

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État
Filière : Travaux Publics
Spécialité : Infrastructure de base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN OUVRAGE
D'ART SUR LA PENETRANTE
AUTOROUTIERE «BEJAIA - AHNIF»
DU PK63+095.650 AU PK63+360.350

Présenté par :

KERMIA Nesrine
LOUNIS Soufiane

Encadré par :

Mr MOKHTAR Ahmed Amine
Mme MAHIAOUI mahdia yasmine

Promotion 2022 /2023

REMERCIEMENTS

D'abord, je tiens à remercier **ALLAH** le Clément, le Miséricordieux, pour nous avoir guider et bénéficier de l'Enseignement qui nous a été prodigué dans cette illustre Ecole **ENSTP** et nous avoir donné la volonté et la force nécessaire afin de réaliser ce modeste travail.

Nous adressons nos profonds remerciements à **nos parents** qui tout au long de notre cursus, nous ont toujours encouragé et soutenu. Nous souhaitons qu'ils trouvent, dans la réalisation de ce travail, l'aboutissement de de leurs efforts ainsi que l'expression de notre affectueuse gratitude.

On tient témoigner notre profonde et sincère gratitude à notre encadreur Monsieur **Mr MOKHTAR** pour sa disponibilité, sa patience, son savoir et son dévouement sans borne. Pour leur précieux conseils et orientation et tous ce qui font pour nous.

Nous remercions également **Mme MEHIAOUI Mahdia Yasmine**, pour ses conseils méthodologiques, son implication ainsi que pour l'intérêt incontestable apporté à l'élaboration de ce projet...

Nous désirons aussi remercier tous nos professeurs de l'**E.N.S.T. P** pour le savoir qu'ils nous ont transmis.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon projet fin d'étude, en acceptant d'examiner notre travaux Et de l'enrichir par leurs propositions.

Merci aux responsables de la bibliothèque pour l'intérêt qu'elles portent à l'égard des étudiants ainsi que pour toute l'aide qu'elles nous ont fournis.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours encouragés au cours de la réalisation de ce mémoire.

MERCI A TOUTES ET A TOUS.

Dédicas

Je voudrais initier en citant le nom du bon dieu, **ALLAH**, avec qui sa justesse et son précis destin m'amenaient à cette étape dans ma vie.

Un grand merci à mes parents ; Ma chère mère qui a du veillé en me suivant, jusqu'à cet âge ci. Mon père, mon repaire dans l'univers et ma pierre de sens de sécurité.

Je remercie ma famille

LOUNIS & HAMOUDI

Pour leurs encouragements et soutien en ayant m'entourer, me souhaiter tous bonheur.

Un merci également à mes proches **KHALED OUARAS & HOURIA MOKRANE** en faisant partie de mon environnement et étant de bon exemple à suivre.

A ma tante **FATIHA LOUNIS** que dieu veille sur son vaste paradis, sa douceur et gentillesse me marquera toute ma vie.

Je tiens à remercier mon encadreur **MOKHTAR AHMED AMINE** pour ses conseils, sa guidance et sa disponibilité durant toute la période de mon étude.

Je remercie aussi mon binôme **KERMIA NESRINE** pour son travail sérieux et son professionnalisme.

Mes remerciements aux membres du jury qui ont trouvé le temps de faire le suivi de mon PFE, en examinant mon projet et l'enrichir avec leurs connaissances.

Une honorable mention aux association **WABACHIRASSABIRINE & DZKHIR** avec lesquels mon humanité s'est évoluée. A **T.IMP.A** pour m'aider à développer mes compétences théâtrales et culturels.

Je remercie infiniment mes amis, mes accompagnants de vie

Abdelhak, Aymen, Salim, Mohcine, Housseem, Imad, Badradinne, Abdelmojib, Abderrahmane, Riadh, Raouf, Ishak.

Pour tous moments de joie, de sourires, de morale.

Je remercie ainsi mes enseignants et les équipes académiques à **ESGEE & ENSTP** pour les efforts qui ont parcourus dans les deux établissements.

الى الذى نناهم لان نلهم لى سرت من اللى سطر الان م قادم ا جى واعلى لى قلب سر لناهم

ب

Sofiane Lounis

Dédicas

Avant tous Je remercie **ALLAH** le tout Puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à Réaliser ce modeste travail et de m'avoir permis d'en arriver jusqu'au là

Je dédie ce modeste travail

A la plus belle étoile qui puissent exister dans l'univers, Ma très chère mère, qui m'accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation.

A mon cher père qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse Franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que dieu me le garde en très bonne Santé.

A mes chères sœurs, leurs maris et à mon cher frère **belkacem**

A mon oncele REZIG kamal , sa femme et ses filles

A MA GRANDE FAMILLE paternelle (**KERMIA**) et maternelle (**REZIG**)

A mon binôme **LOUNIS sofiane** et sa famille , j'avais la plissure de travailler avec toi

A ma chère ami **RAHAL asma**

A tous me enseignants camarade et toute la famille de l'E.N.S.T. P et particulièrement Mme **BOURBIA Mahdia** et Mme **MAKOUDI Imane**

A tous mes amis et tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

K. NESRINE.A

الملخص

العمل الحالي لمشروع يتناول تصميم و دراسة جسر على الطريق السريع الفرعية بجاية – أحنيف بين النقطتين والكيلومترين PK63+095,650 إلى PK63+360,350 بطول 264.7 متر .

بدأنا عملنا بعرض عام عن الجسور، ثم قمنا بتقديم المشروع المطروح و تقييم الاعمال و الفرضيات الحسابية . بعد ذلك، بدأنا في تصميم الهيكل حيث قمنا بتقديم ثلاثة تصاميم مختلفة تتوافق مع احتياجات المشروع و بناء على اختيار متعدد المعايير، قمنا باختيار التصميم الذي يعتمد على جسر الشد المسبق بواسطة الاجهاد في الحرسانة المسلحة. يتم دراسة التصميم المختار في مرحلتين رئيسيتين دراسة الهيكل الفوقي و دراسة التحتي حيث يتم إجراء النمذجة باستخدام برنامج ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS و تتم عملية التحقق من الحسابات و فقا للمعايير و القواعد السارية

الكلمات المفتاحية : جسر الشد المسبق بواسطة الاجهاد اللاحق دراسة الهيكل الفوقي دراسة الهيكل التحتي

Résumé

Le présent travail du projet de fin d'études fait l'objet de la conception et l'étude d'un pont autoroutier sur la pénétrante autoroutière BEJAIA AHNIF du PK63+095.650 au PK63+360.350 avec une longueur de 264,7m.

Nous avons supposé trois variantes distinctes répandant aux besoins du projet et sur la base de choix multicritères, nous avons opté pour la variante pont à poutre en béton précontraint par post tension. L'étude de la variante retenue se fait en deux étapes majeures : l'étude de la superstructure et l'étude de l'infrastructure, dans lesquelles la modélisation est faite avec le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**, et les vérifications de calcul sont effectuées conformément aux normes et aux règles en vigueur.

Mots clés : pont à poutre en béton précontraint par post tension, l'étude de la superstructure, l'étude de l'infrastructure, spectre.

Abstract

The present work of the final study project is the subject of the design and study of a highway bridge on the BEJAIA-AHNIF at PK 63+093,650 to PK63+360,350 of 264,7 meters.

We began our work with a generality on the bridges and then with a presentation of the project in question as well as an evaluation of the actions and calculation hypotheses. Then we started the general design of the bridge, and three different variants were proposed, extending to the needs of the project, and on the basis of multiple criteria, we opted for pre stressed concrete girder bridge variant. The study of the selected variant is made in two major steps : the study of the superstructure and the study of the infrastructure, in which the modelling is done with the software **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**, and calculation checks are carried out in accordance with the current standards and rules.

Keywords : Prestressed, concrete, bridge, spectrum.

LISTE DES ABREVIATIONS

PK : Point Kilométrique.

RN : Route Nationale.

VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.

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

BAEL : Béton armé aux États limites.

BPEL : Béton précontraint aux États limites.

DTR : Document technique Réglementaire.

HA : Haute adhérence.

ELU : États limites ultime.

ELS : États limites en service.

ELA : États limites accidentelles.

Ep : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.

Es : Module d'Elasticité de l'acier.

fc28 : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.

fe : Limite d'Elasticité de l'acier.

fpeg : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.

fprg : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.

ft28 : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.

σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.

σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.

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

σ_s : Contrainte limite de l'acier.

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

HA : Haute Adhérence.

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

CCP : Complément des charges permanentes.

AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.

RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.

St : Espacement des armatures Transversales.

ΔT : Variation uniforme de la température.

$\Delta\theta$: Gradient thermique.

SOMMAIRE

Introduction.....	1
GENERALITES SUR LES OUVRAGES D'ARTS.	
I.1 INTRODUCTION.....	2
I.2 DEFINITION DE PONT	2
I.3 CLASSIFICATION DES PONTS	2
I.3.1 Ponts voûtés	3
PRÉSENTATION DU PROJET.	
II.1 INTRODUCTION	7
II.2 PRÉSENTATION ET DESCRIPTION DE PROJET	7
II.3.1 Les données fonctionnelles.....	8
II.3.1.2 Le profil en long:	8
II.3.2.1 Les données topographiques.....	10
II.3.2.2 Les données sismologiques.....	10
II.3.2.3 Les données géologiques	10
II.3.2.4 Les données géotechniques.....	10
II.3.7 Données climatiques.....	11
II.3.7.2 Les actions dues à la variation de Température.....	11
II.4 CONCLUSION	12
EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHÈSES DE CALCUL.	
III. 1 INTRODUCTION.....	13
III.2 NORMES, GUIDES ET RÈGLES DE CALCUL	13
III.3. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX.....	13
III.3.1 Béton.....	13
III.3.1.1 Résistance à la compression.....	14
III.3.1.2 Résistance à la traction.....	14
III.3.1.3 Contraintes admissibles à la compression.....	14
III.3.1.5 Déformation transversale du béton	15
III.3.2 Aciers.....	16
III.3.2.1 Aciers passifs	16
III.3.2.1.1 Contrainte limite de traction	16
III.4 EVALUATION DES ACTIONS	17
III.4.2 Les compléments de charges permanentes	17
III.4.3.1 Les caractéristiques de pont	17

