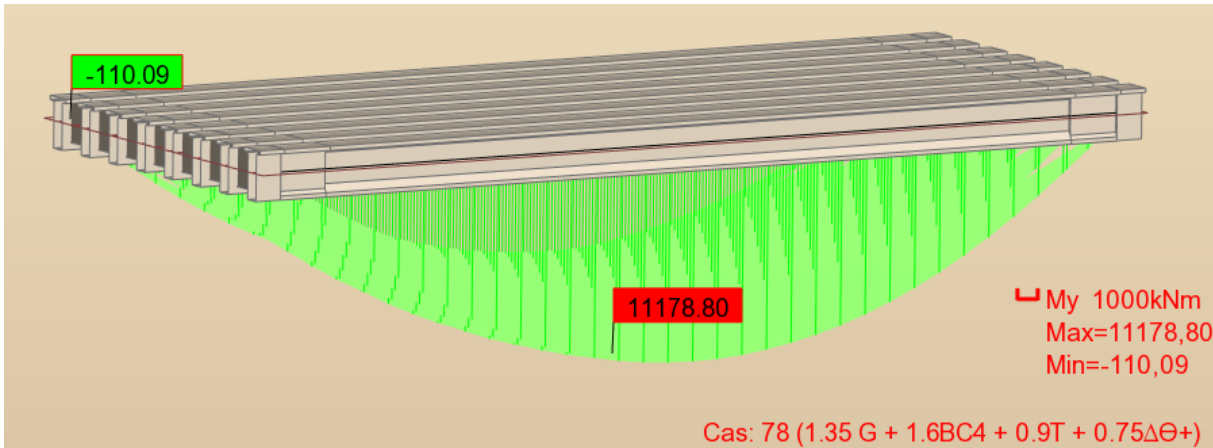
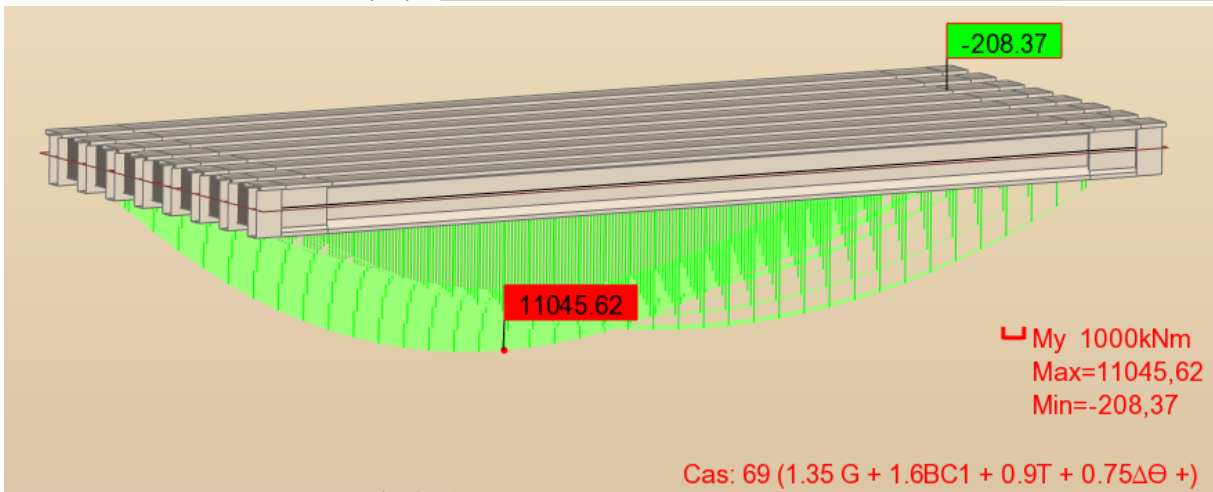
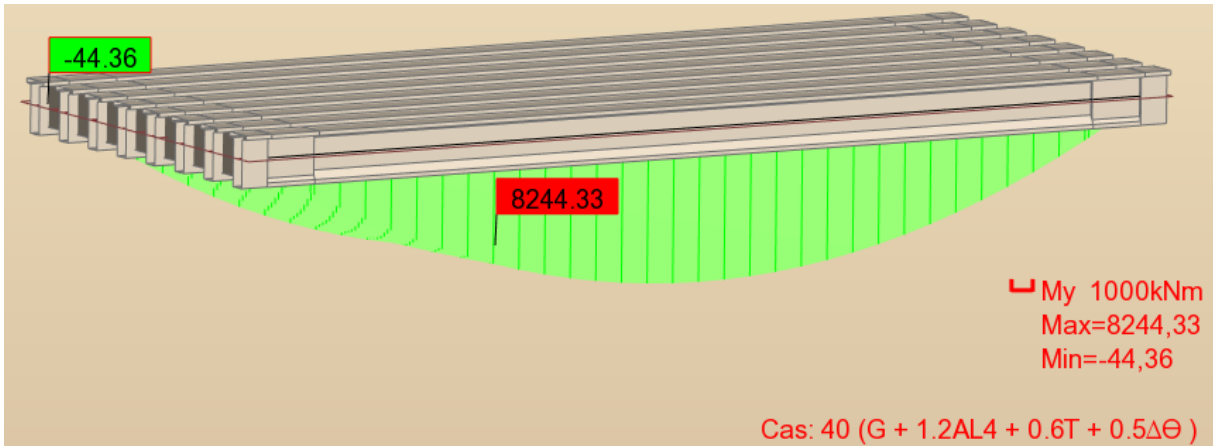


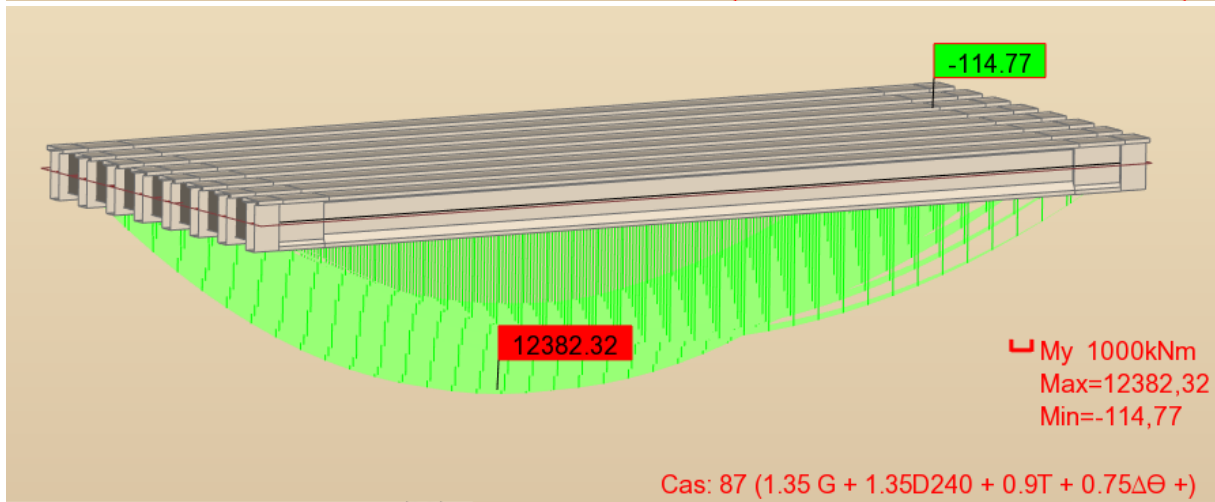
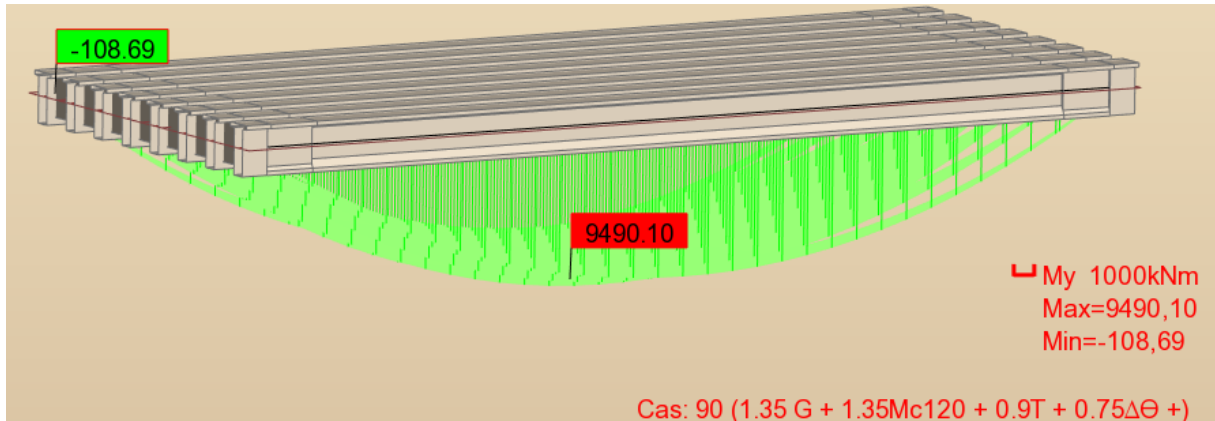




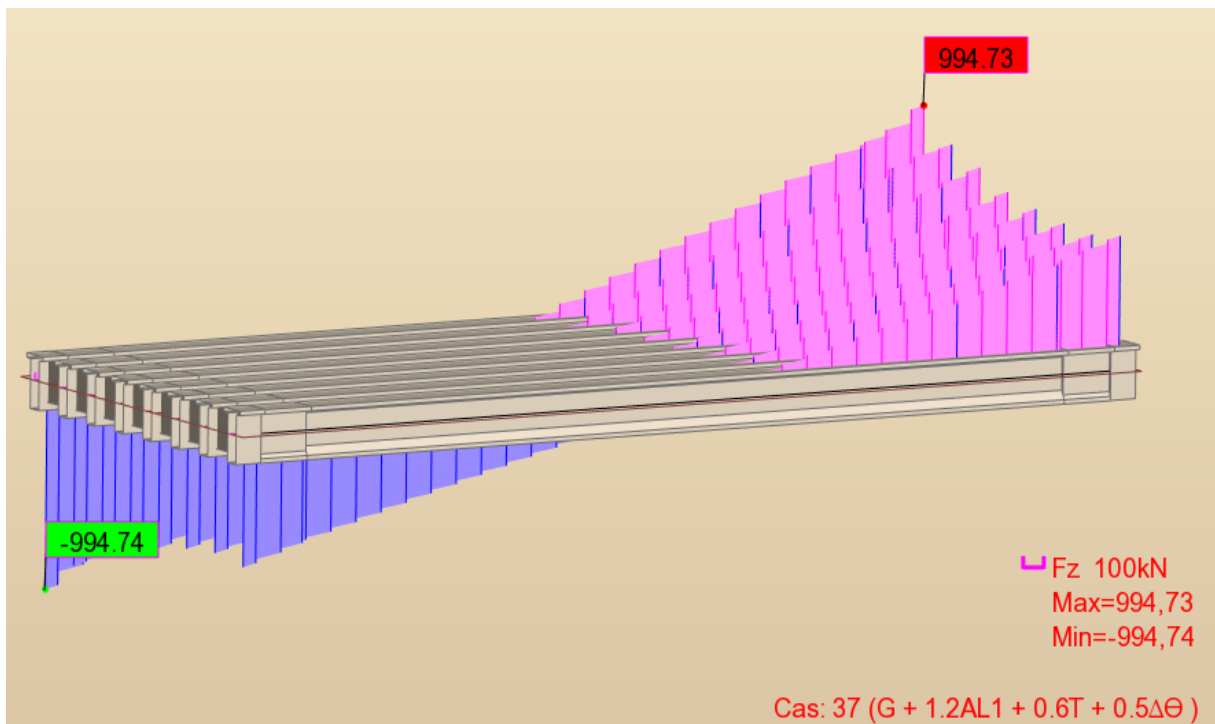
LES MOMENTS FLECHISSANTS A ELU

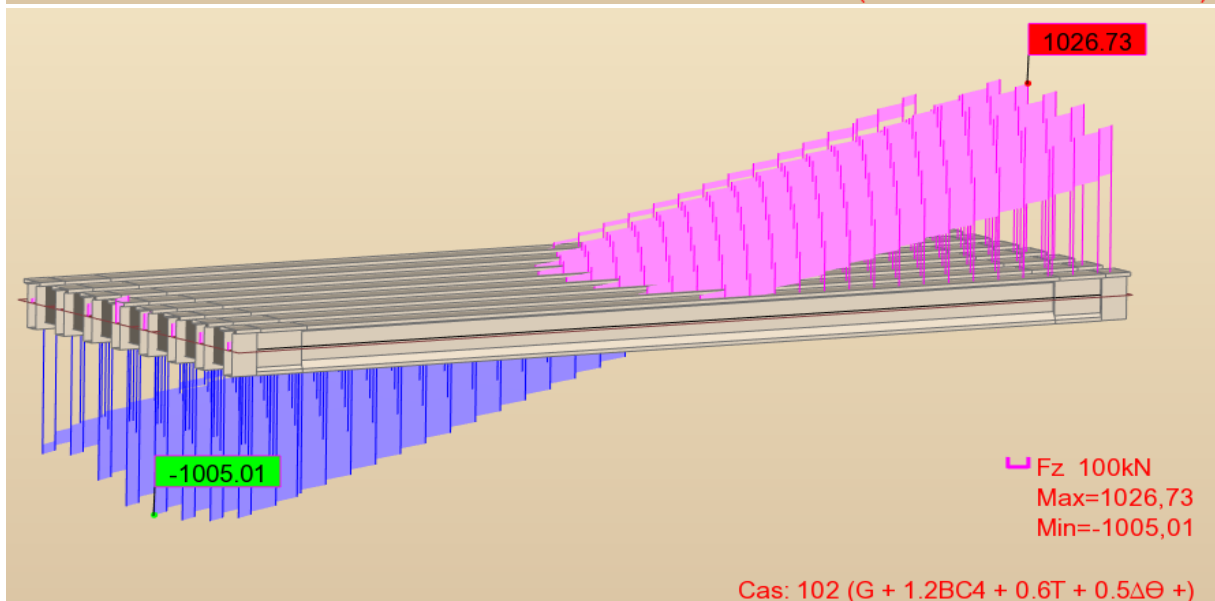
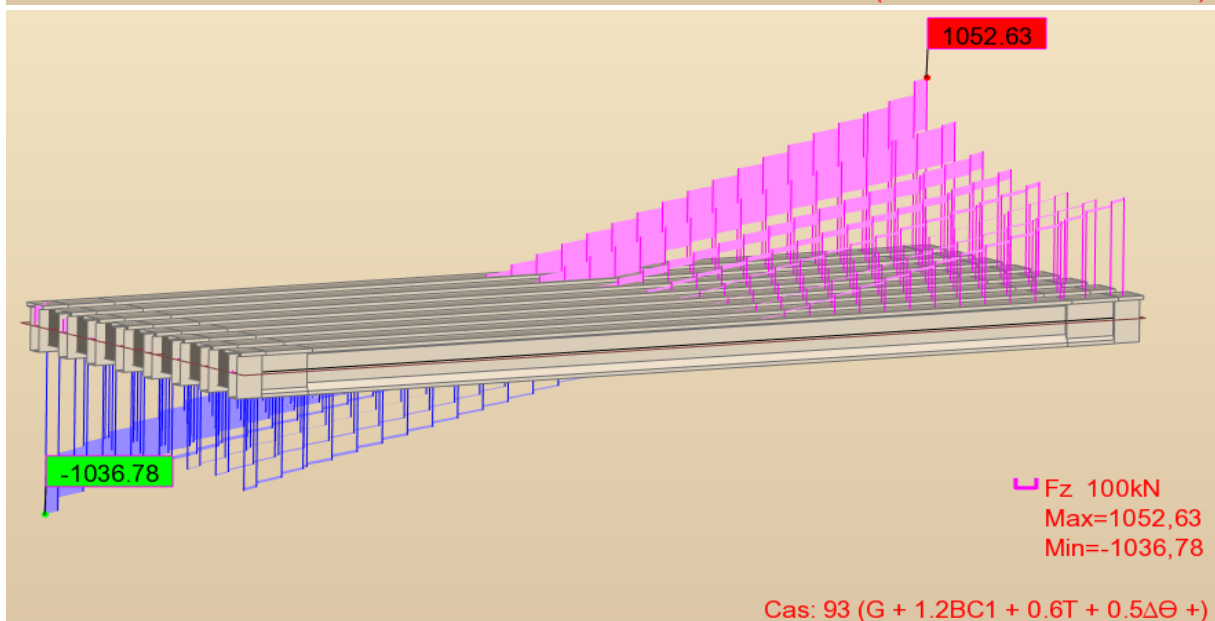
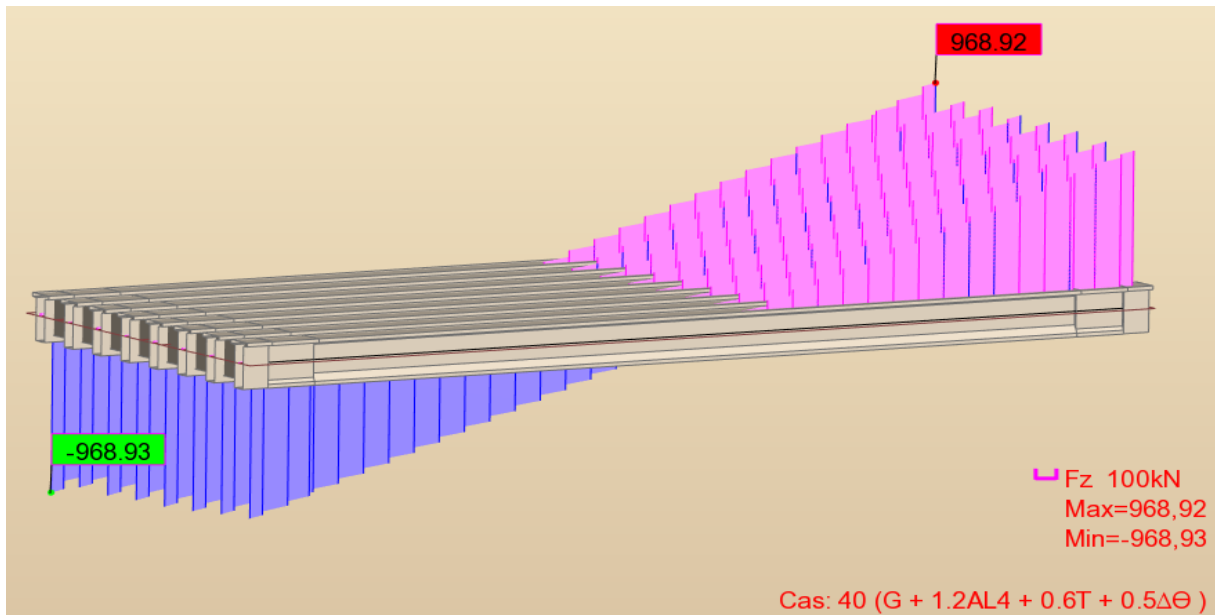