III.4.3.2.1	Système de charge routière type A(l)	18
III.4.3.2.2	Système de charge de type B	18
III.4.3.2.3	Système Mc120	21
III.4.3.2.4	Système D 240 « charge exceptionnelle »	22
III.4.3.2.6	Système de charge AL	22
III.4.4	Combinaison des actions	22
III.4.4.1	Combinaisons des composantes de l'action sismique	22
III.4.4.2	Combinaison des actions	23
CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT.		
IV.1	INTRODUCTION	24
IV.2	CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	24
IV.2.2.1	Conception longitudinale	24
IV.2.2.2	Conception transversale	25
IV.3.2.3	Conception de l'infrastructure :IV.3.2.3.1Conception des piles/culées	26
IV.2.2	2eme Variante : Pont caisson (Voussoir) construit par encorbellement	27
IV.2.2.1	Conception longitudinale	27
IV.2.2.2	Découpage des voussoirs	27
IV.2.2.3	Conception transversale	28
IV.2.3.1	Conception longitudinale	30
IV.2.3.2	Conception transversale	30
IV.2.3.6	La connexion entre la dalle et la charpente métallique	31
IV.2.3.7	Conception de l'infrastructure	31
IV.2.3.7.1	Conception de pile	31
	Variante Pont a Poutre en Béton Précontrainte poste tension de 39mlTableau IV-12 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 1	34
REPARTITION LONGITUDINALE ETMODILISATION.		
V. 1	INTRODUCTION	37
V.2	DETERMINATION DES CHARGES	37
	Calcul de coefficient dynamique pour le système Mc120	38
	Les efforts de freinage pour le système A(L)	39
V.3.1	Réactions de tablier	39
	Système Mc120	40
	Système D240	40
V.6	Résultats	40
ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE.		

VI.1	INTRODUCTION.....	42
VI.2	PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION.....	42
VI.3	DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE.....	42
VI.4	DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE.....	44
VI.5	TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTES.....	47
VI.6	CALCUL DES PERTES.....	50
VI.6.1	TYPES DE PERTES.....	50
VI.6.1.1.1	Pertes par frottement.....	50
VI.6.1.1.2	Pertes dues au recul d'ancrage.....	51
VI.6.1.2.1	Pertes par retrait.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.6.1.3	Pertes totales.....	55
VI.7.1	Contraintes admissibles.....	55
VI.7.5	Justification des contraintes tangentielles.....	58
VI.7.6	Armatures des zones tendues.....	59
VI.7.8	Justifications du béton.....	60
ETUDE DU TABLIER.		
VII.1	INTRODUCTION.....	61
VII.2.1	Flèche due au poids propre.....	61
VII.2.2	Contre flèche de précontrainte.....	62
VII.2.3	Flèche due à la construction.....	62
VII.2.5	Flèche totale.....	63
VII.4.1	Evaluation des efforts.....	64
VII.4.2	Ferraillage.....	64
VII.4.2.1	Ferraillage nappe inférieure.....	64
VII.4.2.1	Ferraillage nappe supérieure.....	65
VII.5.1	Armature de peau.....	66
ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU TABLIER.		
VIII.1	INTRODUCTION.....	67
VIII.2	APPAREIL D'APPUI.....	67
VIII.2	.1 Choix de type d'appareil d'appui.....	67
VIII.3	ETUDE SISMIQUE.....	69
VIII.3.2	Méthode de calcul.....	69
VIII.3.3	Spectre de réponse.....	69
VIII.3.5	Combinaison des composantes de l'action sismiques.....	71

VIII.3.6	Efforts sismiques.....	71
VIII.4	VERIFICATION DE L'APPAREIL D'APPUI	71
VIII.4.1	Résistance à la compression	71
IX.4.2	Sécurité au flambement.....	72
VIII.4.3	Limitation de la distorsion	72
VIII.6.1	Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée.....	74
VIII.5.2	Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée.....	74
VIII.5.2.2	Armatures horizontales	74
VIII.5.2.3	Frette supérieure.....	75
VIII.5.2.4	Frette inférieure.....	75
VIII.6	Joint de chaussée	75
VIII.6.1	Dimensionnement du joint de chaussée	75
VIII.6.2	Type de joint	75
VIII.7	CONCLUSION	77

ETUDE INFRASTRUCTURE.

IX.1	INTRODUCTION.....	78
IX.2	ETUDE DE LA PILE.....	78
IX.2.1	Evaluation de la raideur totale K	78
IX.2.3	Evaluation des efforts agissant sur la pile	78
IX.2.3.1	Evaluation des efforts pour 2 Travées chargées.....	79
IX.2.3.2	Action sur les pieux	80
IX.3	ETUDE DE LA CULEE	82
IX.3.1	Dimensionnement de la culée.....	82

CONCLUSION GENERALE

BIBIOGRAPHIQUE

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES OUVRAGES D'ARTS

Figure I.1 Exemple de pont voûtes	3
Figure I.2 Exemple des ponts en béton précontraint	4
Figure I.3 Exemple ponts mixtes	5
Figure I.4 Exemple pont métallique	5
Figure I.5 Exemple pont en arc	6
Figure I.6 Exemple d'un pont suspendu	6
Figure I.7 Exemple d'un pont haubans	6

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Figure II.1 Localisation du Pont 63.1	7
Figure II.2 Situation du projet sur Google Earth	7
Figure II.3 Tracé en plan de la voix porté	8
Figure II.4 Profil en long de la voix portée	9
Figure II.5 : Profile en travers de la voix porté	9

CHAPITRE III : EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHÈSES DE CALCUL

Figure III.1 Système de charge Bc	19
Figure III.2 Système de charge Bt	20
Figure III.3 Système de charge Mc 120	21
Figure III.4 Système de charge D240	22

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure IV.1 Présentation 3d de la variante 1	25
Figure IV.2 : Les composants du voussoir (poutre-caisson)	28
Figure IV.3 Coupe transversale d'un tablier bipoutre	30

CHAPITRE V : REPARTITION LONGITUDINALE ET MODILISATION

Figure V.11 Moment maximal à l'ELS	41
Figure V.12 Moment maximal à l'ELS	41
Figure V.13 Effort tranchant maximal à l'ELU	41
Figure V.14 Effort tranchant maximal à ELS	41

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINT

Figure VI.1 Géométrie des câbles	46
Figure VI.2 illustration du l'angle de déviation	46
Figure VI.3 Dispositions constructives des câbles de précontrainte	46
Figure VI.4 Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage	49

Figure VI.5 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension	50
Figure VI.6 Diagramme des contraintes à mi travée	59

CHAPITRE VII : ETUDE DU TABLIER

Figures VII.1 : Vue en 3D du tablier de pont	61
Figures VII.2 : Flèche max de la poutre due à poids propre	62
Figures VII.3 Contre flèche maximale de la poutre due à la mise en tension de la Précontrainte.....	62
Figures VII.4 : Flèche maximale de la poutre à ELS	63
Figures VII.5: Ferrailage de l'hourdis	65
Figures VII.7 : Ferrailage de la poutre	66

CHAPITRES VIII. ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU TABLIER

Figures VIII.1: Dimensions de l'appareil d'appui	69
Figure VIII. 2 Modèle de calcul multimodal.....	69
Figure VII. 3 Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale	70
Figure IX.5 Principe d'un dispositif anti-cheminement	73
Figures VIII. 6 Modèles des joints Wd	76
Figures VIII. 6 Modèles des joints Wd	76

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Tableau II .1 Tableau de lithologie des formations principales.....	10
---	----

CHAPITRE III : EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHÈSES DE CALCUL

Tableau III-1 Les contraintes admissibles du béton a l'ELU	15
Tableau III-2 Les contraintes admissibles du béton a l'ELS.....	15
Tableau III-3 Les contraintes admissibles des armatures passives	16
Tableau III-4 Tableau représentatif du calcul des compléments de charges permanentes.....	17
Tableau III-5 Données du pont.....	18
Tableau III-6 Coefficients bc.....	20
Tableau III-7 Coefficients Bt.....	21
Tableau III-8 Les combinaison des actions	23

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau IV-1 Pré-dimensionnement de la 1eme variante.....	25
Tableau IV-2 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1	26
Tableau IV-3 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1	27
Tableau IV-4 Les dimensions de la section transversale du voussoir.....	28
Tableau IV-5 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 2.....	29
Tableau IV-6 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 2	29
Tableau IV-7 Prédimensionnement des poutres métalliques.....	30
Tableau IV-8 Pré-dimensionnement des entretoises.....	31
Tableau IV-9 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 3	32
Tableau IV-10 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 3	32
Tableau IV-11 Avantages et inconvénients des trois variantes	33
Tableau IV-12 Devis estimatif et quantitatif de la variante 1	34
Tableau IV-13 Devis estimatif et quantitatif de la variante 2	35
Tableau IV-14 Devis estimatif et quantitatif de la variante 3	36

CHAPITRE V : REPARTITION LONGITUDINALE

Tableau V-1 Calcul de la charge permanente CP et CCP.....	37
Tableau V-2 Calcul du système A(L).....	38
Tableau V-3 Calcul de coefficient dynamique pour le système Bc	38

Tableau V-4 Calcul de coefficient dynamique pour le système Bt.....	38
Tableau V-5 Calcul les efforts de freinage pour le système A(L) Bt.....	39
Tableau V-6 Réactions des charges permanentes	39
Tableau V-7 Réactions de Système A(L)	39
Tableau V-8 Réactions de Système BC.....	40
Tableau V-9 Réactions de système Mc120	40
Tableau V-10 Réactions de système D240.....	40

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE.