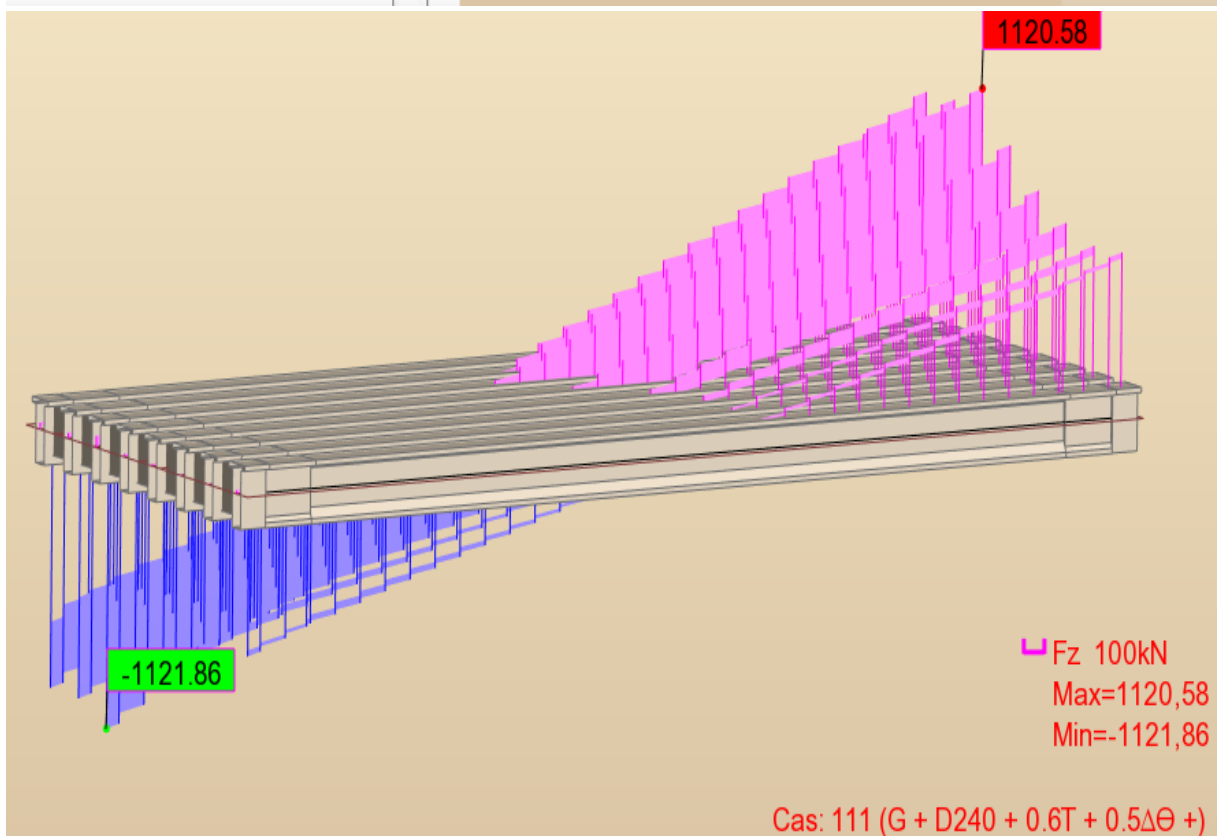
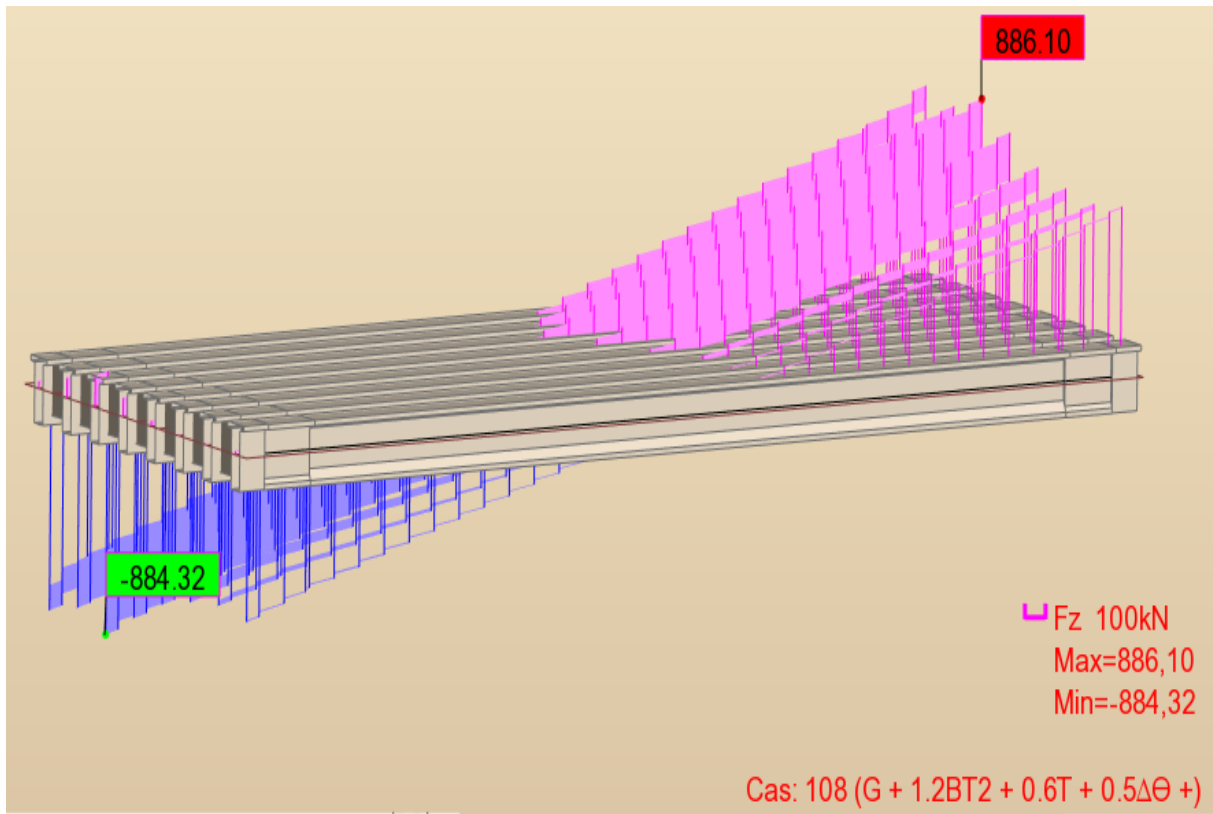


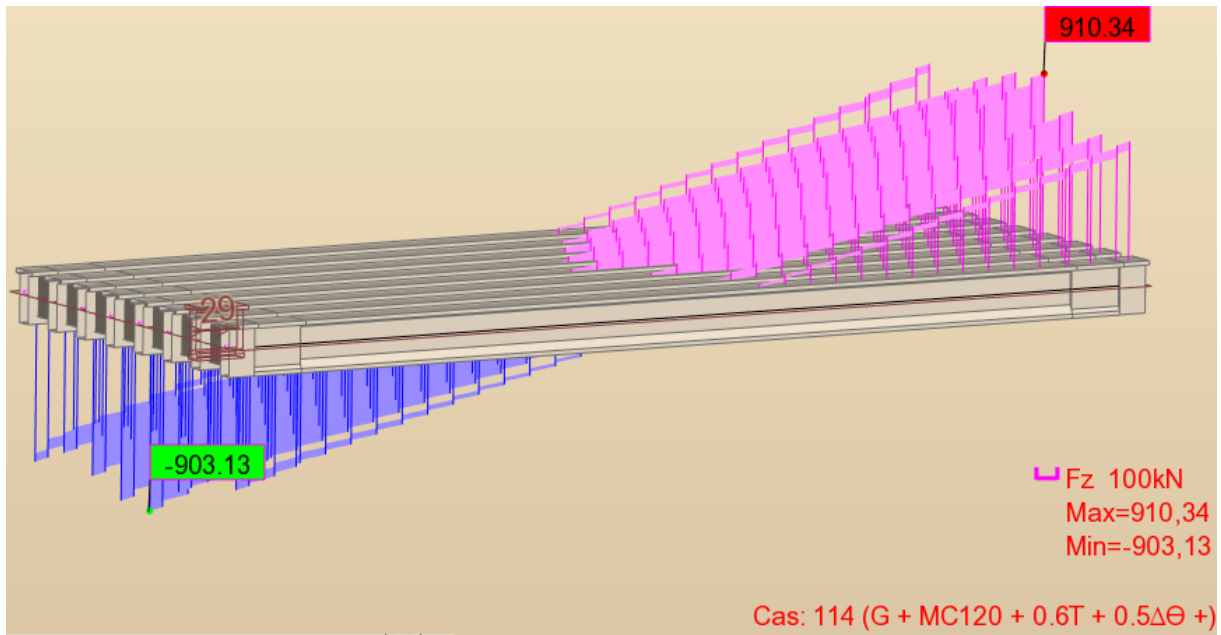


LES EFFORTS TRANCHANTS A ELS

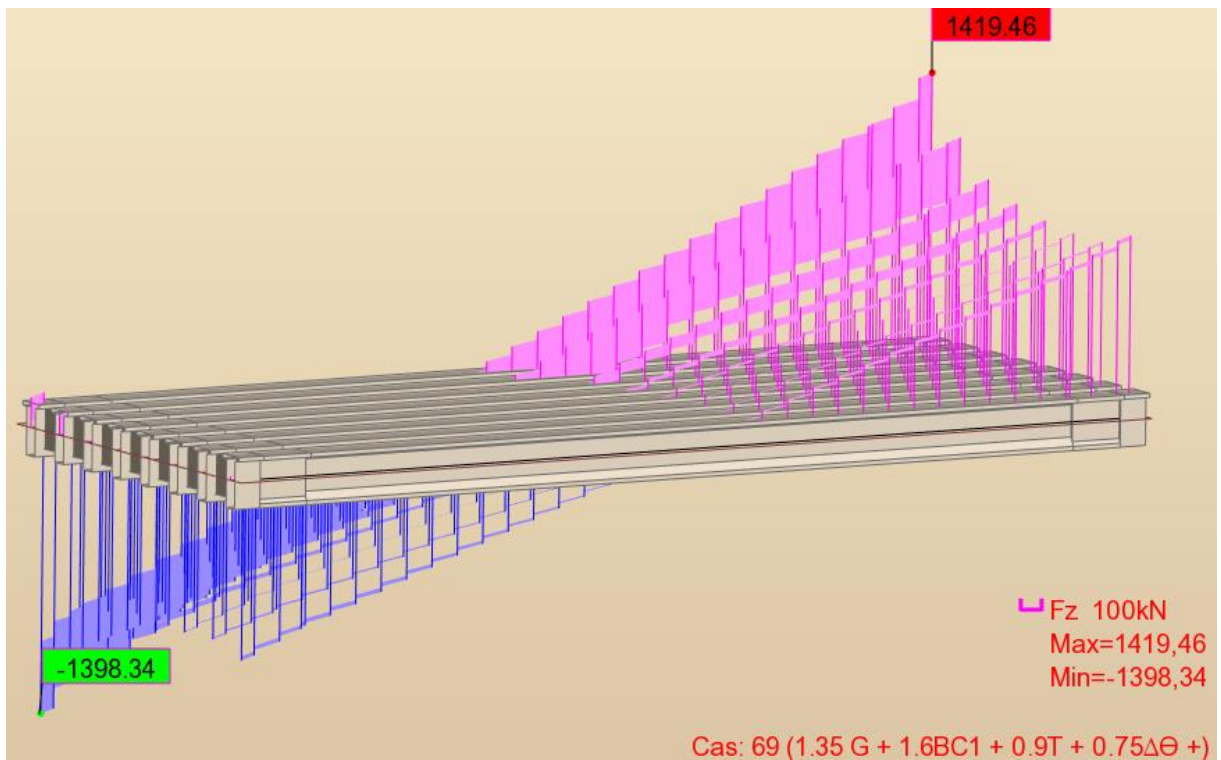


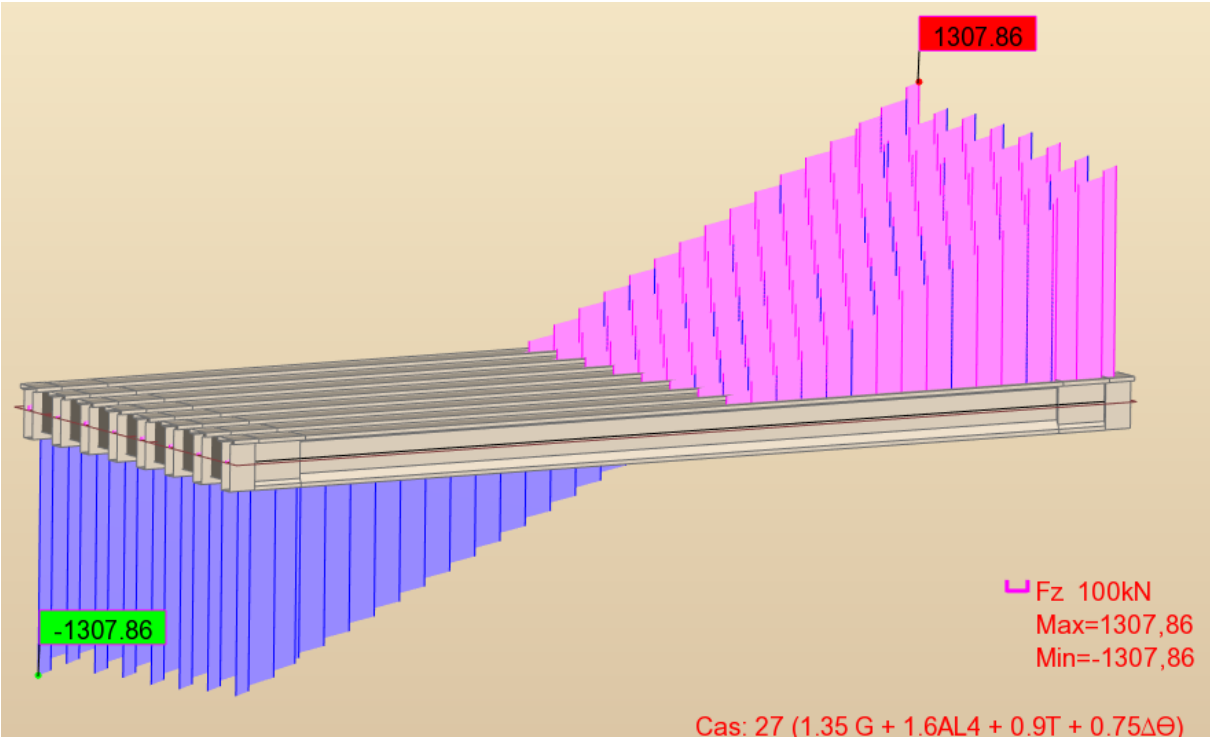
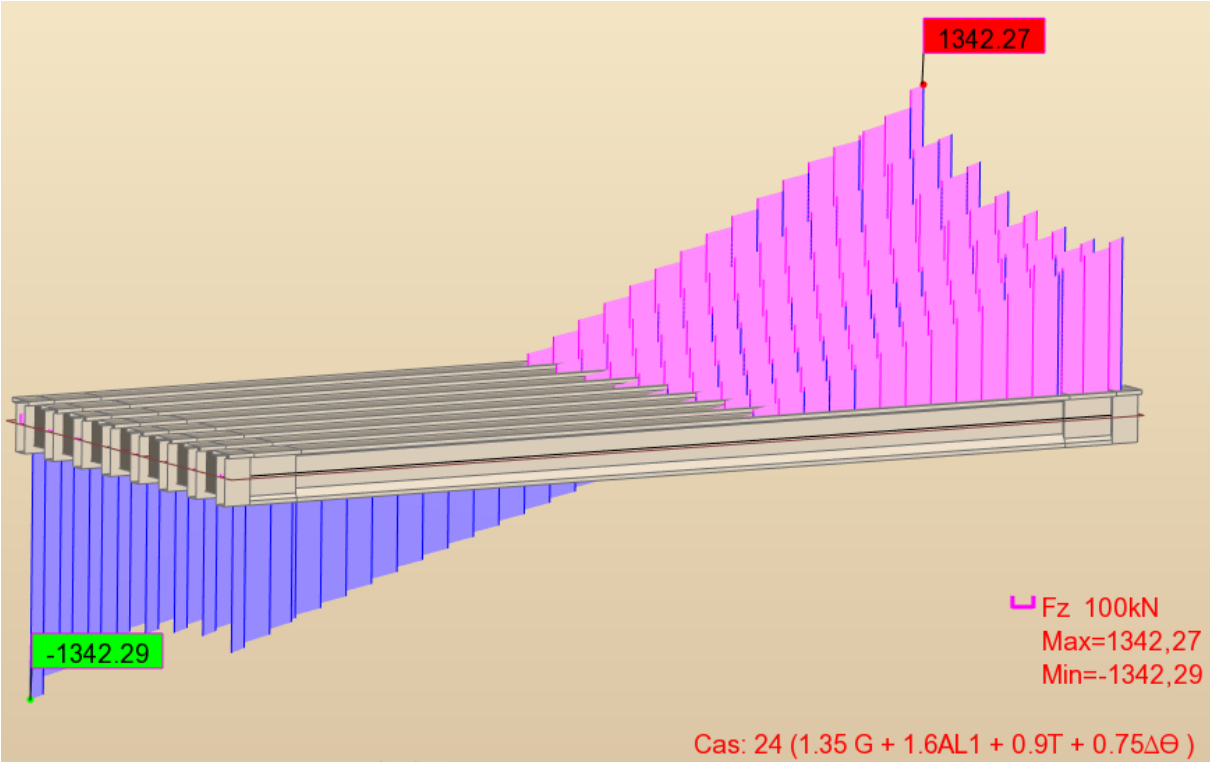


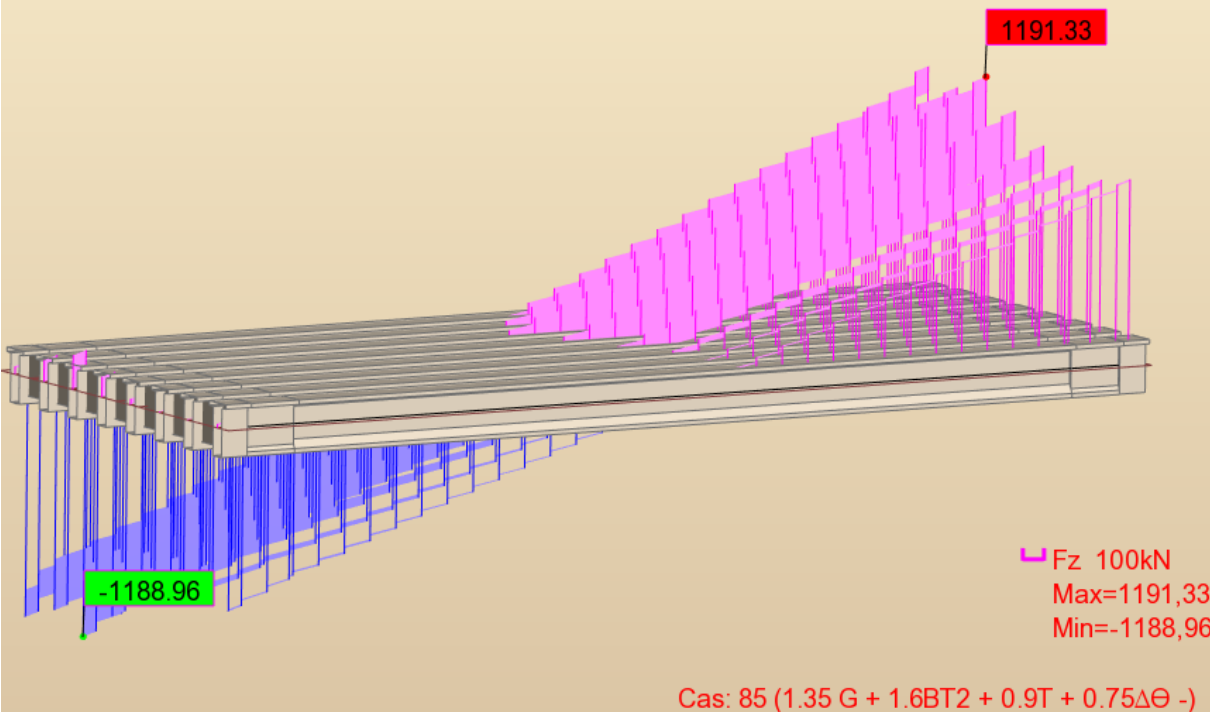
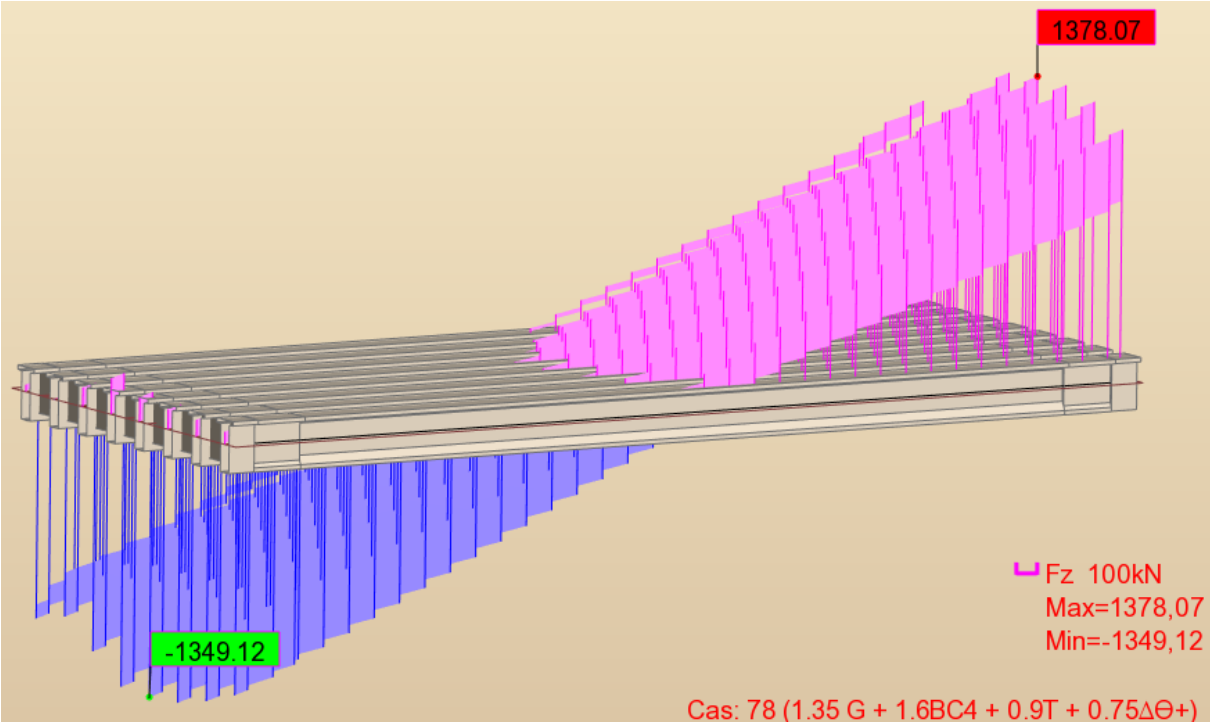


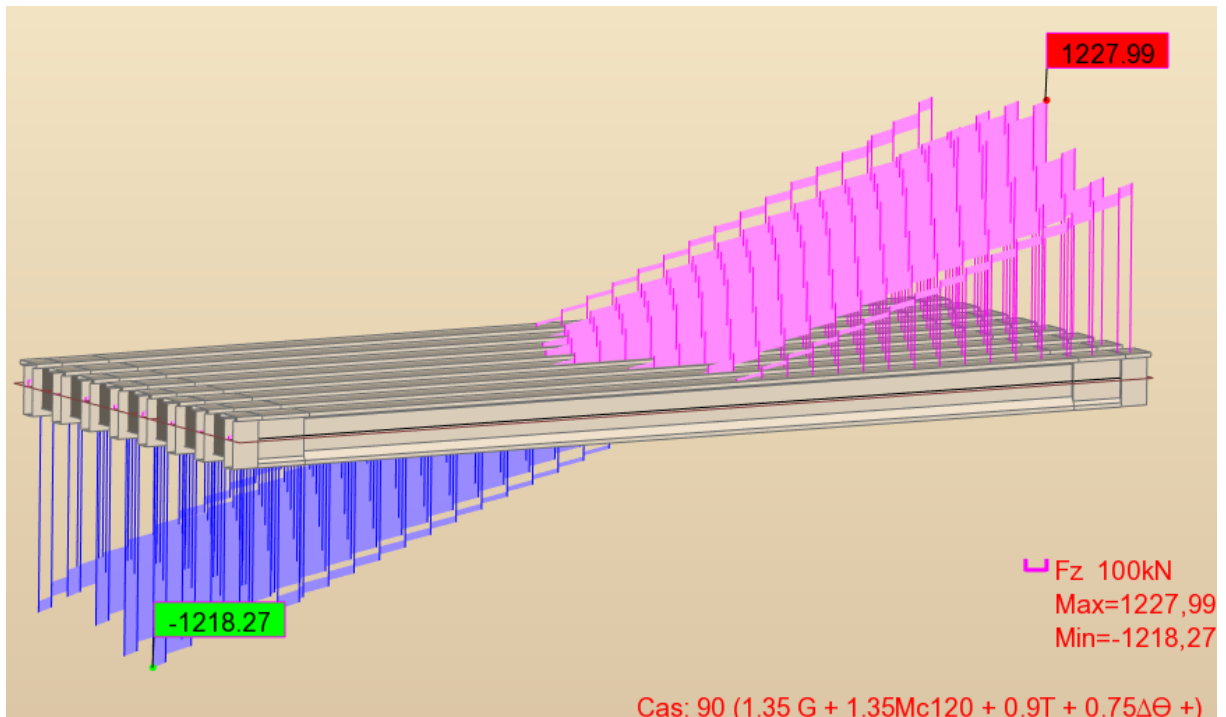
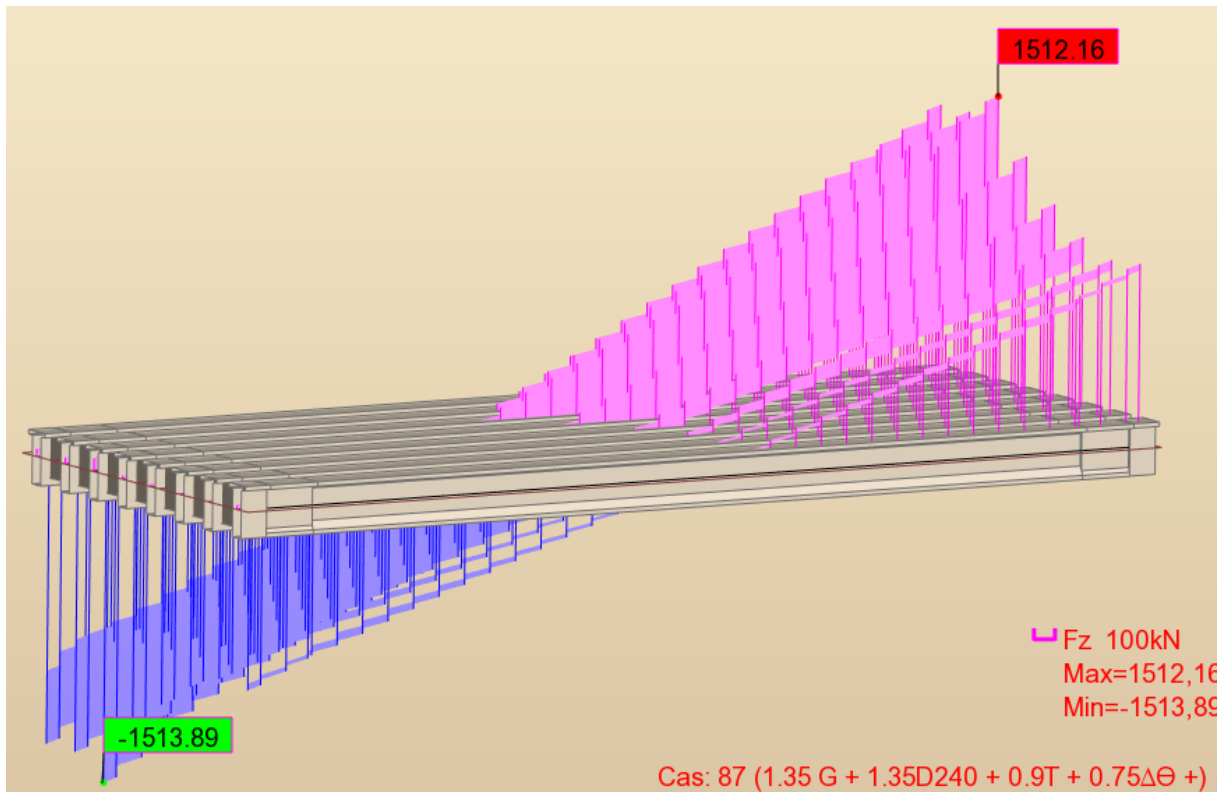