Tableau VI-1 Caractéristiques de section d'about.....	42
Tableau VI-2 Caractéristiques de section médiane	43
Tableau VI-3 Caractéristiques des câbles 12T15	44
Tableau VI-4 Evaluation de P_{MIN}	45
Tableau VI-5 Détermination du nombre de câble	45
Tableau VI-6 Caractéristiques et résultats de chaque vérification des contraintes	46
Tableau VI-7 Estimation des contraintes et interprétation des résultats	47
Tableau VI-8 Caractéristiques du tracé des câbles.....	49
Tableau VI-9 Valeurs des pertes dues aux frottements	51
Tableau VI-10 Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage	51
Tableau VI-11 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton(intrados)	52
Tableau VI-12 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton(extrados).....	52
Tableau VI-13 Valeur des Pertes par retrait	53
Tableau VI-14 Valeur des Pertes par fluage(1ère famille).....	53
Tableau VI-15 Valeur des Pertes par fluage(2ème famille).....	54
Tableau VI-16 Pertes par relaxation.....	54
Tableau VI-17 Résultat pertes totales.....	55
Tableau VI-18 Contraintes Admissibles.....	55
Tableau VI-19 Caractéristiques nettes des sections	56
Tableau VI-20 Caractéristiques de chaque phase de vérification.....	56
Tableau VI-21 Calcul des contraintes pour les phases 1 et 2	57
Tableau VI-22 Calcul des contraintes pour les phases 3 et 4	57
Tableau VI-23 Contrainte tangentielle « τ »	59
Tableau VI-24 Détermination l'angle β_u	60

CHAPITRE VII : ETUDE DU TABLIER

Tableau VII-1 Moment maximale dans la nappe inférieure (ELU)	63
Tableau VII-2 Moment minimale dans la nappe supérieure (ELU).....	63

CHAPITRES VIII. ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU TABLIER

Tableau VIII.1 Dimensions de l'appareil d'appui	68
Tableau VIII. 2 Résultat vérification flambement appareil d'appuis	72
Tableau VIII-3 application numérique de la vérification de non glissement.....	73

CHAPITRE IX : ETUDE NFRASTRUCTURE

Tableau IX.4 Valeurs de WARNER	80
Tableau IX.4 Valeurs de moment fléchissant à ELU et ELS.....	81
Tableau IX. Dimensions des éléments de la culée	82
Tableau IX. Evaluation des efforts dus au poids propre.....	83
Tableau X-8 Les actions transmises par le tablier	83
Tableau X-9 Les combinaisons des actions appliquées sur la culée à l'ELU et à l'ELS.....	84

INTRODUCTION GENERALE

Les infrastructures de transports constituent un ensemble d'aménagements nécessaires pour permettre la circulation des véhicules et des personnes et plus généralement pour assurer le fonctionnement du système de transport et le développement de l'économie.

Les infrastructures de transport sont permanentes, qu'il s'agisse de ponts, de routes, de voies ferrées ou de métros, ou même de ports et d'aéroports.

Les projets d'infrastructures de transport doivent atteindre plusieurs objectifs. Selon les règles générales de la politique des transports, ils doivent globalement respecter la sécurité, le confort, l'économie et la durabilité nécessaires pour limiter ou réduire les différents impacts négatifs : accidents, risques, pollution, consommation d'énergie.

Un pont est un ouvrage qui peut enjamber une dépression ou un obstacle (voie navigable, avenue, vallée, etc.) en enjambant cette séparation. Dans le cas d'un pont routier, l'intersection favorise le passage des personnes et des véhicules, et dans le cas d'un aqueduc, l'intersection favorise le passage de l'eau. Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art dont la construction relève du domaine du génie civil.

Concevoir un pont, c'est essentiellement savoir dessiner un pont comme un architecte, imaginer et percevoir clairement sa fonction, et la prédéterminer en comprenant comment intégrer les différents facteurs techniques inhérents à l'ouvrage tout en considérant les possibilités techniques et les conditions économiques.

Toutefois, il est important que les ingénieurs soient conscients de leur rôle social lorsqu'ils sont impliqués dans l'ingénierie des ponts. Contrairement aux bâtiments qui cachent les réalisations des ingénieurs et permettent leur remplacement par des architectes, les ponts mettent en valeur la science, le talent et le goût des ingénieurs. C'est pourquoi le pont a été qualifié d'œuvre d'art.

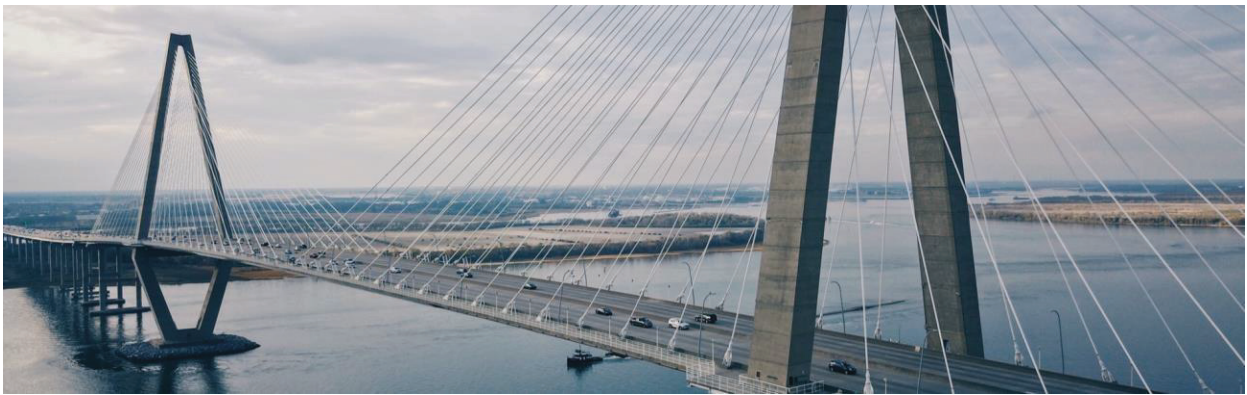
Objectifs et modalités d'élaboration du travail :

L'objet du présent mémoire de fin de Cycle est la conception et l'étude d'un Viaduc situé au point kilométrique PK63+132,35 sur pénétrante autoroutière reliant l'autoroute EST-OUEST à la wilaya de Béjaïa au niveau Ahnif.

Notre travail porte principalement sur les aspects suivants :

- Présentation et propositions des variantes de conception.
- Choix d'une variante, avec évaluation des charges et des surcharges.
- Conception et recherche d'infrastructures y afférents.

CHAPITRE I



GENERALITES SUR LES OUVRAGES D'ARTS.

I.1 INTRODUCTION :

L'homme a toujours en besoin de se déplacer, franchir des obstacles, traverser des rivières et créer des passages simples avec des pierres naturelles. En sélectionnant et en agencant astucieusement ces pierres, il a sa fabriquer ce que nous appelons aujourd'hui des poutres.

L'origine des ponts remonte à la nuit des temps. L'histoire de la construction de ponts est d'abord et avant tout l'histoire des matériaux à partir desquels les ponts sont fabriqués.

Les ponts ont beaucoup changé au cours des siècles. En conséquence, au fil du temps, de plus en plus de techniques de conception innovantes ont émergé, permettant de construire des structures plus grandes, plus solides et plus spectaculaires. Nous énumérerons donc les différents matériaux utilisés pour construire les ponts et leurs structures dans ce chapitre. L'innovation la plus importante a été la découverte du béton précontraint. En fait, le béton précontraint a révolutionné le développement et la construction des ponts.

I.2 DEFINITION D'UN PONT

Un pont est une structure surélevée, construite in situ, pour permettre à une route (appelée allée) de franchir des obstacles naturels ou artificiels (rivières, vallées, routes, voies ferrées, canaux, etc...)

Les itinéraires hébergés peuvent être :

- Voie d'autoroute (pont routier).
- Trottoirs (passerelles piétonnes)..
- Ligne de chemin de fer (pont de chemin de fer).
- Voie navigable (pont-canal).

On distingue les types d'ouvrages suivants :

- Ponceau : petit pont à une seule travée (5-8 m).
- Viaduc : Ouvrage très long composé de plusieurs travées situées à un niveau élevé par rapport à la brèche.
- Passerelle piétonne : Passerelle légère qui permet l'accès aux charges légères, piétons, cyclistes, etc...

I.3 TYPES DE PONTS

Tout d'abord, le pont se compose de trois parties distinctes :

- Tablier, une structure avec un niveau ou une pente suffisamment faible entre ses extrémités pour permettre la circulation des piétons, des animaux ou des véhicules (voitures, trains, avions, etc.),
- Les appuis qui supportent le tablier : culées aux deux extrémités et piles intermédiaires ou piles culées si le tablier n'est pas continu,
- Une fondation qui permet aux efforts de la structure d'être transmises au sol.

Plusieurs classements peuvent être envisagés selon les critères choisis :

- Matériaux utilisés (bois, maçonnerie, acier, béton armé, béton précontraint).
- La nature de la voie portée (pont-route, pont-rail, pont-canal, pont-aqueduc...etc.).
- Ouvrages d'art (ponts à poutres, ponts à dalles, ponts en arc, ponts à cadres, ponts suspendus, ponts à caissons, ponts à haubans, etc.)
- Forme (pont droit, pont incliné, pont courbe, etc.).
- Leur façon de travailler (par étayage, poussage, ponts sur cintres).
- Voie porteuse (viaduc ou souterrain).

La conception architecturale globale de la structure en croix fixe utilise les trois modes de fonctionnement mécaniques de base de la structure (flexion, compression et tension) pour donner cinq types de ponts fixes : pont en arc, pont en béton précontraint, pont suspendu et pont à câbles.

Dans ce qui suit, nous exposons quelques exemples de ces structures.

I.3.1 Ponts voûtés :

Un pont en arc est un pont appartenant à la catégorie des ponts en arc. Ce dernier couvre une portée de 2 à 100 mètres. Pour les très petites portées, les grands ponceaux en plein cintre, principalement utilisés comme ouvrages de secours hydrauliques, sont des ouvrages assez rudimentaires, mais ils apportent une solution simple et robuste. Les structures en voûte mince composées d'éléments préfabriqués en béton ou en métal sont généralement utilisées pour les structures standard avec des ouvertures allant jusqu'à 9 m, à condition que la hauteur de couverture du remblai reste inférieure à 7 m.



Figure I.1 Exemple de pont voûtés

I.3.2 Ponts en béton précontraint :

Le béton précontraint a été découvert en 1928 par EUGÈNE FREYSSINET. Le premier pont en béton précontraint a été conçu en 1946 avec une portée de 55 mètres et entièrement

préfabriqué à l'aide de voussoirs. Les ponts préfabriqués à poutres en béton précontraint offrent une solution intéressante pour des moyennes portées de l'ordre de 30 à 50 m, il existedonc d'autres types de ponts en béton précontraint tels que :

Pont en dalle de béton précontraint ou dalle nervurée : Le tablier du pont en dalle de béton précontraint est le plus fin, avec une structure fine, particulièrement adapté aux projets à grande courbure, et la portée autorisée est de 10 à 25 m.

Pont à béquilles : Les ponts à béquilles permettent, au même titre que les ponts en arc à tabliers portés de franchir de grandes brèches, ils sont également choisis pour leur esthétique qui dégage l'espace et qui épargne le site de lignes verticales, jugées désagréables dans certains paysages.

Pont extradossé : Les ponts extradossés ressemblent physiquement aux ponts haubanés à la différence près que les câbles sont continus de part et d'autre du pylône appelé dans ce cas déviateur, ces derniers sont généralement moins grands que les pylônes d'un pont à haubans. Ces ponts se comportent structurellement comme des ponts à poutres mais permettent des tabliers plus légers.



Figure I.2 Exemple des ponts en béton précontraint.

I.3.3 Ponts mixtes acier/béton :

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier.



Figure I.3 Exemple ponts mixtes

I.3.4 Pont métallique :

Les poutres métalliques peuvent être positionnées sous la chaussée ou de part et d'autre on distingue :

- Les poutres à âme pleine sont actuellement les plus utilisées car leur fabrication est relativement aisée.
- Les poutres caissons ont une meilleure résistance à la torsion que les poutres à âme pleine.
- Les poutres en treillis, constituées de barres métalliques horizontales, verticales ou obliques, appelées membrures. Elles ne sont aujourd'hui utilisées que lorsque les contraintes constructives ne permettent pas de mettre en place des poutres sous chaussées.
- Les poutres bow-strings ne doivent pas être confondues avec les poutres en treillis de hauteur variable. Extérieurement elles y ressemblent, mais il s'agit bien d'arc dont la poutre inférieure de liaison sert de tirant.



Figure I.4 Exemple pont métallique

I.3.5 Pont en arc

Avec le perfectionnement des propriétés de l'acier et des capacités de calculs apparurent les ponts en arc. Généralement, dans un pont en arc, ont franchi la rivière ou la brèche en une seule fois par une seule arche alors que dans le pont à voûtes, le tablier repose sur des piles intermédiaires.

Le pont en arc associe la compression à la flexion. Ils se caractérisent par le fait qu'ils exercent sur les culées un effort oblique tendant à écartier les points d'appui. Ils peuvent être différenciés selon la nature des matériaux de l'ouvrage (métal, béton armé, bois), selon la structure ou selon la position du tablier (porté, suspendu ou intermédiaire).



Figure I.5 Exemple pont en arc

I.3.6 Ponts à câbles

On peut distinguer deux types de pont à câbles :

Les ponts suspendus : sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes.



Figure I.6 Exemple d'un pont suspendu

Les ponts à haubans : sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes appelés haubans



Figure I.7 Exemple d'un pont haubans

I.4.conclusion

Les ponts sont des ouvrages d'art aussi technique qu'esthétiques dans le prochain chapitre, nous allons présenter notre projet pour lequel nous avons justement étudié un de ces ouvrages.

CHAPITRE II



PRÉSENTATION DU PROJET.

II.1 INTRODUCTION :

La conception d'un pont doit répondre à de nombreuses exigences. Nous distinguons les exigences fonctionnelles comme caractéristiques permettant au pont de remplir sa fonction de franchissement et de répondre aux exigences, Les éléments de son environnement, un facteur influençant sa conception. Ces exigences sont décrites en détail dans ce chapitre.

II.2 PRÉSENTATION ET DESCRIPTION DU PROJET :

II.2.1 Situation du projet :

L'objet de notre travail consiste à élaborer la conception et l'étude du viaduc V63.132 du PK63+095.650 au PK 63+360.350 sur pénétrante autoroutière reliant l'autoroute EST-OUEST a la wilaya de Béjaïa au niveau Ahnif.



Figure II.1 Localisation du Pont 63.1

II.2.2 L'obstacle à franchir :

L'ouvrage passe au-dessus d'**Oued Soummam**



figure II.2 Situation du projet sur Google Earth

II.3 LES DONNÉES DU PROJET :

II.3.1 Les données fonctionnelles :

II.3.1.1 Tracé en plan :

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

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

La structure géométrique de l'ouvrage est courbée avec un rayon de **2000 m** et une longueur de **234m**.

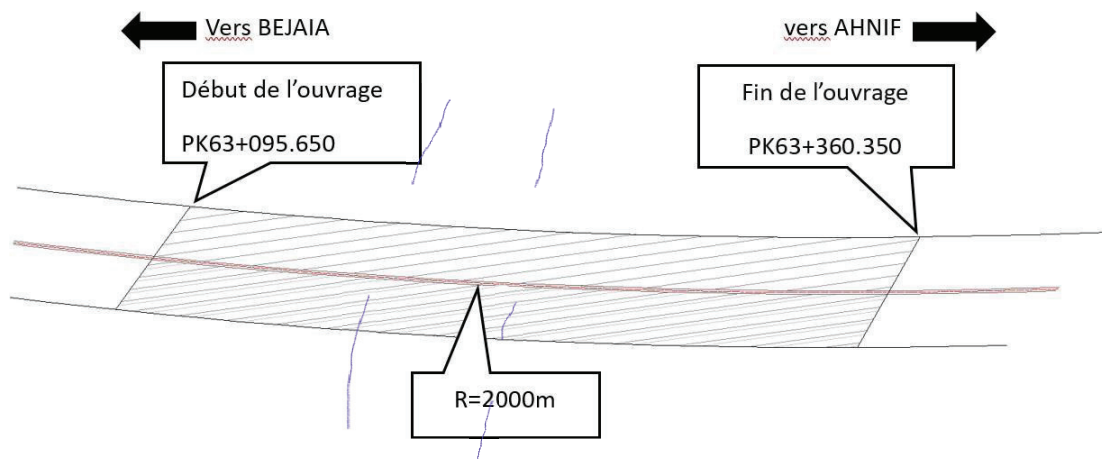


Figure II.3 Tracé en plan de la voie portée

II.3.1.2 Le profil en long:

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles.

- Il présente une longueur de **234 m** et une pente longitudinale de **I=1.08%**.

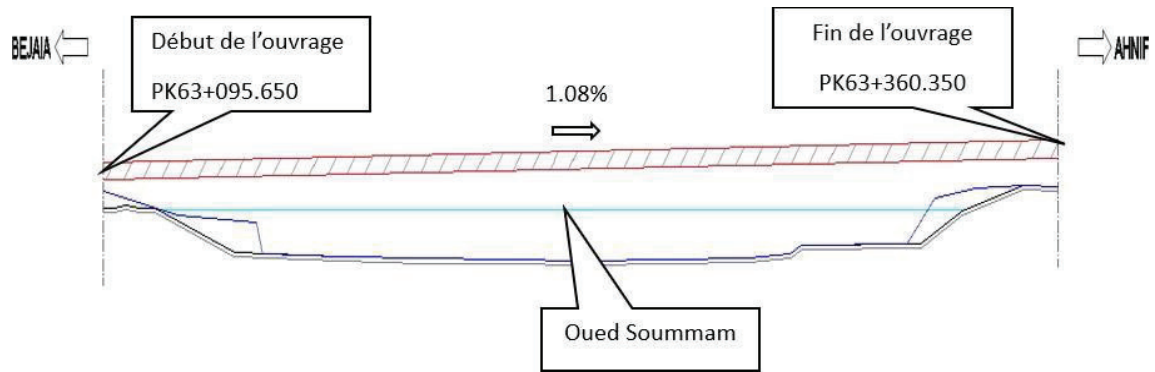


Figure II.4 Profil en long de la voie portée

II.3.1.3 Le profil en travers :

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

Les composantes du profil en travers de notre tablier sont :

- Largeur roulable : 14.60 m ;
- La largeur totale : 15.60 ;
- Nombre de voies de circulation : 3 voies de 3.5 m et une voie de 3.5 m ;
- Le devers : 2.5 % ;

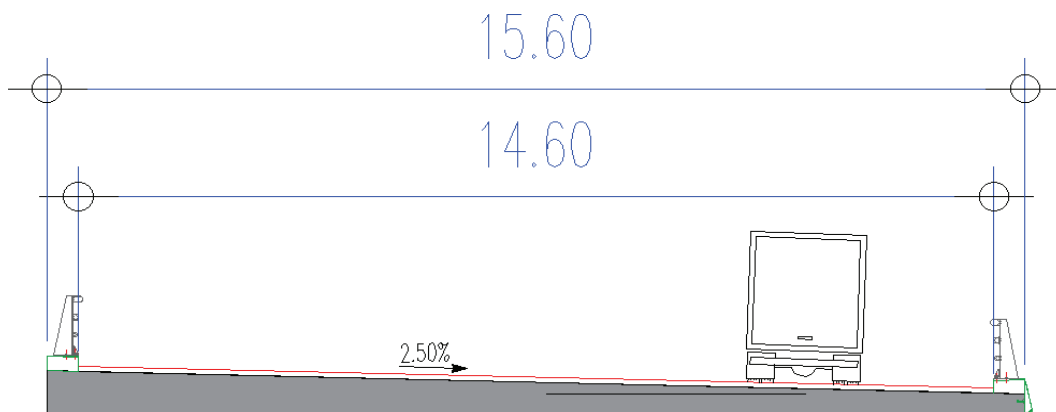


Figure II.5 : Profile en travers de la voie portée

II.3.2 Les données naturelles :

Les données naturelles sont une étape importante dans la définition du type de structure approprié. Récoltés directement sur le site du projet, ils sont fixes et inchangés, et nécessaires pour étudier l'infrastructure de l'ouvrage ainsi que la conception de l'ouvrage lui-même.

II.3.2.1 Les données topographiques :

Le relief de la zone de la localisation du pont est représenté par la plaine plate alluviale. La topographie est plate et vaste.

II.3.2.2 Les données sismologiques :

Selon les dispositions techniques des Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA2008), cette section est classée en **IIa**. la route de la présente zone d'étude correspond au Groupe **1**, le coefficient de l'accélération sismique pour l'étude des travaux **A=0.25**.

II.3.2.3 Les données géologiques :

La formation alluviale quaternaire se répartit dans la zone de la localisation du pont, la structure stratigraphique est simple et continue, On n'a pas découvert des failles actives nouvelles dans la région.

II.3.2.4 Les données géotechniques :

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).