LES EFFORTS TRANCHANTS A ELU

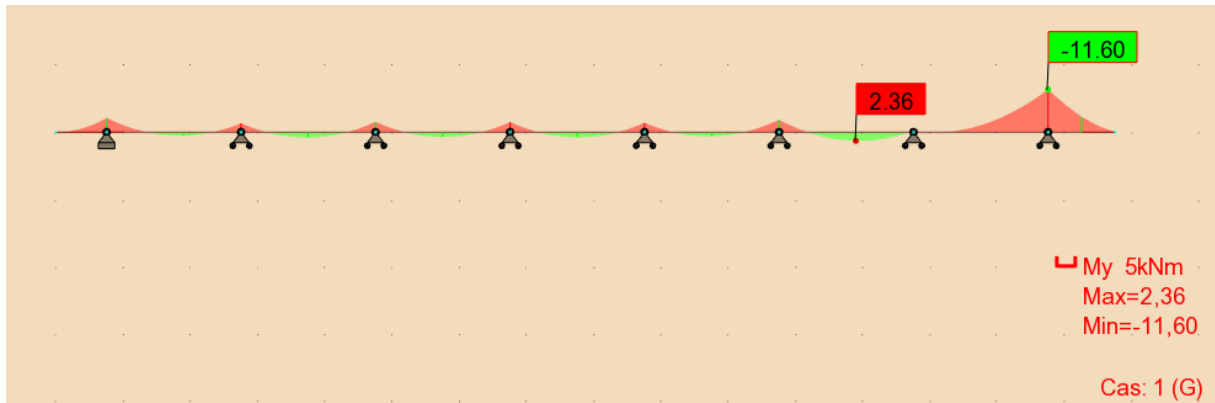




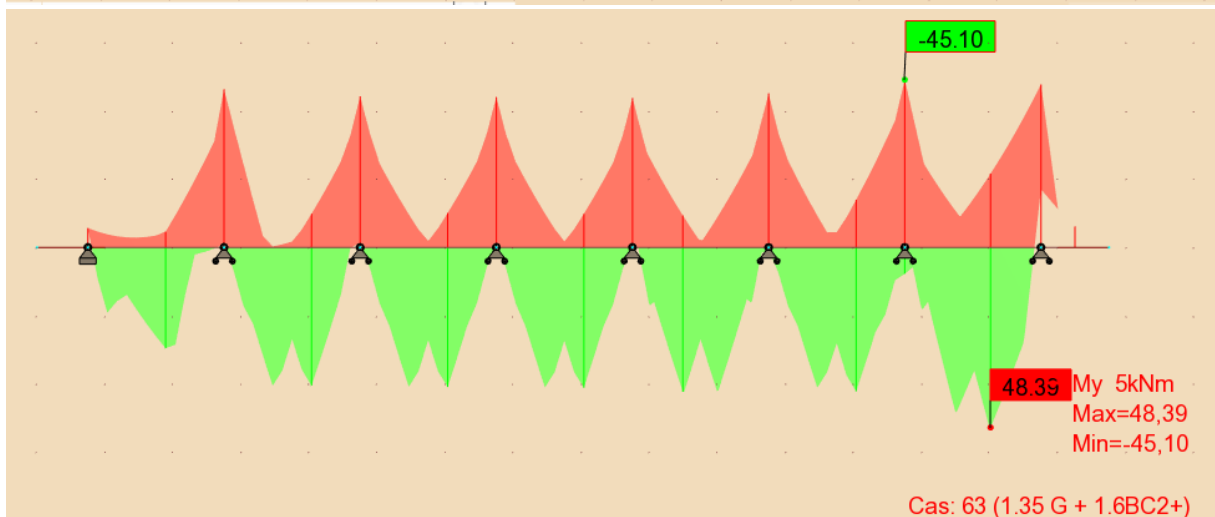
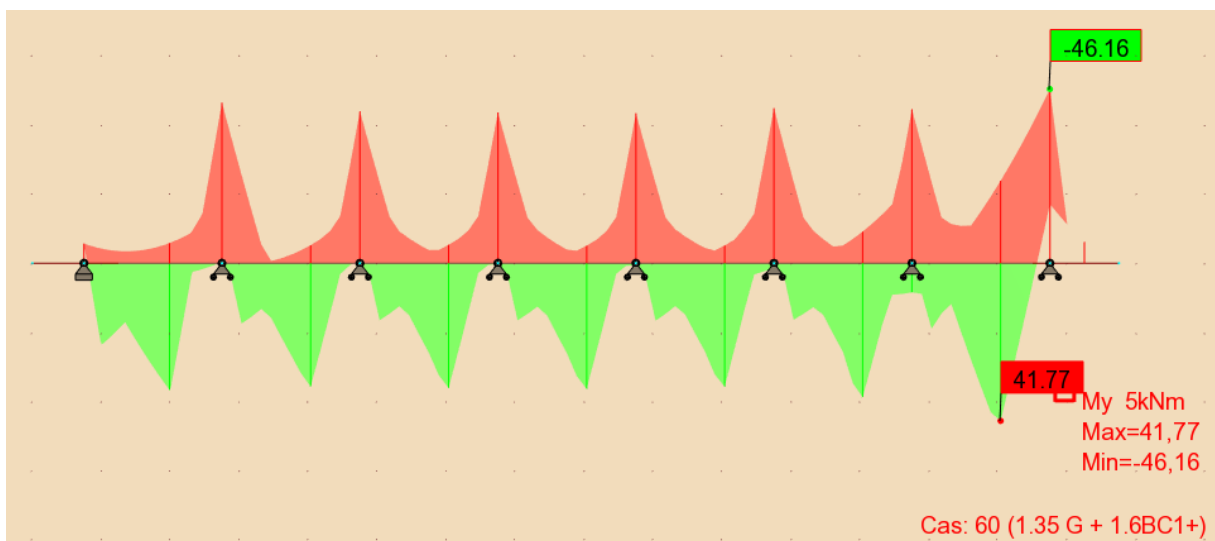


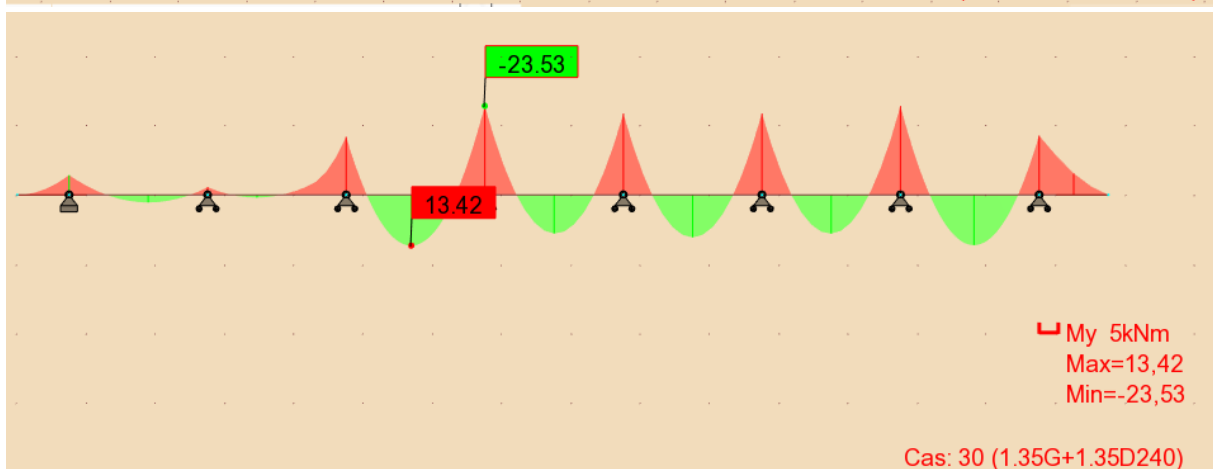
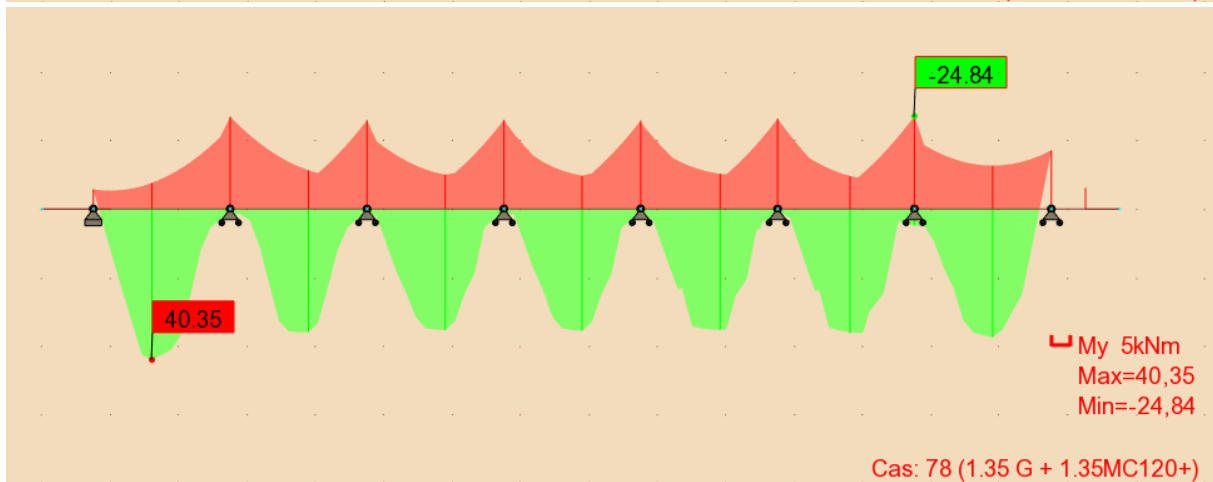
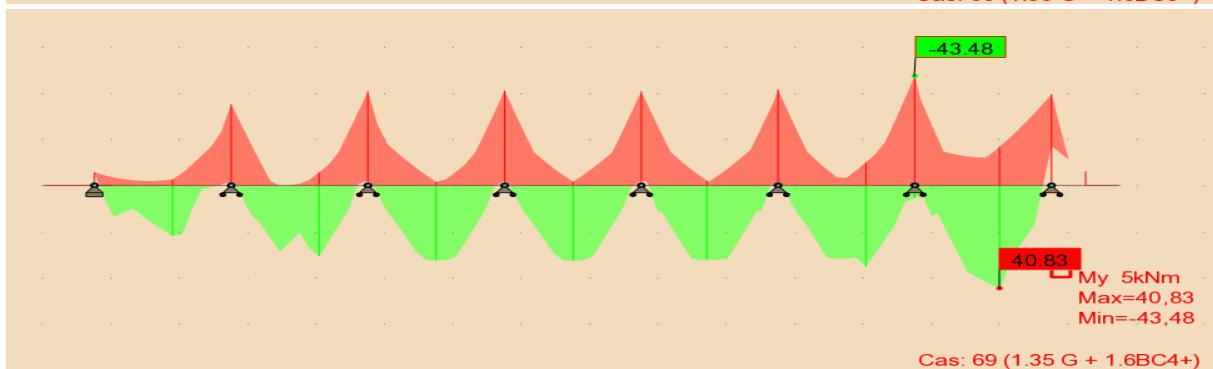
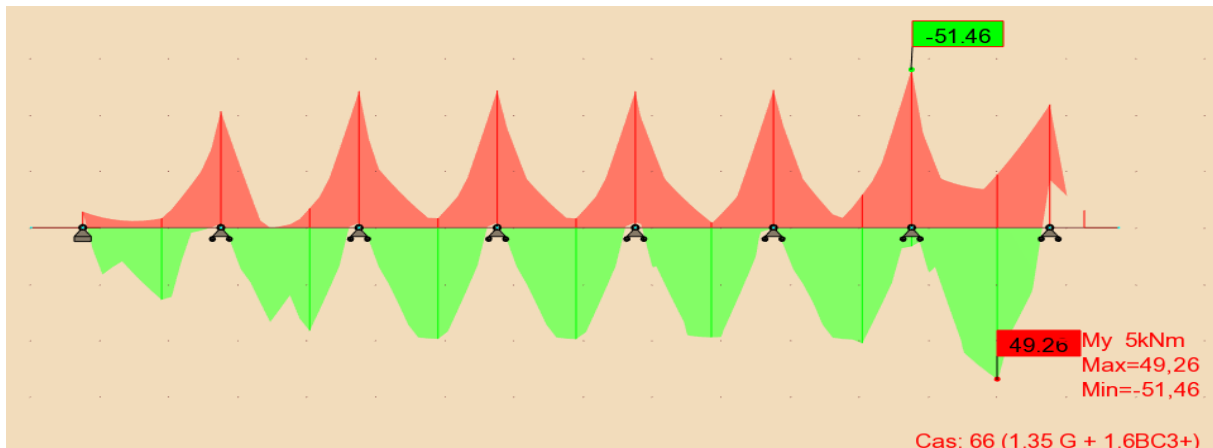


HOURDIS

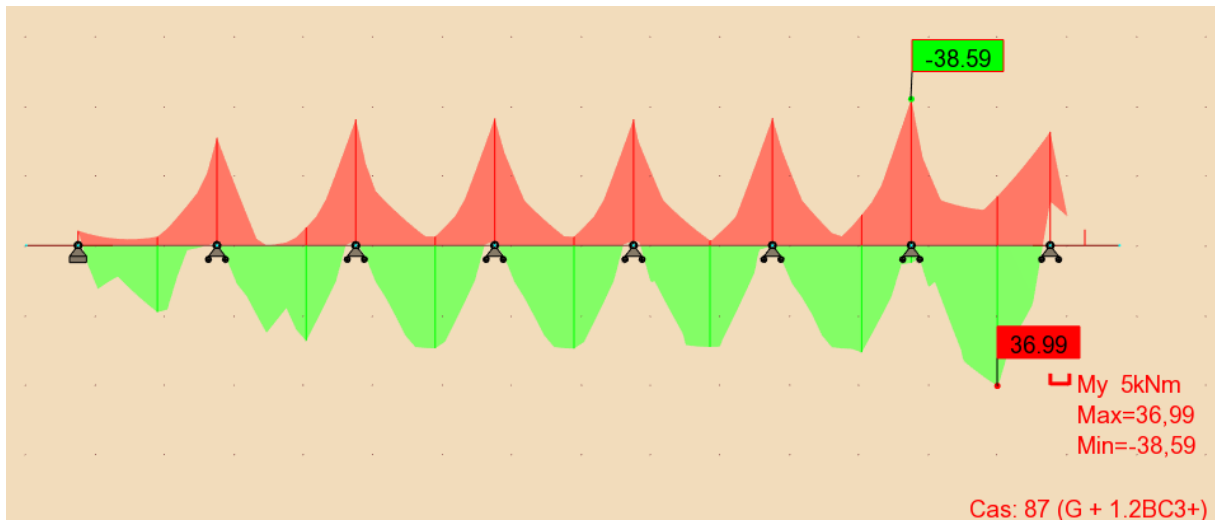
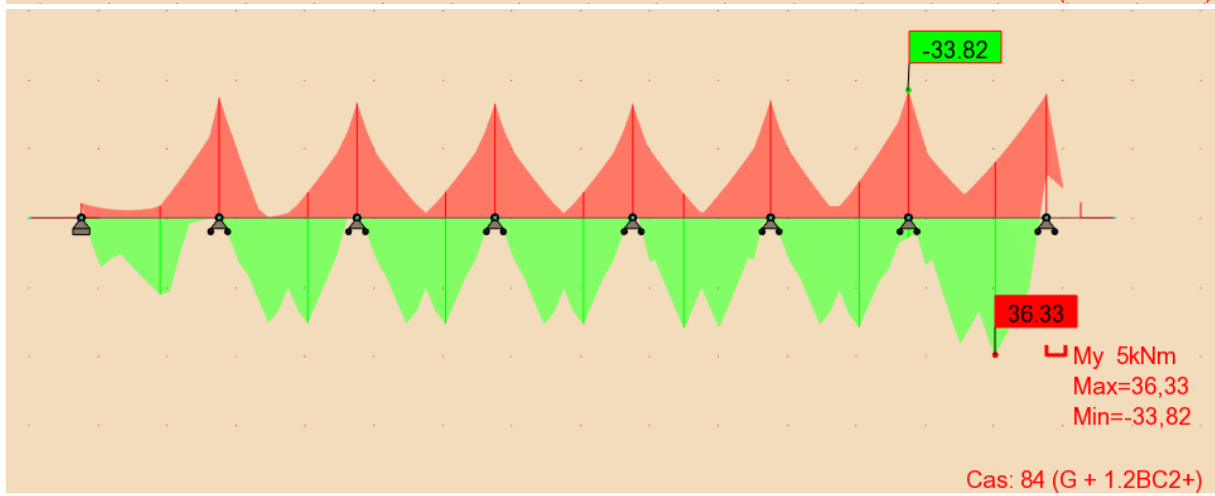
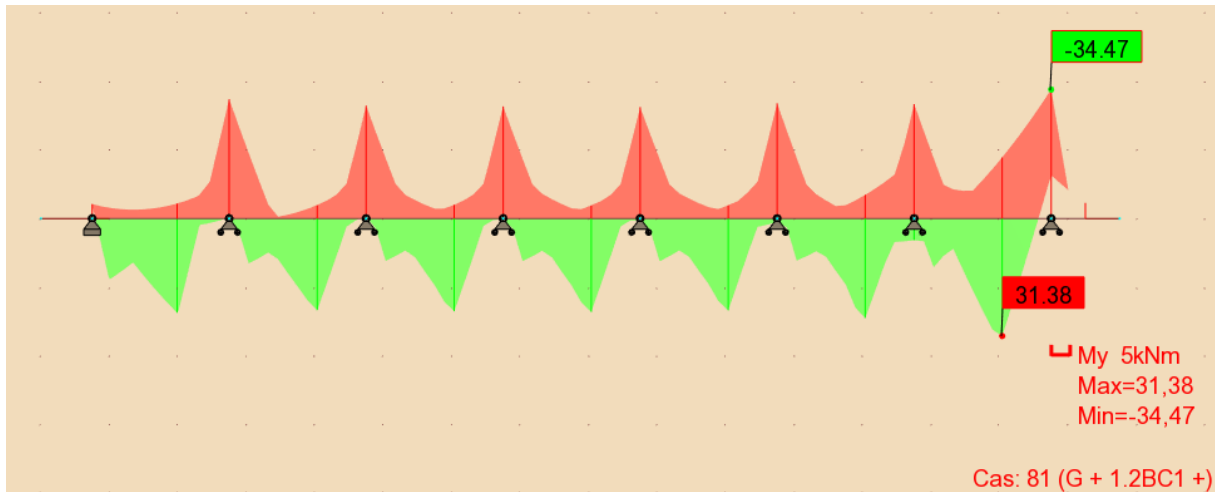