- **Lithologie :**

Tableau II .1 Tableau de lithologie des formations principales

N ^o de couche	Nom géographique	Cod e	Profondeur (m)	Statut	Description
1	Grave	G	0-17.7	Moyenn e -dense	Grave : jaune gris, en forme sub-ronde, humide à saturé, myennedense, la teneur de sable occupe environ 10%.
2	Grave	G	10.6-29.3	Dense	Grave : jaune gris, en forme sub-ronde, saturée, consolidation dense, la teneur de sable occupe environ 10%

• **Essais in situ :**

Trois (03) sondages (SO) avec des profondeurs variables de 35.50 à 40.00m, positionnés et jumelé avec des sondages (PSO) 35.00 à 37.00 m de profondeurs, avec des prélèvements d'échantillons intacts destinés pour les essais de laboratoire (voir annexe A pour les résultats).

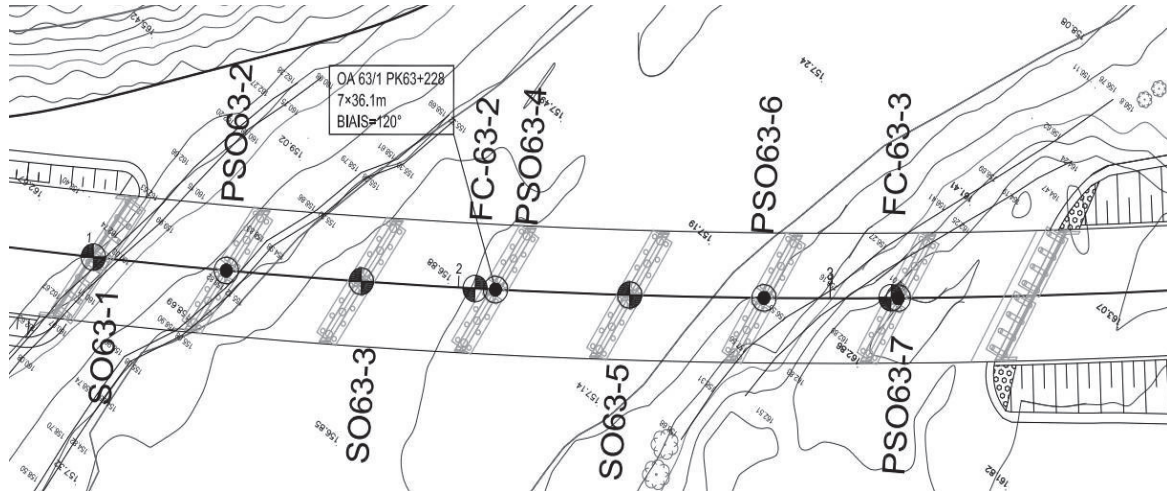


Figure II.6 : Plan géotechnique

II.3.2.6 Caractéristiques du sol :

D'après les données des essais géotechniques, le rapport géotechnique et le règlement de classification des sites en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent, On déduit que la catégorie de notre sol est S3.

II.3.7 Données climatiques :

II.3.7.1 Les actions dues au vent :

Les actions dues au vent se manifestent par des pressions exercées normalement aux surfaces qui pour des constructions de basse, sont souvent admises uniformes, ces pressions peuvent être positives (surpression intérieure) ou négatives (dépression intérieure). Il existe 3 zones de vent en Algérie.

La région de Bejaia est classée dans la zone 2, avec une vitesse de référence (**tableau A1.1-RNV99**). $V_{ref}=25m/s$, et de force 2KN.

II.3.7.2 Les actions dues à la variation de Température :

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, Elle a son impacte au niveau des joints de chaussée et les appareilles d'appuis(+35° à -15 °C) tel que $\Delta T=17^\circ$.

II.4 CONCLUSION :

On a présenté dans ce chapitre les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage qui répond à ces paramètres et qui sera détaillé dans le chapitre suivant.

CHAPITRE III



EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHÈSES DE CALCUL.

III.1 INTRODUCTION :

L'étude des ponts nécessite la détermination et le calcul des charges permanentes appliquées et les surcharges de fonctionnement. La structure doit pouvoir résister aux forces résultantes avec une marge appropriée tout au long de sa durée de vie en raison de son propre poids et en raison des efforts d'origine naturelle et de toutes actions de la fonction qui lui sera appliquée.

Dans ce chapitre, nous définirons et évaluerons les différents matériaux de construction avec lesquels sera réalisé le pont ainsi que les charges qui lui seront appliquées.

III.2 NORMES, GUIDES ET RÈGLES DE CALCUL :

- **Règles BAEL 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- **Règles BPEL 91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- **Règles R.P.O.A, version 2008 (Règles parasismiques des ouvrages d'art)** : le présent règlement contient les principes de conception et de dimensionnement, des critères et des dispositions constructives pour les ponts neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques.
- **Règles R.C.P.R** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routiers, pour le calcul des actions dues à l'intervention d'un convoi routier et les actions thermiques.
- **D.T.R. C 2 - 4.7 RNV (version 2013)** : Document Technique Réglementaire C 2 - 4.7 Règlement Neige et Vent version 2013, pour le calcul des actions dues au vent et neige 2 - 4.72 - 4.7.
- **Fascicule 62 Titre 5** : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **Document SETRA** : service d'étude technique des routes et autoroutes.

III.3. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX :

Le choix des matériaux de construction détermine en grande partie la conception et le calcul des ponts, Nous introduisons ici le béton et l'acier de construction directement lié au calcul et à la conception des éléments.

III.3.1 Béton :

Le béton est un matériau mélangé dans des proportions appropriées et homogène ; ciment, sable, gravier, eau, et éventuels ajouts et additifs.

III.3.1.1 Résistance à la compression :

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

- $f_{c28} = 35 \text{ MPA}$ Pour superstructure.
- $f_{c28} = 27 \text{ MPA}$ Pour infrastructure.

III.3.1.2 Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad (3.1)$$

- $f_{t28} = 2.7 \text{ MPA}$ Pour superstructure.
- $f_{t28} = 2.22 \text{ MPA}$ Pour infrastructure.
- $f_{t28} = 1.2 \text{ MPA}$ Pour Béton de propreté .

III.3.1.3 Contraintes admissibles à la compression :

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

L'état limite ultime "ELU : $f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ MPA}$ (B.A.E.L 91-REV99).

$$(3.2)$$

Le coefficient θ est fixé à :

- $\theta = 1$ lorsque la durée $\geq 24 \text{ h}$
- $\theta = 0.9$ lorsque la durée $1 \text{ h} < h < 24 \text{ h}$
- $\theta = 0.85$ lorsque la durée $< 1 \text{ h}$

γ_b : coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1.50$ Situation durable ou transitoire.
- $\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle.

Tableau III-1 Les contraintes admissibles du béton a l'ELU

ETAT	Contrainte limites		fbu
ELU	fc28(35Mpa)	$\gamma_b = 1.50$	19.83
		$\gamma_b = 1.15$	30.43
	fc28(27Mpa)	$\gamma_b = 1.50$	15.30
		$\gamma_b = 1.15$	23.47
	fc28(10Mpa)	$\gamma_b = 1.50$	5.66
		$\gamma_b = 1.15$	8.69

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Tableau III-2 Les contraintes admissibles du béton a l'ELS

ETAT	Contrainte limites	fbc
ELS	fc28(35Mpa)	21.00
	fc28(27Mpa)	16.20
	fc28(10Mpa)	6.00

III.3.1.4 Module de Déformation longitudinale du béton :

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

- Module de déformation instantanée du béton $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$ Pour une durée d'application inférieure à 24h.
- Module de déformation sous chargement de longue durée $E_{vj} = E_{ij} / 3 = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$

III.3.1.5 Module de Déformation transversale du béton :

Il est calculé par la formule suivante : $G = E / 2(1 + \nu)$

Avec :

E : module de déformation longitudinale (module de YOUNG)

V : coefficient de poisson

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

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

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

III.3.2 Aciers :

Deux types d'acier différents sont utilisés dans les structures en béton précontraint :

Actif, qui crée et maintient la précontrainte dans le béton ; et passif nécessaire à absorber les forces de cisaillement pour limiter la fissuration.

III.3.2.1 Aciers passifs :

Le ferrailage passif est le même ferrailage que le béton armé. (renforts déformation passive sous contrainte extérieure uniquement) et la limite d'élasticité de ces aciers 400 à 500 MPa.

L'acier utilisé est de l'acier ordinaire, grade haute adhérence FeE500 type 1, sa limite L'élasticité est égale à 500MPa.

La propriété mécanique servant de base à la raison est la limite d'élasticité garantie spécifiée par Fe. Voici le module d'élasticité longitudinal E_s de l'acier : 2,105 MPa.

III.3.2.1.1 Contrainte limite de traction :

- $\eta = 1.00$ Treillis soudés et ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.60$ Acier à haute adhérence (HA).

Tableau III-3 Les contraintes admissibles des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite		Superstructur e	Infrastructu re
Peu nuisible	σ_s	S-durable ou transitoire $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-accidentelle $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max ((2 3) \times f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj}) ; \eta = 1.6$		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max ((1 2) f_e ; 90 \sqrt{\eta} f_{tj}) ; \eta = 1.6$		200	200

III.3.2.2 Aciers actifs :

Les barres d'acier réactives sont des barres d'acier à haute résistance utilisées pour Les structures en béton précontraint, les barres d'acier précontraintes actives sont les même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégorie : fil, tige, toron.

Les câbles Freyssinet sont définis comme suit :

- Un chiffre indiquant le nombre de torons constituant le câble.
- La lettre T signifiant qu'il s'agit d'un câble à torons.
- Un second chiffre définissant le type de torons.

III.4 EVALUATION DES ACTIONS :

III.4.1 Les charges permanentes :

Les charges permanentes représentent les charges du poids propre des éléments porteurs (Charge permanente CP) tels que les poutres et la dalle. Le calcul de ces charges se fait par utilisation de poids volumique des matériaux donnés par les normes suivantes :

$\rho_{\text{béton}} : 25 \text{ KN/m}^3$ (Tableau 3.1 RCPR2008)

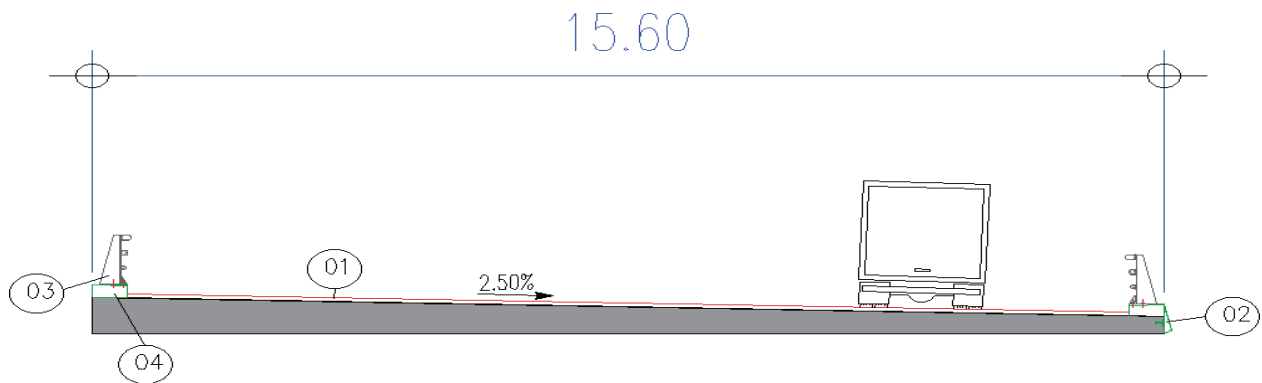
$\rho_{\text{acier}} : 78 \text{ KN/m}^3$ (Tableau 3.1 RCPR2008)

III.4.2 Les compléments de charges permanentes :

Les charges complémentaires permanentes (CCP) représentent le poids propre des équipements fixes non porteurs de toute nature tel que les corniches et les garde-corps.

Les actions dues aux charges complémentaires permanentes sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-4 Tableau représentatif du calcul des compléments de charges permanente



L'élément	La densité γ (kN/m ³)	La charge répartie	Nombre d'éléments	La charge linéaire (kN/ml)	La charge surfacique (kN/m ²)
1. Revêtement	24.50	1.96 KN/m ²	1	28.616	1.96
2. Trottoirs & Corniche	25.00	13.97KN/m ²	2	3.575	10.97
3. Glissières	/	0.0867KN/ml	2	0.174	

III.4.3 Évaluation des actions dues au trafic :

III.4.3.1 Les caractéristiques de pont :

Les données de nos ponts utilisées pour calculer la surcharge sont listées dans le tableau suivant :

Tableau III-5 Données du pont

Données du pont	Formule ou normes utilisées	Valeur retenue
Largeur roulable	Largeur comprise entre bordures	Lr=14.6m
Largeur chargeable	Lc= Lr-1	Lc=13.6m
Nombre de voies	N = Lc/3	N= 4 voies
Largeur d'une voie	Lv = Lc/N	Lv =3.4m
Classe du pont	D'après RCPR Lr> 7	Première classe

III.4.3.2 Les systèmes de charge à considérer :

Nous considérerons les systèmes de charge suivants :

III.4.3.2.1 Système de charge routière type A(l) :

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) donnée ci-après par des coefficients. La charge A(l), exprimée en kilonewton par mètre carré (kN/m²) est donnée en fonction de la longueur chargée.

Puisque la formule s'exprime par :

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

- L Longueur de la travée chargée
- a1 et a2 Coefficients de correction
- a2 =V/V0
- V largeur du voie
- V0 Coefficient en fonction de classe de pont

$$A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(l) \\ 4 - 0,002l \end{array} \right.$$

$$A_2(L) = A1(L) \times \alpha_2$$

III.4.3.2.2 Système de charge de type B :

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

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

Les deux premiers systèmes Bc, Br s'appliquent aux ponts quelque soit leur classe ; le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1ère et 2ème classe (RCPR) .

1. Système Bc :

Le système Bc est un ensemble de deux camions types de 30t chacun .

- Longitudinalement : le nombre de camions est limité à deux.
- Transversalement : Autant de convois que de voies.

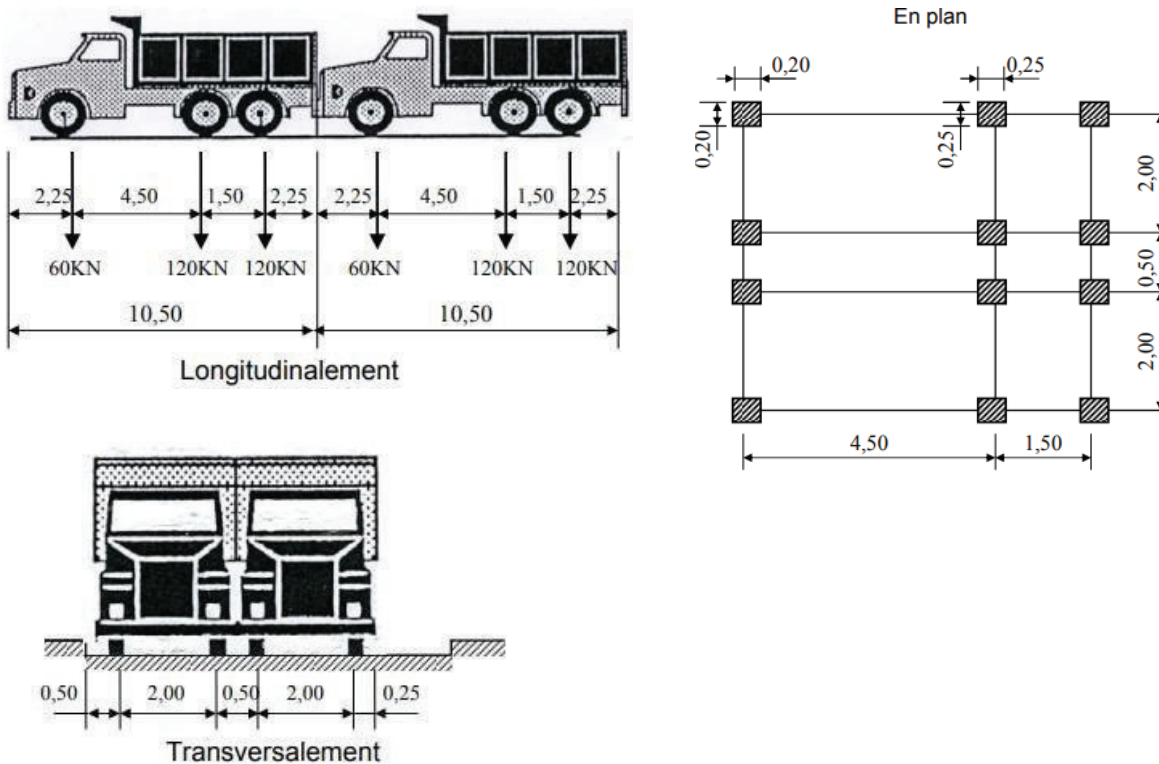


Figure III.1 Système de charge Bc

- Les coefficients de majoration dynamique et coefficients bc :

Le calcul de la réaction se fait en traitant la charge comme statique, mais en réalité , l'effet de la charge statique est inférieur à celui de la charge dynamique, de sorte que le système est surchargé . B et MC sont multipliés par un coefficient d'augmentation dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Tel que :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.

G : sa charge permanent.

S : sa charge maximale de Bc.

Tableau III-6 Coefficients bc

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥5
Première	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième	1.00	1.00	-	-	-
Troisième	1.00	0.80	-	-	-

2. Système Bt:

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

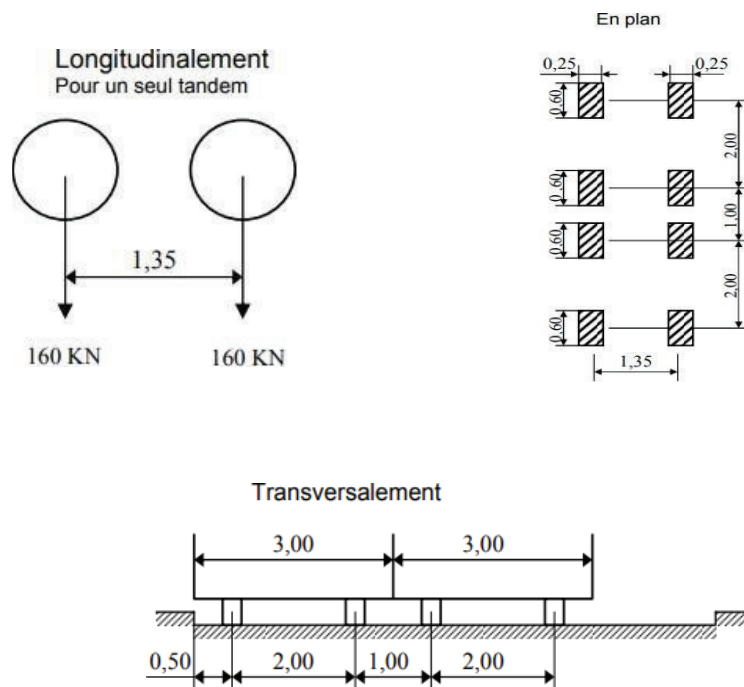


Figure III.2 Système de charge Bt.

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

Tableau III-7 Coefficients Bt.

Classe de pont	Bt
Première classe	1.20
Deuxième classe	1.00

Le coefficient est déterminé par la formule :

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

III.4.3.2.3 Système Mc120 :

Les ponts doivent être calculés de manière à supporter les convois du type MC120 susceptibles dans certains cas d'être défavorables sur les charges A et aucune force de freinage et centrifuge n'est développée par cette charge.

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois :

- Dans le sens transversal : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de convois n'est pas limité.

Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques indiquées sur la figure suivante :

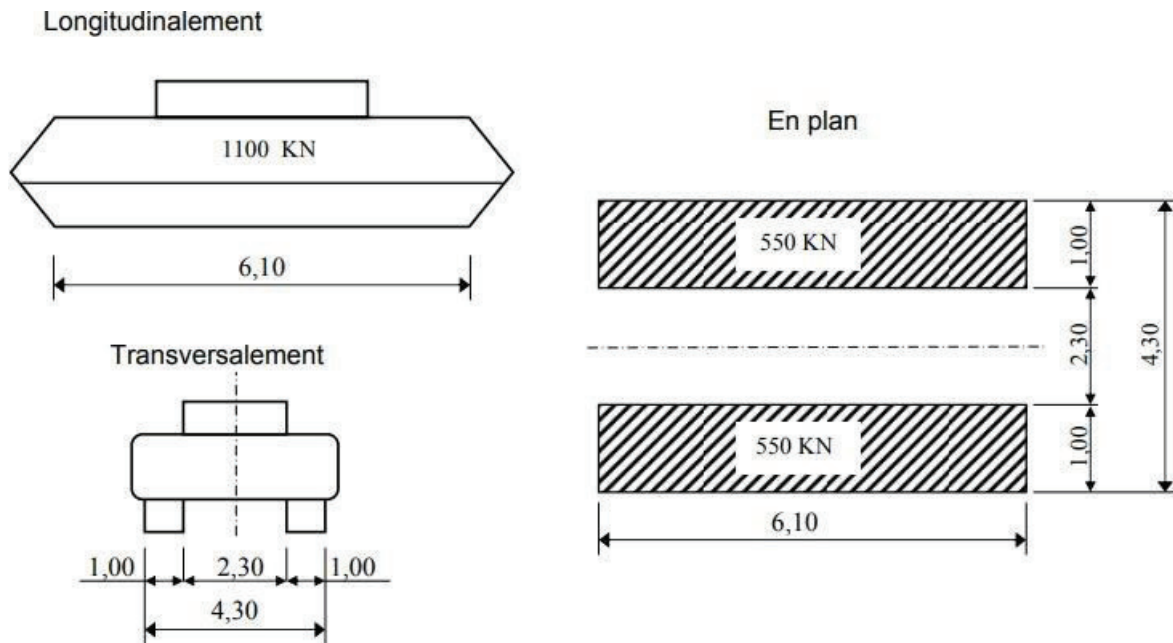


Figure III.3 Système de charge Mc 120

Le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule :

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

III.4.3.2.4 Système D 240 « charge exceptionnelle » :

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

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

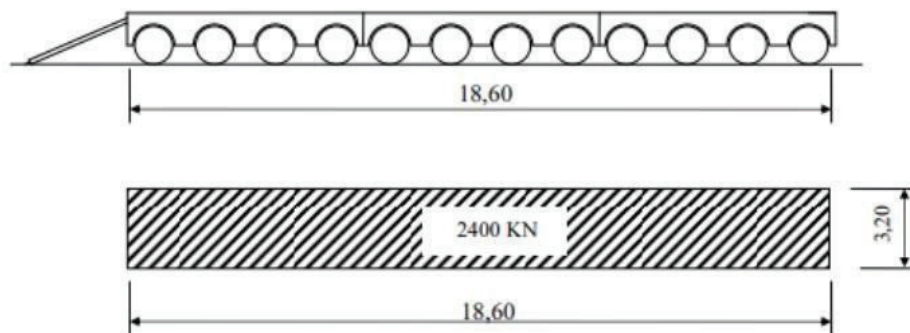


Figure III.4 Système de charge D240

III.4.3.2.5 Système de charge Bc:

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

$$FBC = 300 \text{ KN}$$

III.4.3.2.6 Système de charge AL :

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

$$F = \frac{A \times S}{(20 + 0.0035 \times S)} \text{ en KN}$$

Avec : S : la surface chargée en (m²).

III.4.4 Combinaison des actions :

III.4.4.1 Combinaisons des composantes de l'action sismique :

Selon RPOA, les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

- E1 = Ex ± 0.3 Ey ± 0.3 Ez
- E2 = Ey ± 0.3 Ex ± 0.3 Ez
- E3 = Ez ± 0.3 Ex ± 0.3 Ey

E_x , E_y et E_z : représentent les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

III.4.4.2 Combinaison des actions :

Afin de déterminer les efforts maximaux dans les cas les plus défavorables, on combine les actions calculées précédemment suivant RPOA et RCPR, et on obtiendra les combinaisons aux états limites suivantes :

Tableau III-8 les combinaison des actions

	ELU fondamentale :	ELS rares cas d'une 4 voies charges
AL	$1.35 G + 1.6AL1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + 1.2AL1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6AL2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6AL3 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + 1.2AL3 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6AL4 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + 1.2AL4 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
Bc	$1.35 G + 1.6BC1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + 1.2BC1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6BC2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + 1.2BC2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6BC3 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + 1.2BC3 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6BC4 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + 1.2BC4 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
Bt	$1.35 G + 1.6BT1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + 1.2BT1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6BT2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
D240	$1.35 G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
Mc120	$1.35 G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	$G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

III.5 CONCLUSION :

L'objectif de ce chapitre était de définir les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

En effet, grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, il est souvent possible d'évaluer la sécurité structurale des ouvrages.

CHAPITRE IV



**CONCEPTION ET PRE-
DIMENSIONNEME.**

IV.1 INTRODUCTION :

Le choix de la conception du pont dépend plusieurs facteurs économique, technique, environnementale... , visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique) de l'ouvrage et les délais de réalisation, en tenant toujours compte des contraintes naturelles, et fonctionnelles susmentionnées. Après la proposition des variantes celles-ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante la plus adéquate et la plus performante, en fonction des moyens disponibles.

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

- L'obstacle à franchir.
- La voie portée : pont (route, rails...etc.).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire

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

1ère Variante : Pont à poutres préfabriqués en béton précontraint VIPP.

2ème Variante : Pont caisson (Voussoir) construit par encorbellement successif.

3ème Variante : pont mixte bipoutres.

IV.2 CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :

IV.2.1 1ère Variante : Pont à Poutres Préfabriquées en Béton Précontraint par Post-tension:

Les ouvrages à poutres de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post – tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Ils ont été largement utilisés dans la gamme des ponts de moyenne portée qui dépasse les 30 mètres et qui peuvent aller jusqu'à 50 mètres. Ce type d'ouvrage est relativement massif du fait de son épaisseur importante, leur tablier est constitué de plusieurs poutres longitudinales.

IV.2.2.1 Conception longitudinale :

Pour cette variante, nous proposons une coupe longitudinale composée de 6 travées équidistantes avec une longueur de poutre de 39m et une longueur totale de l'ouvrage de 234.02 m.

IV.2.2.2 Conception transversale :

En utilisant le guide de conception SETRA [VIPP/1996] pour le dimensionnement des éléments de la variante 1 qui sont montrés dans le tableau ci-dessous :

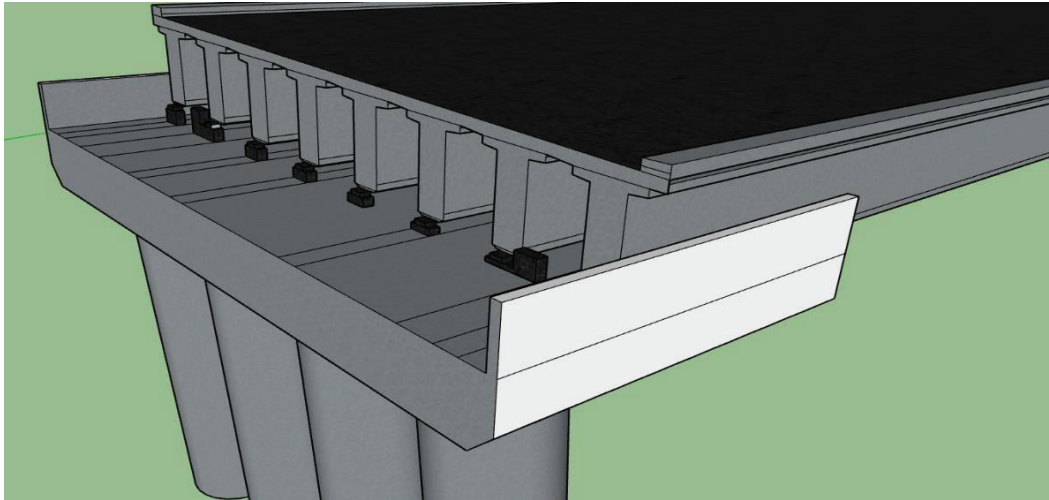


Figure IV.1 Présentation 3d de la variante 1

Tableau IV-1 Pré-dimensionnement de la 1eme variante

Elément	Formule	Valeur retenue
Epaisseur de la dalle	$0.16 \leq e \leq 0.25 \text{ m}$	$e = 0.25 \text{ m}$
Hauteur de la poutre	$L/20 \leq Ht \leq L/17 \text{ m}$	$h = 2 \text{ m}$
Entraxe entre les poutres	$1.3 \leq \lambda \leq 2 \text{ m}$	$\lambda = 1.95 \text{ m}$
Entraxe des poutres de rive	La : l'entraxe des poutres de rive	$La = 13.65 \text{ m}$
Nombre de poutres	$N = La / \lambda + 1$	8 poutres
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 h$	$b = 1.4 \text{ m}$
Epaisseur de la table de compression	$E \geq 0.1 \text{ m}$	$e = 0.15 \text{ m}$
Largeur du talon	$40 \text{ cm} \leq Lt \leq 60 \text{ cm}$	$Lt = 0.7 \text{ m}$
L'épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq et \leq 20 \text{ cm}$	$et = 0.15 \text{ m}$
Epaisseur d'âme	Section d'about	$b0 = 0.7 \text{ m}$
	Section à mi-travée	$b0 = 0.24 \text{ m}$
Pente de la face inférieure de la table de compression	$1/15 \leq \tan \alpha \leq 1/10$	$\alpha = 10^\circ$
Gousset de la table de compression	/	$\beta = 45^\circ$
Gousset du talon	$1 \leq \tan \theta \leq 1.5$	$\theta = 45^\circ$
Entretoise d'about	/	$0.25 \times 1.18 \text{ m} \times \text{m}$

IV.3.2.3 Conception de l'infrastructure :

IV.3.2.3.1 Conception des piles/culées :

Les piles et les culées sont des appuis intermédiaires (appuis de rive pour le cas de la culée) destinés à supporter le poids de l'ouvrage et transmettre l'ensemble des efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations.

La conception de l'infrastructure est en fonction de :

- Mode de construction du tablier (la liaison pile-tablier) et mode d'exécution des fondations.
- Milieu Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir et la nature de sol support.

Tableau IV-2 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1

Eléments	Dimensions (m)		Figure	
Chevêtre	Largeur	2.00		
	Longueur	15.60		
	Hauteur	1.50		
Fûts	Diamètre	1.50		
	Nombre	4 Pile		
	Hauteur	P1		9.02
		P2		10.16
		P3		10.87
P4		10.91		
Semelles	Largeur	14.40		
	Longueur	6.00		
	Hauteur	2.00		
Pieux	Nombre	8		
	Diamètre	1.20		
	Profondeur	20.00		

Tableau IV-3 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1

Eléments	Dimensions (m)			Figure
Mur frontal	Hauteur	C1	2.63	
		C2	3.62	
	Longueur	14.40		
	Épaisseur	1.50		
Mur en retour	Épaisseur	0.70		
Mur garde grève	Hauteur	2.79		
	Épaisseur	0.40		
Semelles	Largeur	7.00		
	Longueur	14.40		
	Hauteur	2.00		
Pieux	Nombre	8.00		
	Diamètre	1.20		
	Profondeur	20.00		

IV.2.2 2eme Variante : Pont caisson (Voussoir) construit par encorbellement successif :

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

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

IV.2.2.1 Conception longitudinale :

Pour cette variante, nous avons proposé un pont voussoirs de hauteur constante composé de deux (03) travée principale de 56 m de longueur et deux (02) travées de rives de 33.6 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale du pont égale à 235.20 m.