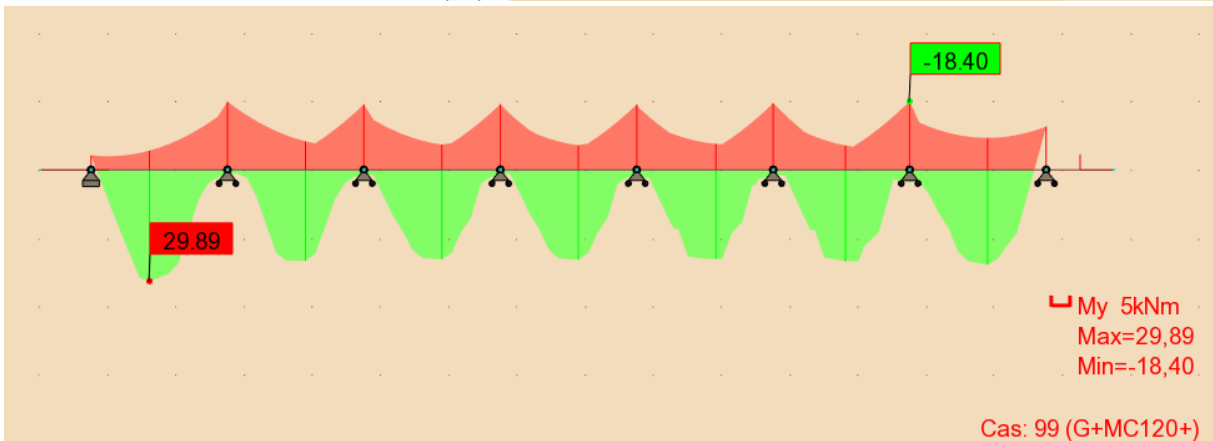
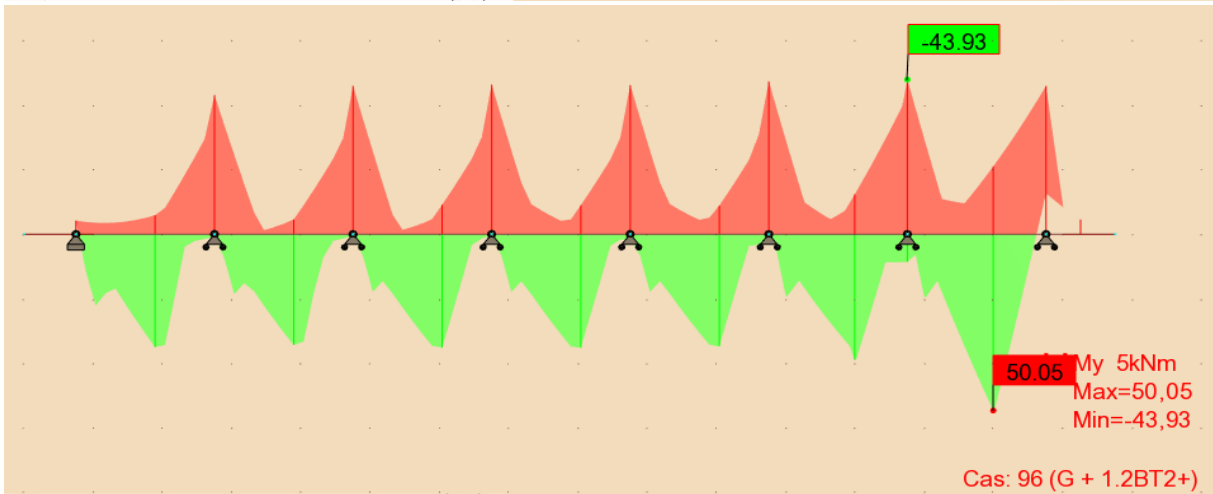
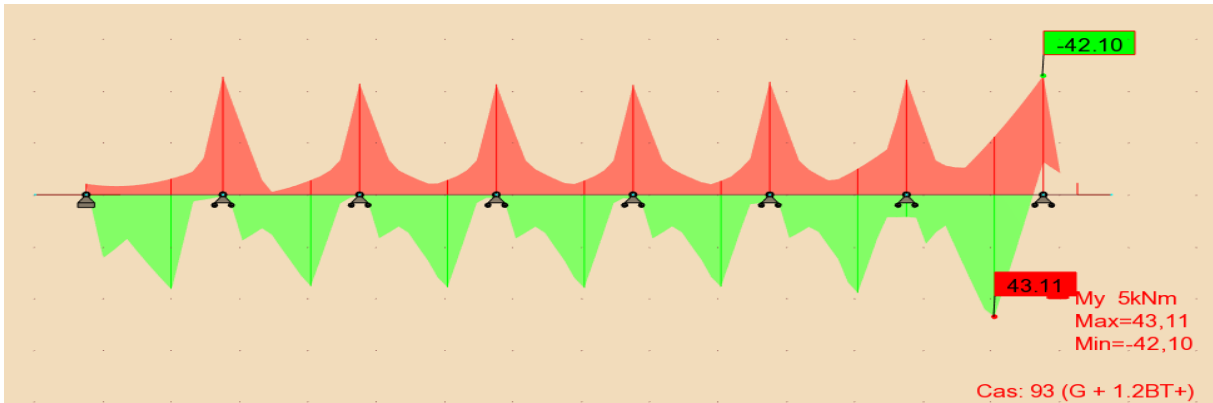
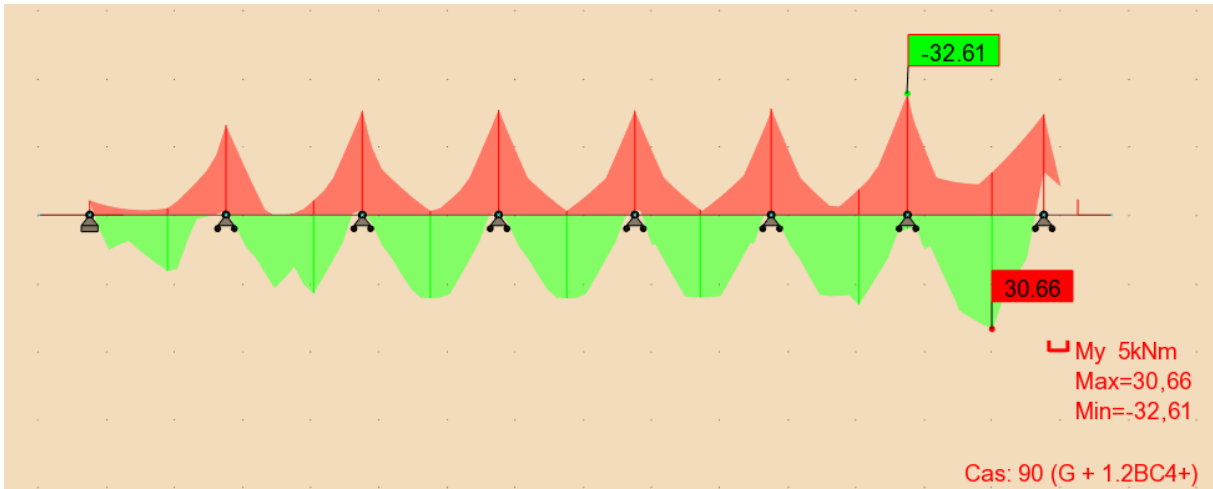
LES MOMENTS FLECHISSANTS A ELU



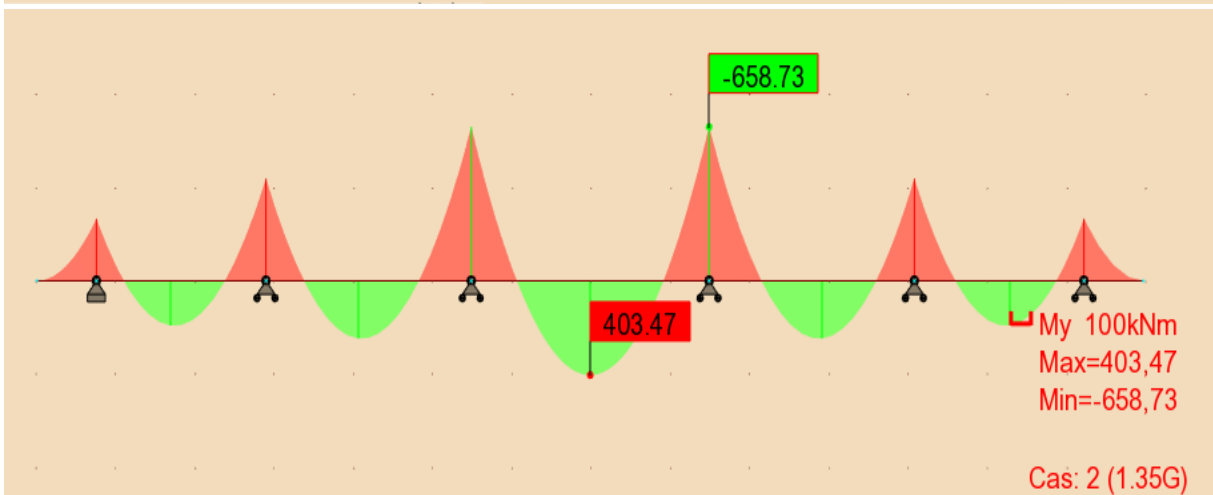
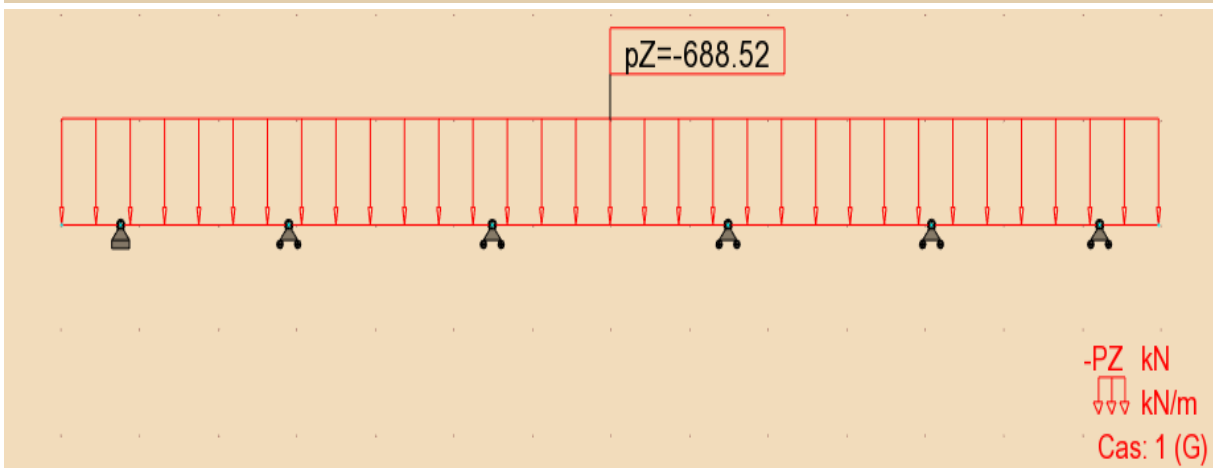
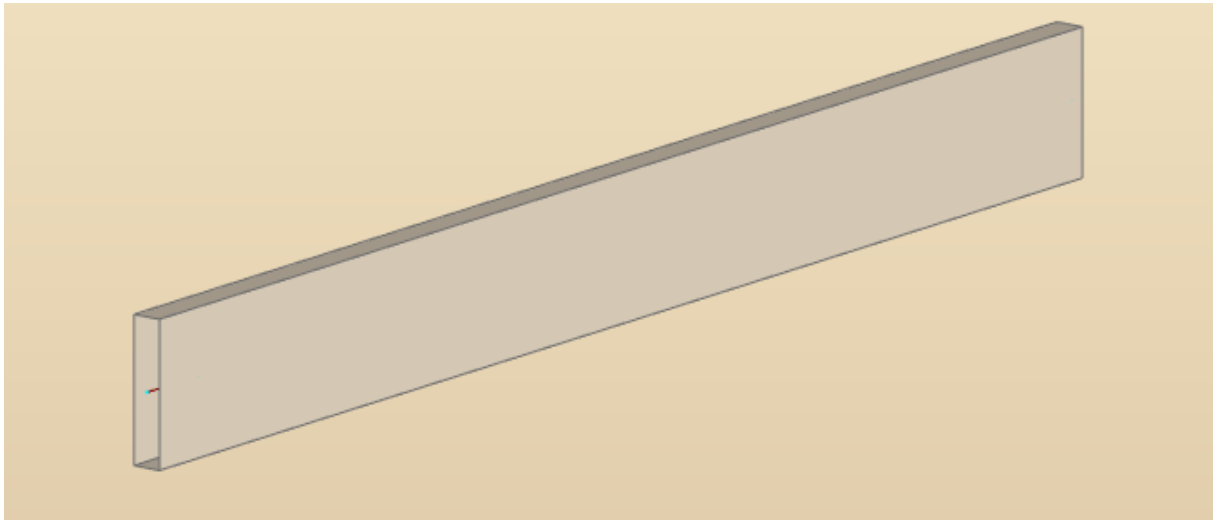


LES MOMENTS FLECHISSANTS A ELS

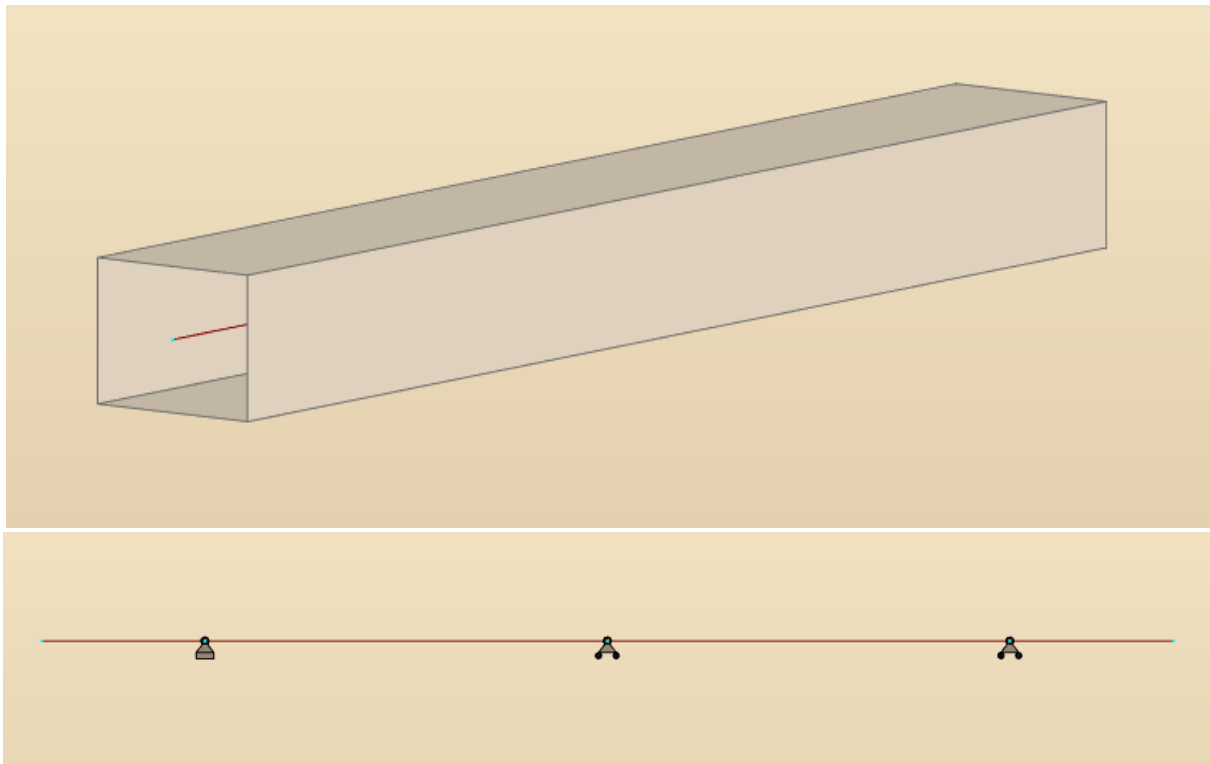




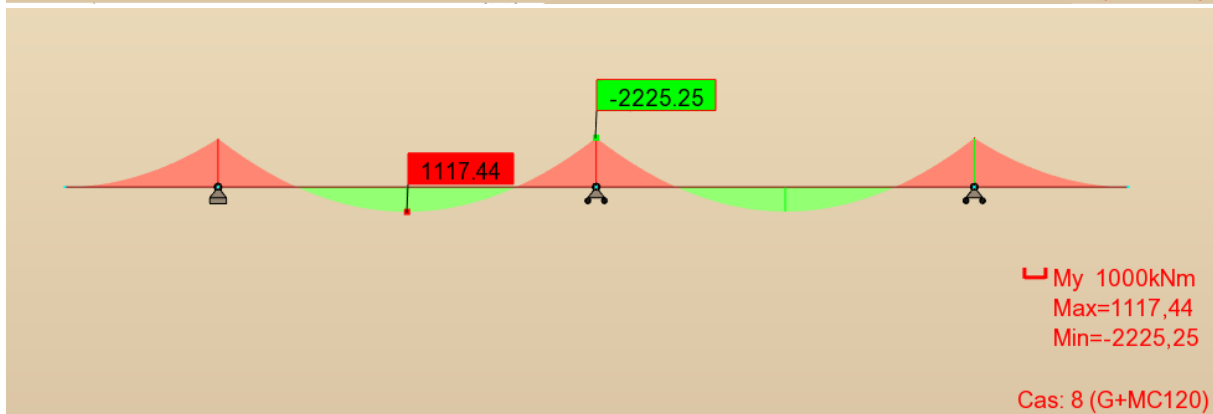
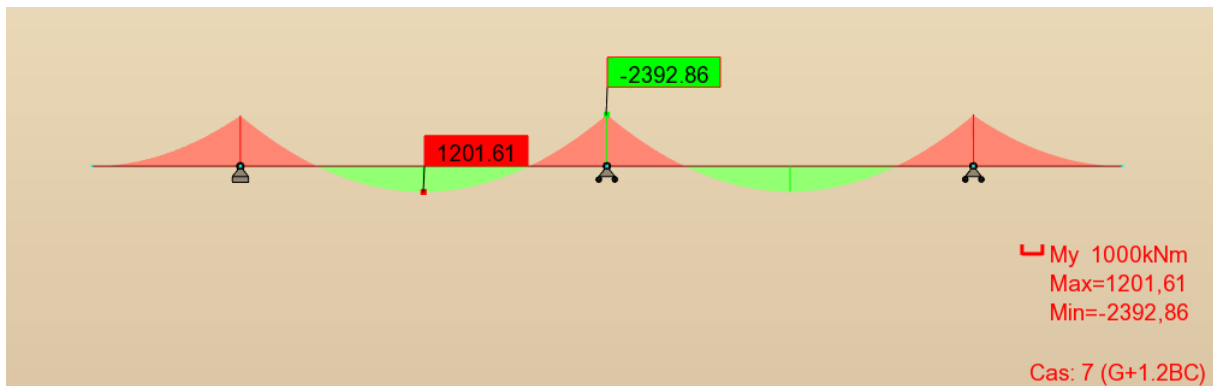
ENTRETOISE

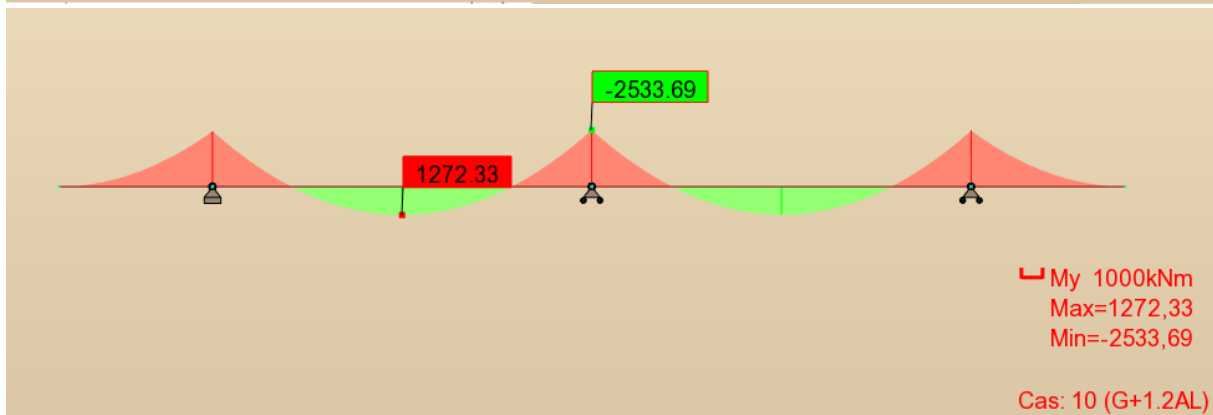
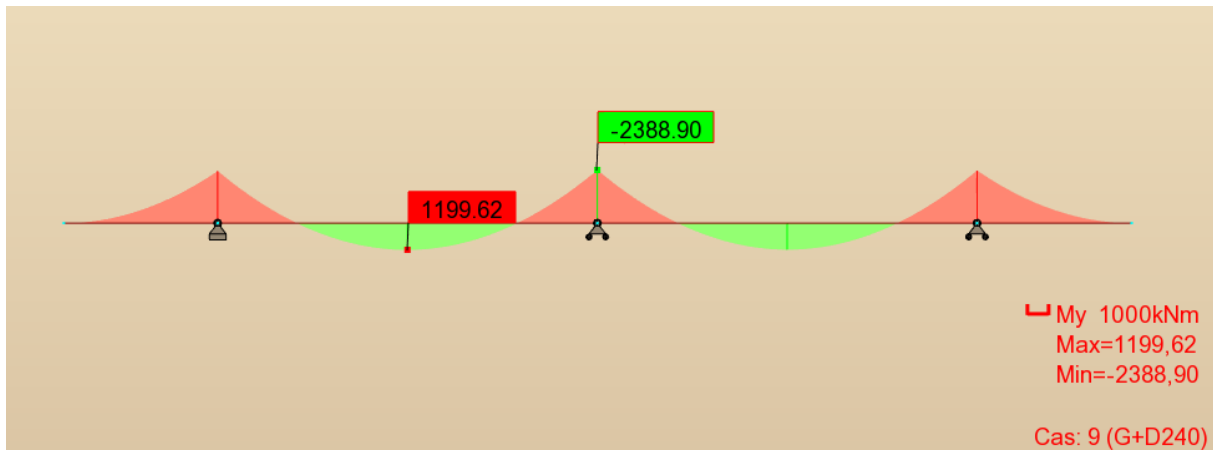


CHEVETRE

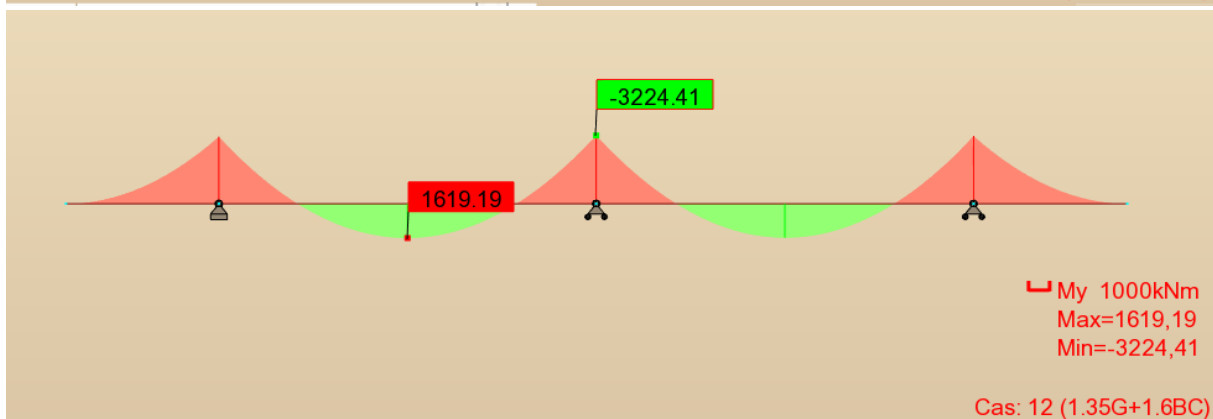
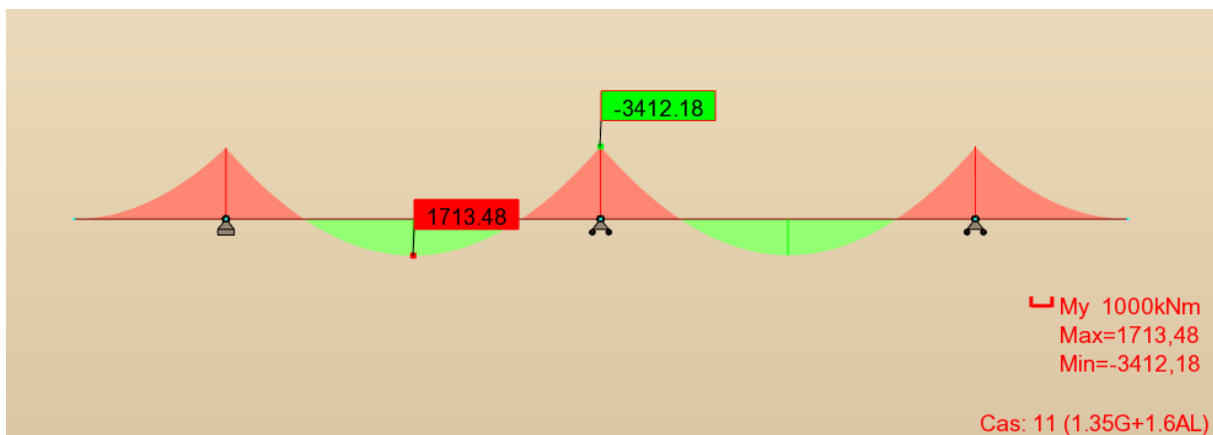


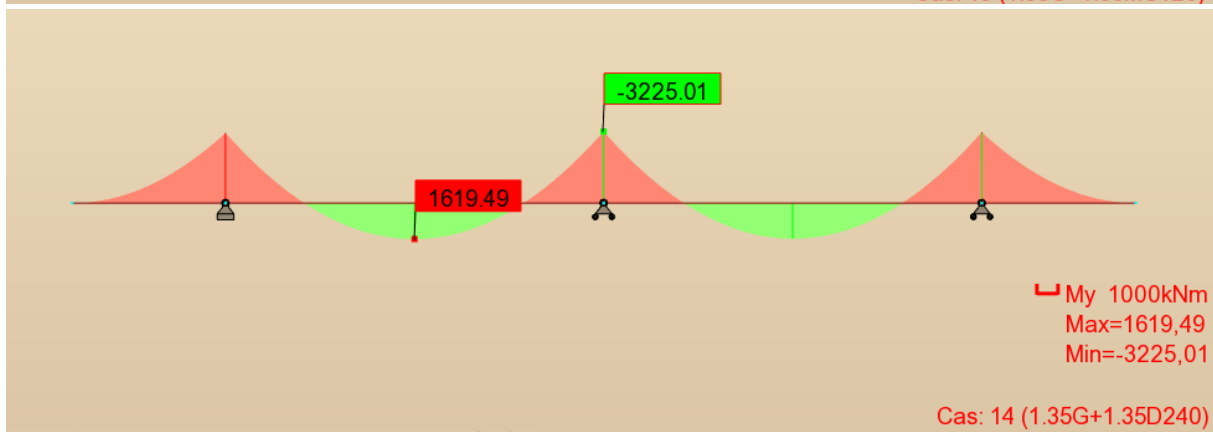
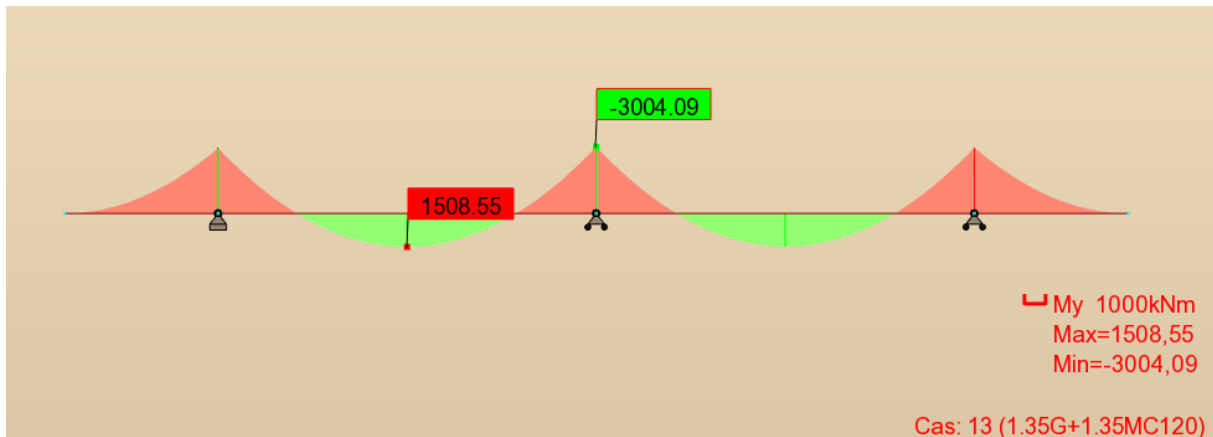
LES MOMENTS FLECHISSANTS A ELS





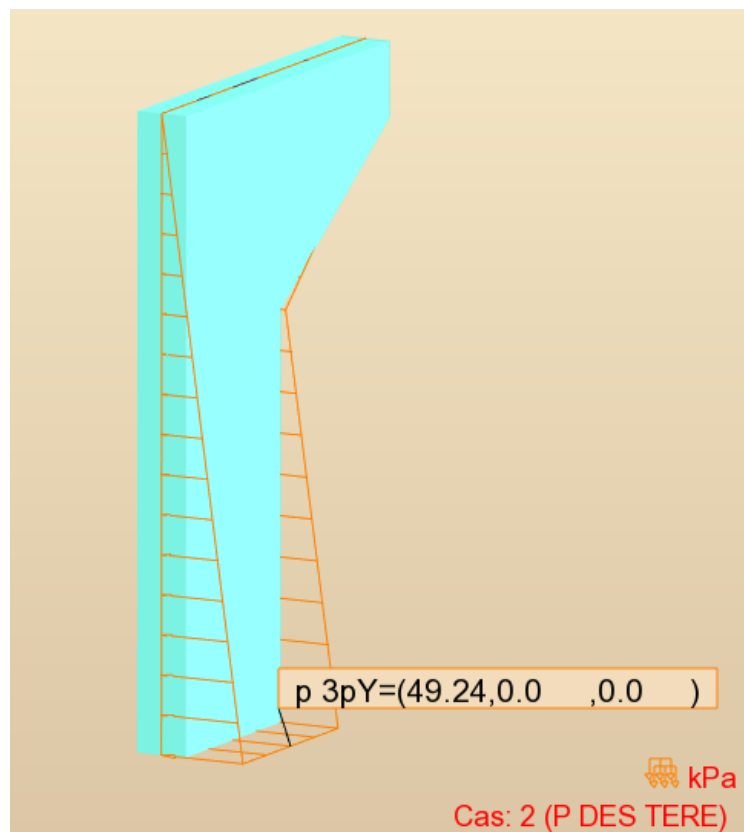
LES MOMENTS FLECHISSANTS A ELU

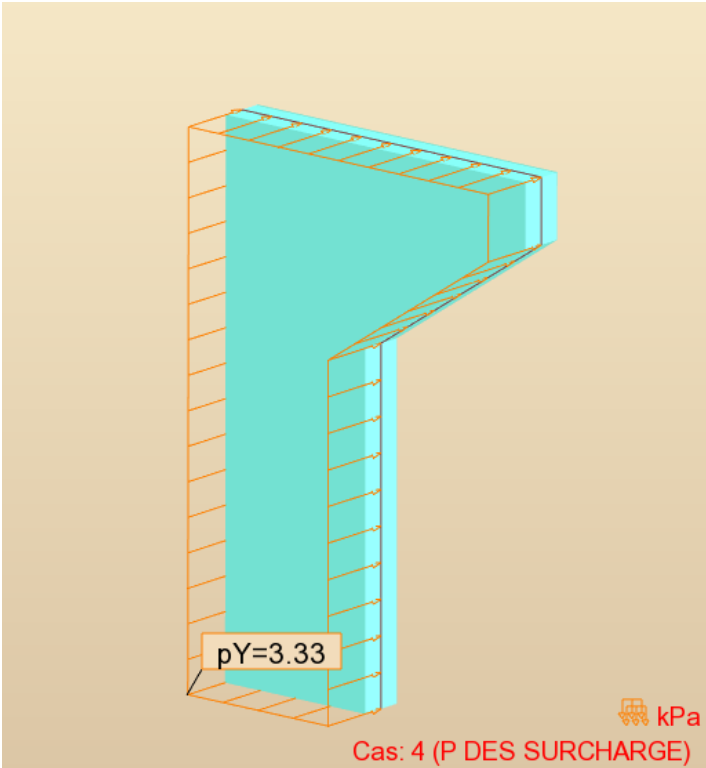
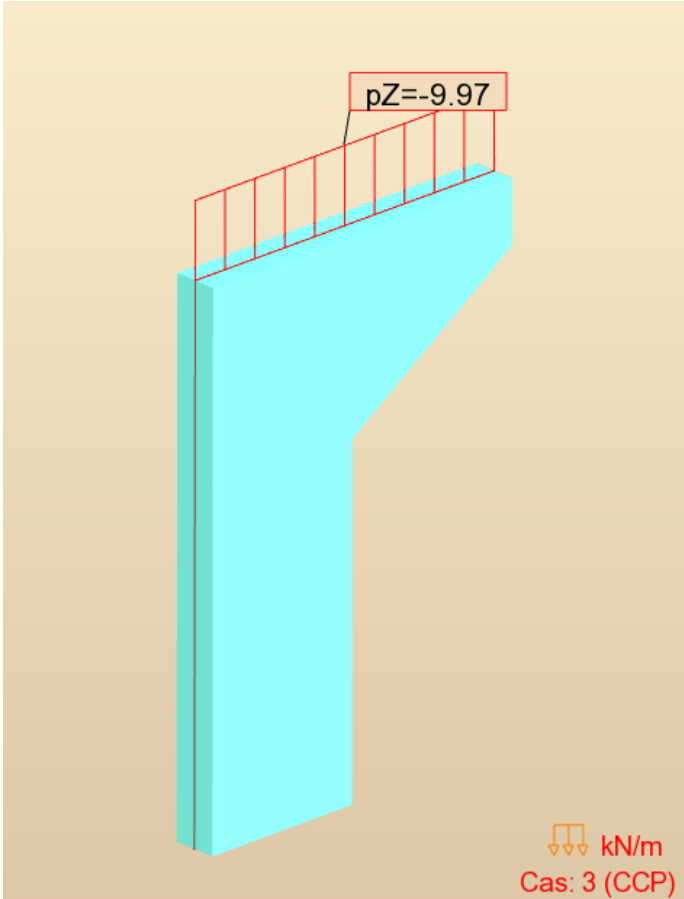


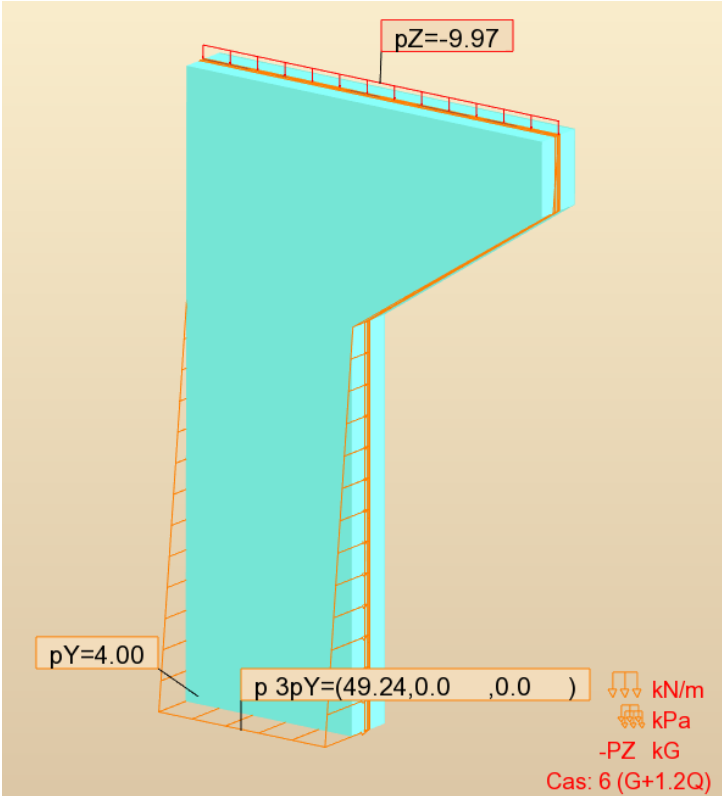


MUR EN RETOUR

LES CHARGES APPLIQUER SUR LE TABLIER









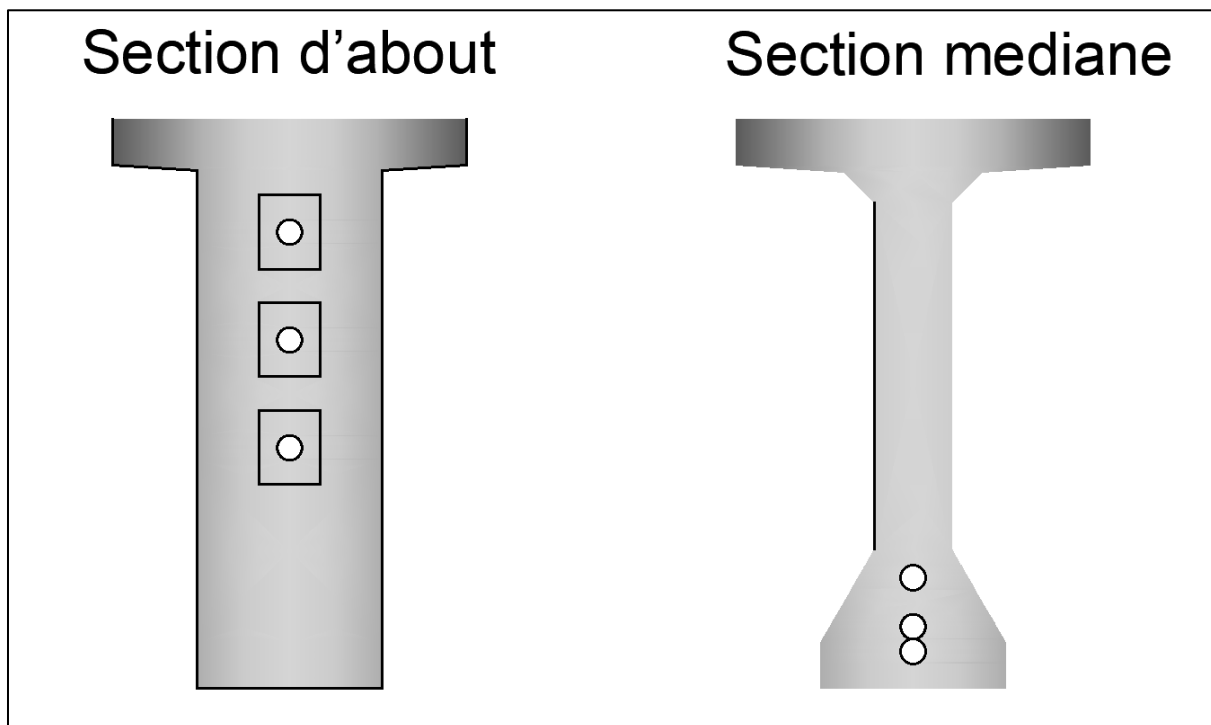
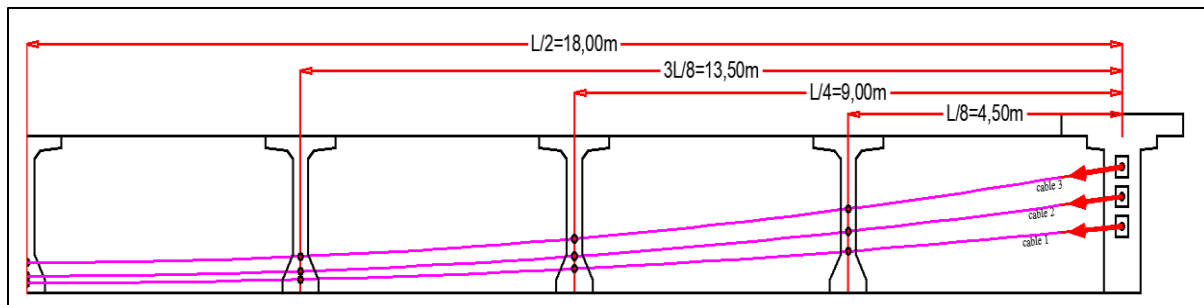
ANNEXE C:

Tracé de câbles précontraintes

Et étude d'infrastructure



	X=0	X=1m	X=L/8	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
Y(c1)	0.78	0.71	0.49	0.29	0.16	0.12
Y(c2)	1.13	1.03	0.72	0.43	0.26	0.2
Y(c3)	1.48	1.36	0.99	0.64	0.43	0.36



Piles	H _{moy}	D	I	n Fût	k _{Fût}
	(m)	(m)	(m ⁴)		(MN/m)
P1	4.3	1.5	0.25	3	927.82
P2	9.58	1.5	0.25	3	83.90
P3	9.64	1.5	0.25	3	82.35
P4	4.64	1.5	0.25	3	738.44
P5	4.5	1.5	0.25	3	809.53

Piles	H _{moy}	I	k _{Fût}
	(m)	(m ⁴)	(MN/m)
P1	4.3	111.58	138937.69
P2	9.58	111.58	12564.03
P3	9.64	111.58	12330.89
P4	4.64	111.58	110578.71
P5	4.5	111.58	121223.80

Combinaison des composantes de l'action sismique sur tablier

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	2377.30	2 181.35	1025.430767	3 339.33	3 202.17	2 393.02
P1	4505.94	4 646.12	2734.482045	6 720.12	6 818.24	5 480.10
P2	2952.74	4 659.45	3845.365376	5 504.18	6 698.88	6 129.02
P3	2931.73	4 659.52	3845.365376	5 483.20	6 692.65	6 122.74
P4	4446.31	4 647.31	3845.365376	6 994.11	7 134.81	6 573.45
P5	4471.77	4 646.82	3845.365376	7 019.43	7 141.96	6 580.94

Combinaisons des efforts agissant sur la semelle de la pile à L'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM
G	18196.22	254.65	3384.36	0.00	3384.36
G+1.2Al+ST	21183.50	445.39	5919.25	0.00	5919.25
G+1.2Bc+ST	20338.85	470.65	6255.00	0.00	6255.00
G+Mc120	19333.61	254.65	3384.36	0.00	3384.36
G+D240	20315.08	254.65	3384.36	0.00	3384.36

Combinaisons des efforts agissant sur la semelle de la pile à L'ELU

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	24564.90	354.26	4708.14	0.00	4708.14
1.35G+1.6Al+1.6ST	28547.94	608.58	8087.99	0.00	8087.99
1.35G+1.26B+1.6ST	27421.74	642.26	8535.66	0.00	8535.66
1.36G+1.35Mc120	27425.36	354.26	4708.14	0.00	4708.14
1.35G+1.35D240	24564.90	354.26	4708.14	0.00	4708.14

Les efforts dus au tablier agissant sur la semelle de la pile

	N	H	MH	MV	ΔM
G	18196.22	254.65	3384.36	0.00	3384.36
G+1.2Al+ST	21183.50	445.39	5919.25	0.00	5919.25
G+1.2Bc+ST	20338.85	470.65	6255.00	0.00	6255.00
G+Mc120	19333.61	254.65	3384.36	0.00	3384.36
G+D240	20315.08	254.65	3384.36	0.00	3384.36

	N	H	MH	MV	Δ
					M

G	18196.22	254.65	3384.36	0.00	3384.36
G+1.2Al+ST	21183.50	445.39	5919.25	0.00	5919.25
G+1.2Bc+ST	20338.85	470.65	6255.00	0.00	6255.00
G+Mc120	19333.61	254.65	3384.36	0.00	3384.36
G+D240	20315.08	254.65	3384.36	0.00	3384.36

Les combinaisons à L'ELA

	combinaison
E1	E1 + P perm + R max
E2	E2 + P perm + R max
E3	E3 + P perm + R max
E4	-E1 + P perm + R min
E5	-E2 + P perm + R min
E6	-E3 + P perm + R min

Combinaisons des efforts agissant sur la semelle de la pile à L'ELA

	E1	E2	E3	E4	E5	E6
V_L (MN)	6.12	1.998201	2.00	5.66	1.54	1.54
V_T(MN)	2.05	6.85	2.05	2.05	6.85	2.05
M_L	26.13	80.82540	26.13	20.75	75.44	20.75
M_T	23.44	78.13	23.44	23.44	78.13	23.44
N (MN)	14.17	14.171525	14.95	13.51	13.51	12.73

Combinaisons des efforts agissant sur les futs de la pile à L'ELA

	E1	E2	E3	E4	E5	E6
V_L (MN)	6.00	1.96	1.96	5.54	1.50	1.50
V_T(MN)	2.02	6.75	2.02	2.02	6.75	2.02
M_L	21.63	66.88	21.63	17.16	62.42	17.16
M_T	19.40	64.65	19.40	19.40	64.65	19.40

N (MN)	13.80	13.80	14.54	13.17	13.17	12.44
---------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Combinaisons des efforts agissant sur la culée à L'ELS

	N	H	MH	MV	Δ M
	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
G+0.6T	20523.05	6639.23	-20320.37	8055.93	-12264.44
G+0.6T+1.2Q	21262.25	7266.76	-23548.99	8055.93	-15493.06
G+0.6T+1.2A(I)+ST	22745.69	6844.08	-21959.11	6811.25	-15147.86
G+0.6T+1.2Bc+ST	22499.50	6855.234	-22048.37	6949.12	-15099.26
G+0.6T+Mc120	21607.79	6639.23	-20320.37	7448.48	-12871.90
G+0.6T+D240	22319.62	6639.23	-20320.37	7049.85	-13270.52

Combinaisons des efforts agissant sur la culée à L'ELU

	N	H	MH	MV	Δ M
	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
1.35G+0.9T	27706.11	8968.20	-23842.22	10875.51	-12966.71
1.35G++0.9T+1.6Q	28691.71	9804.91	-28147.04	10875.51	-17271.54
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	30669.63	9241.33	-26027.20	9215.93	-16811.27
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	30341.38	9256.20	-26146.22	9399.75	-16746.47
1.35G+0.9T+1.35Mc120	29170.51	8968.20	-23842.22	10055.44	-13786.78
1.35G+0.9T+1.35D240	30131.49	8968.20	-23842.22	9517.30	-14324.92

Evaluation des charges Sismique dus à la poussée des terres

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M_{FV}/o	M_{FH}/o
Pad (1+kv)	/	7919.94	/	3.430	/	27165.41
Pad (1-kv)	/	7306.35	/	3.430	/	25060.79

Evaluation des charges Sismique dus à la poussée des terres

	Nc (kN)	Vc (kN)	Mc (Kn.m)
cas de séisme 1 : «horizontal ; 1+k _v »	0.00	11695.18	43629.53
cas de séisme 1 : «horizontal ; 1+k _v »	0.00	11081.59	41524.91
cas de séisme 3 :«vertical»	1132.57	0.00	831.92

Evaluation des charges Sismique dus au tablier

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Seisme Tablier	2393.02	3339.33	0.56	8.00	1340.09	26714.64

Evaluation des charges Sismique sur la culée

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
CAS 1	0.00	12162.58	51158.65
CAS 2	0.00	11573.79	49376.01
CAS 3	2647.50	0.00	1577.32

Combinaisons des efforts agissant sur la culée à L'ELA

	N	V	M
P max - H + 0,3V	16265.62	12314.26	-43949.62
P min - H - 0,3V	14523.63	11723.62	-43214.20
P max + V - 0,3H	18118.87	3800.46	-7034.43
P min - V - 0,3H	12670.37	3621.96	-9755.12

Réaction sur pile à ELS

	R1	R2
G	2039.5032	2509.5528
G+1.2A1+ST	2236.879	3058.997
G+1.2Bc+ST	2107.9821	2976.7317
G+Mc120	2181.6769	2651.7265
G+D240	2304.3604	2774.41

Réaction sur pile à ELU

	R1	R2
1,35G	2743.6589	3397.5668
1.35G+1.6A1+1.6ST	3006.8266	4130.1591
1.35G+1.26B+1.6ST	2834.964	4020.4719
1.36G+1.35Mc120	3101.216	3755.1239
1.35G+1.35D240	2743.6589	3397.5668

Réaction sur pile à ELA

	R1(MN)	R3(MN)
E1	3.59	-0.04
E2	7.38	-3.84
E3	3.68	0.05
E4	3.13	0.25
E5	6.93	-3.55
E6	3.03	0.15

Réaction sur culée à ELS

	R1(KN)	R2(KN)
G+0.6T	1713.68	3417.08
G+0.6T+1.2Q	1581.87	3733.69
G+0.6T+1.2A(I)+ST	1791.28	3895.15
G+0.6T+1.2Bc+ST	1763.88	3861.00
G+0.6T+Mc120	1807.09	3594.86
G+0.6T+D240	1868.39	3711.52

Réaction sur culée à ELU

	R1(KN)	R2(KN)
1.35G+0.9T	2562.80	4363.73
1.35G+0.9T+1.6Q	2387.05	4785.88
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	2666.25	5001.15
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	2629.72	4955.62
1.35G+0.9T+1.35Mc120	2688.90	4603.73
1.35G+0.9T+1.35D240	2771.65	4761.22

Réaction sur culée à ELA

	R2(KN)	R2(KN)
P max - H + 0,3V	-1696.59	4407.53
P min - H - 0,3V	-1790.68	4211.29
P max + V - 0,3H	1021.40	1998.41
P min - V - 0,3H	378.43	1733.30



ANNEXE D:

Ferrailage



➤ FERRALLAIGE DE L'HOUDIS

- Ferrailage de la nappe supérieure

Calcul de Section en Flexion Simple

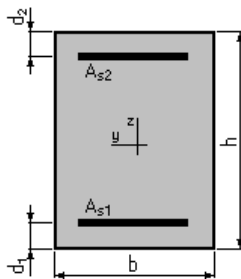
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (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:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	58,58	0,00
Etat Limite de Service	43,93	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\min} = 2,2 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,40 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 58,58$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,36		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 3,4$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 20,6$	(cm)		
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,82$	(‰)		

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 43,93$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 6,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 19,9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

- **Ferrailage de la nappe inférieure**

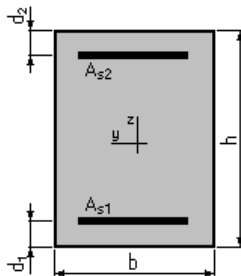
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (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:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 25,0$ (cm)
 $d_1 = 3,0$ (cm)
 $d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	66,68	0,00
Etat Limite de Service	50,05	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 10,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 2,2 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,46 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 66,68 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,35	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 3,9 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 20,4 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 2,15 \text{ (\%)}_0$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 50,05 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 6,8 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 19,7 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 7,5 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

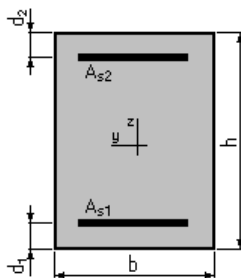
➤ **FERRALLAGE DE L'ENTRETOISE**

- Ferrailage de la nappe supérieure

Calcul de Section en Flexion Simple**1. Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$b = 30,0$ (cm)
 $h = 145,0$ (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)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	487,95	298,87
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 4,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,37$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 487,95$ (kN*m) $M_{\min} = 298,87$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 39,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 126,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 153,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)

- Ferrailage de la nappe inferieure

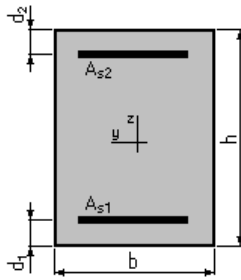
Calcul de Section en Flexion Simple

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:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 145,0$ (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)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	0,00	298,87
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 9,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 4,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,22$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 0,00$ (kN*m) $M_{\min} = 298,87$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 31,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 129,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,9$ (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)

- Cadre transversal

Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

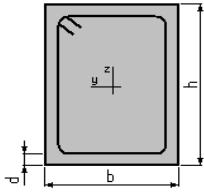
Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable

- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 145,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
 N : effort de compression

Cas N ⁰	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	1416,27	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 3,4$ (MPa)
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3,5$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 3,5$ (m)
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,3$ (cm²)
 Cadres: $2 \text{ } \varnothing 12$
 Espacement : $S_t = 11,5$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
 Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm) $6 + 11*11 + 1*16 + 1*25$ (cm)

➤ FERRALLAIGE DES CHEVETRES

- Ferrailage de la nappe supérieure

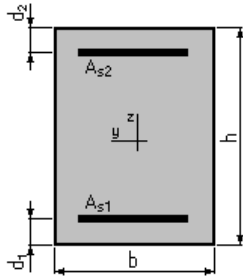
Calcul de Section en Flexion Simple

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 mod. 99

2. Section:



$b = 210,0$ (cm)
 $h = 165,0$ (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)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	2533.69	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 62,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 33,6$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,18$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 2533.69$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 33,5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 148,8$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,4$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s\lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

- Ferrailage de la nappe inférieure

Calcul de Section en Flexion Simple

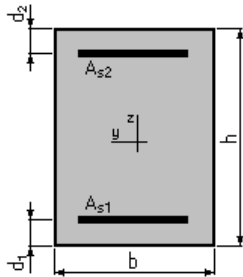
1. Hypothèses:

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 mod. 99

2. Section:



$b = 210,0$ (cm)
 $h = 165,0$ (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)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	1272.33	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 33,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 33,6$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 1272.33$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,10

Position de l'axe neutre: $y = 25,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 151,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 16,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

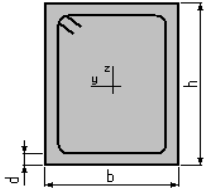
$$\sigma_{s\ lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

- Cadre 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 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section : $b = 210,0$ (cm) $h = 165,0$ (cm) $d = 5,0$ (cm)**3. Efforts tranchants appliqués :**

V : effort tranchant

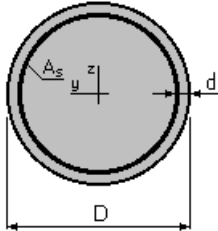
N : effort de compression

Cas N^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	3649,67	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 : $L = 3,5$ (m)Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 1,5$ (cm²)Cadres: $1 \text{ } \varnothing 14$ Espacement : $S_t = 6,8$ (cm)Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm)**➤ FERRAILLAGE FUTS****Calcul de Section en Flexion Déviée Composée****1. Hypothèses:****Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)****Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$D = 150,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	5209,62	1771,23	0,00
2.	ELU	7251,13	2417,04	0,00
3.	ELA	4600,30	18191,03	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 688,9 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s\text{min}} = 35,3 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 3,90 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$

Section maximum $A_{s\text{max}} = 883,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELS N = 5209,62 (kN) M_y = 1771,23 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,54

Position de l'axe neutre: $y = 125,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 95,4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 10,3 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 65,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\text{lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Cas N^o 2: Type ELU N = 7251,13 (kN) M_y = 2417,04 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,44 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 122,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 89,5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,64$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 128,2$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = 4600,30 (kN)** **M_y = 18191,03 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 61,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 115,9$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 4,77$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

- **Cadre transversal (zone courante)**

Calcul de Section à l'effort Tranchant

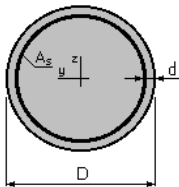
1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa)

Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 150,0 (cm)

d = 10,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELA	654,18	4600,30
2.	ELU	214,09	7251,13

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,4$ (MPa)
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,0$ (cm²)
 Cadres: $1 \text{ } \varnothing 16$
 Espacement : $S_t = 30,0$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 30,0$ (cm)

- **Cadre transversal (zone critique)**

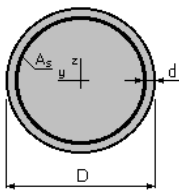
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



$D = 150,0$ (cm)
 $d = 10,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
 N : effort de compression

Cas N ^o	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELA	654,18	4600,30
2.	ELU	214,09	7251,13

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,4$ (MPa)
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,0$ (cm²)
 Cadres: 1 \varnothing 16
 Espacement : $S_t = 9,8$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 15,0$ (cm)

➤ FERRAILAGE DE LA CULEE

• MUR FRONTAL

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

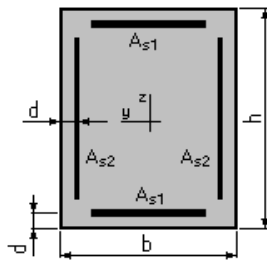
1. Hypothèses:

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 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 150,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	756,18	378,30	0,00
2.	ELU	1018,80	433,34	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 15,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s,min} = 30,0$ (cm²)

Section maximum $A_{s,max} = 750,0$ (cm²)

théorique $\rho = 0,20$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 756,18 (kN)** **M_y = 378,30 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 9,71
 Position de l'axe neutre: $y = 89,2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 115,3$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,4$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 5,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 20,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = 1018,80 (kN)** **M_y = 433,34 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 11,80 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 97,1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 106,1$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,72$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 344,9$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

- **DALLE DE TRANSITION**

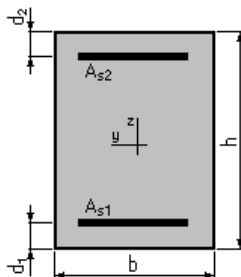
Calcul de Section en Flexion Simple

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 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 35,0$ (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)	124,25	0,00
Etat Limite de Service	94,29	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 14,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 3,4$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,47$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 124,25$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,37 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 5,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 28,0$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,99$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 94,29$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 9,3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 26,9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,5$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s\lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

• CORBEAU D'APPUI

Calcul d'une Section Comprimée

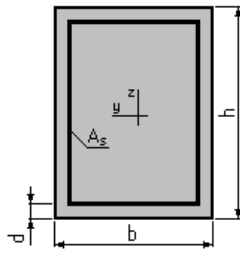
1. Hypothèses:

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 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 80,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	112,70
Etat Limite de Service	83,81
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 8000,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 7644,0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 4266666,7$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 6666666,7$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 23,1$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 13,0$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,75$		N_u (béton seul)	$= 11496,71$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0,1 (MPa)
 $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Acier:

Section théorique	$A_s = 16,0$	(cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 16,0$	(cm ²)
Section maximum	$A_{s\ max} = 400,0$	(cm ²)
théorique	$\rho = 0,30$	(%)
minimum	$\rho_{min} = 0,20$	(%)
maximum	$\rho_{max} = 5,00$	(%)

- **MUR GARDE GREVE**

Calcul de Section en Flexion Simple

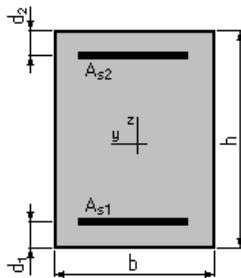
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	164,07	0,00
Etat Limite de Service	122,89	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 23,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 7,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\max} = 62,5$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,91$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,28$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 2,08$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 164,07$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,31 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 8,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21,8$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 7,34$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 122,89$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

• **MUR EN RETOUR**

Calcul de Section en Flexion Composée

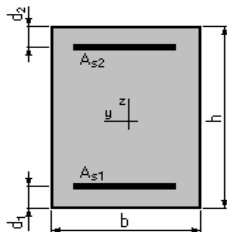
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 170,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	188,07	108,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 17,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 34,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 17,0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 850,0$ (cm²)

théorique $\rho = 0,20$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0,20$ (%) maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = 188,07$ (kN) $M = 108,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 43,63
 Position de l'axe neutre: $y = 99,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 131,7$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,3$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 1,3$ (MPa)

➤ **FERRAILLAGE D'UN PIEU**

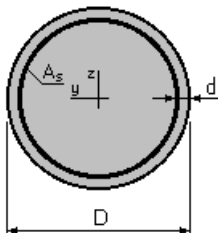
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

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 mod. 99

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELS	2236,80	251,77	0,00
2.	ELU	3006,83	343,57	0,00
3.	ELA	1771,44	1068,93	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)Section minimum $A_{s_{\min}} = 113,1$ (cm²)Section maximum $A_{s_{\max}} = 565,5$ (cm²)théorique $\rho = 1,00$ (%)minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)**Analyse par Cas:****Cas N° 1: Type ELS** $N = 2236,80$ (kN) $M_y = 251,77$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,54

Position de l'axe neutre: $y = 146,7$ (cm)Bras de levier: $Z = 65,0$ (cm)Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,9$ (MPa)Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 42,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

 $\sigma_{s_{\lim}} = 250,0$ (MPa)**Cas N° 2: Type ELU** $N = 3006,83$ (kN) $M_y = 343,57$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,52 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 116,2$ (cm)Bras de levier: $Z = 63,6$ (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)**Cas N° 3: Type ELA** $N = 1771,44$ (kN) $M_y = 1068,93$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,94 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 56,4$ (cm)Bras de levier: $Z = 88,3$ (cm)Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 3,62$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

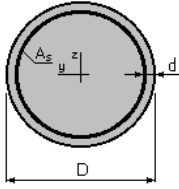
- **Cadre transversal (zone courante)**

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 mod. 99

- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



$$D = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N ⁰	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	80,28	3006,83
2.	ELA	249,77	1771,44

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,3 \text{ (MPa)}$
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 1,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Cadres : $1 \text{ } \varnothing 14$
 Espacement : $S_t = 30,0 \text{ (cm)}$

Espacement maximum : $S_{t,max} = 30,0 \text{ (cm)}$

- **Cadre transversal (zone critique)**

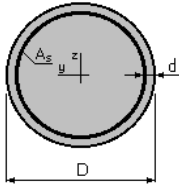
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



$$D = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	80,28	3006,83
2.	ELA	249,77	1771,44

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 1,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cadres: $1 \text{ } \varnothing 14$

Espacement : $S_t = 15,0 \text{ (cm)}$

Espacement maximum : $S_{t,max} = 15,0 \text{ (cm)}$