IV.2.2.2 Découpage des voussoirs :

Dans notre cas on opte pour des voussoirs courants de 3m de longueur, des voussoirs sur pile de 7 m et des voussoirs de clavage de 1 m, ce qui nous donne :

- ✓ 64 voussoirs courants.
- ✓ 4 voussoirs sur pile.
- ✓ 2 voussoirs sur culée.
- ✓ 3 voussoirs de clavage.

IV.2.2.3 Conception transversale :

Choix du type de caisson :

Notre ouvrage est constitué d'un tablier de largeur de 13.50 mètres inférieur à 20 mètres, donc on peut choisir les caissons à section fermée C'est la solution idéale la plus économique et plus esthétique.

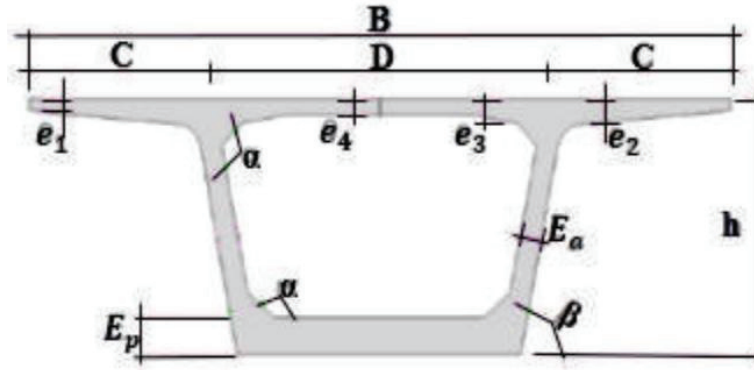


Figure IV.2 : Les composants du voussoir (poutre-caisson).

➤ Pré dimensionnement de la section transversale :

En utilisant le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003) le dimensionnement des différents éléments constitue un voussoir, qui sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-4 Les dimensions de la section transversale du voussoir

Elément	Formule	Valeur
Hauteur du voussoir	$L/h_p = 14 + L/45$	2.6m
Largeur du voussoir B	B	13.5m
C	$C = B/4$	3.375m
D	$D = B/2$	6.75m
Epaisseur de l'hourdis supérieur e1	$e_1 > 20 \text{ cm à } 25 \text{ cm}$	0.24
e2	$D/5 < e_2 < D/7$	0.43
e3	$D/25$	0.35
Inclinaison de l'âme	10 à 30%	20%
Epaisseur de l'âme Ea	$E_a = 26 + L(m)/5$	0.45
Epaisseur de l'hourdis inférieur Ec et Ep	$E_c \geq \max \{18; 3 \times \phi; E_a/3\} \text{ cm}$ $E_p = 2.5 E_c$	$E_c = 0.2$ $E_p = 0.3$
Gousset supérieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	20°
Gousset inférieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	20°

YIV.2.2.4 Conception de l'infrastructure :

IV.2.2.4.1 Conception des piles :

Tableau IV-5 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 2.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Diamètre	2.50	
	Hauteur	H ₁ =10.25	
		H ₂ =11.60	
		H ₃ =12.20	
Semelles	Largeur	6.00	
	Longueur	14.40	
	Hauteur	2.00	
Pieux	Nombre	8.00	
	Diamètre	1.20	
	Profondeur	20.00	

IV.2.2.4.2 Conception des Culées :

Concernant les culées de cette variante, on a choisi le même type de culée (remblayée) et défini ses dimensions selon le document « Projet et construction des ponts : Généralités – Fondations – Appuis – Ouvrages courants ».

Les dimensions des éléments de la culée sont résumées ci-dessous :

Tableau IV-6 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 2.

Eléments	Dimensions (m)		Figure	
Mur frontal	Hauteur	C1	2.80	
		C2	3.35	
	Longueur	13.50		
	Épaisseur	2.99		
Mur en retour	Épaisseur	0.7		
Mur garde grève	Hauteur	3.00		
	Épaisseur	0.4		
Semelles	Longueur	13.80		
	Largeur	9.60		
	Hauteur	2.00		
Pieux	Nombre	12.00		
	Diamètre	1.20		
	Profondeur	20.00		

IV.2.3 3ème Variante : pont mixte bipoutres :

Les ouvrages mixtes à poutres comportent des éléments en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier.

La gamme usuelle des portées des ouvrages mixtes à poutres va de 30 m à 130 m pour les travées continues, avec une largeur totale de 7/8 m jusqu'à 20 m.

IV.2.3.1 Conception longitudinale :

Pour cette variante on propose un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de deux travées de rives de 49 m de longueur, et deux travées principales de 70 m de longueur, qui nous donne une longueur totale de 238 m.

IV.2.3.2 Conception transversale :

Le tablier est de largeur égale à 15.60 m, une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres.

$$1.5 \text{ m} \leq a \leq 0.55 L$$

On opte pour : $a = 8.64 \text{ m}$, par conséquence $b = 3.45 \text{ m}$.

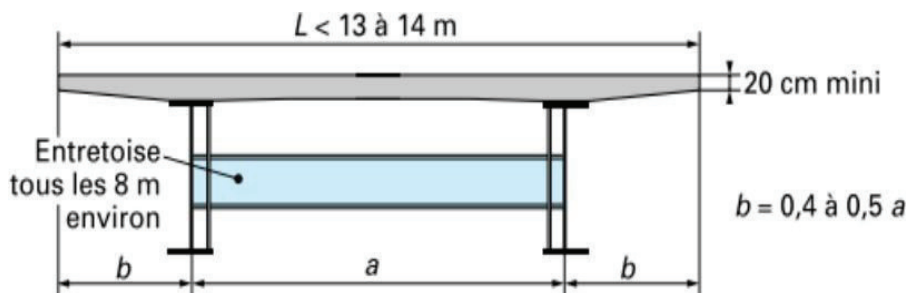


Figure IV.3 Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

IV.2.3.3 Conception des poutres principales :

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. Le tableau ci-dessous résume les dimensions sélectionnées

Tableau IV-7 Prédimensionnement des poutres métalliques.

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Hauteur du poutre	$H = L/28$	2860
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0,005 \times d$	45
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	50
Largeur semelle inférieure	$500\text{mm} \leq b_i \leq 12\ 00 \text{ mm}$	1200
Largeur semelle supérieure	$400\text{mm} \leq b_s \leq 1\ 000 \text{ mm}$	1000
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150$	60

IV.2.3.4 Conception des entretoises et contre vêtement :

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

Tableau IV-8 Pré-dimensionnement des entretoises et contre vêtement .

Elément	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise	500
Largeur de la semelle b	220
Epaisseur de la semelle t_f	20
Epaisseur de l'âme t_w	10

IV.2.3.5 Choix de la nuance d'acier :

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

IV.2.3.6 La connexion entre la dalle et la charpente métallique :

La connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, dont le rôle d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres. Leur espacement est déterminé par un calcul détaillé.

IV.2.3.7 Conception de l'infrastructure :

IV.2.3.7.1 Conception de pile :

La conception des piles dépend du type et du mode de construction du tablier, du type et du mode d'exécution de la fondation et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante.

Tableau IV-9 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 3.

Eléments	Dimensions (m)		Figure	
Pile	Diamètre	1.50		
	Hauteur	P1		9.21
		P2		10.75
P3	9.55			
Semelles	Largeur	6.00		
	Longueur	14.40		
	Hauteur	2.00		
Pieux	Nombre	8.00		
	Diamètre	1.20		
	Profondeur	25.00		

IV.2.37.2 Conception du Culée :

Les dimensions des éléments de la culée sont définies ci-dessous :

Tableau IV-10 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 3.

Eléments	Dimensions (m)		Figure	
Mur frontal	Hauteur	C1	2.85	
		C2	3.75	
	Longueur	14.40		
	Épaisseur	2.81		
Mur en retour	Épaisseur	0.70		
Mur garde grève	Hauteur	3.07		
	Épaisseur	0.4		
Semelles	Largeur	9.60		
	Longueur	14.4		
	Hauteur	2.00		
Pieux	Nombre	12.00		
	Diamètre	1.20		
	Profondeur	25.00		

IV.3 ANALYSE MULTICRITERE :

L'analyse multicritères est un outil d'aide à la décision utilisé pour comparer différentes options sur la base de critères préalablement convenus.

Dans cette analyse, on tiendra compte des critères principaux, qui sont :

- L'économie.

- L'entretien.
- L'exécution.
- L'esthétique.

Tableau IV-11 : Les avantages et les inconvénients

Variantes	Avantages	Inconvénients
V01: Pont a poutre type VIPP	<ul style="list-style-type: none"> • Un mode de réalisation qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. • L'absence a peu près complète de pathologie grave. • Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassement différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique . 	<ul style="list-style-type: none"> • Poids propre très important . • L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer et mettre en place des poutres. • Déformation des poutres par fluage due à la compression de leur partie inférieure.
V02 : Pont caisson (Voussoir) construit par encorbellement successif	<ul style="list-style-type: none"> • Le mode de construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières de longueur importante. • Eviter la construction d'appuis très large, cas des ponts poutres. • Souplesse d'exécution liée a la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre de bases de départ. 	<ul style="list-style-type: none"> • Disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la poses des gains et câbles et pour la mise en tension de ces derniers. • Le volume de calcul nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages. • Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers de précontrainte.
V03 : Pont mixte bipoutres	<ul style="list-style-type: none"> • La possibilité de franchir des grandes portées. • La rapidité d'exécution globale . • Sur le plan esthétique, une bonne symétrie en élévation. 	<ul style="list-style-type: none"> • Fatigue au niveau des assemblages et corrosions des éléments. • La nécessité d'une main d'œuvre qualifiée surtout pour ce qui concerne le soudage. • Entretien périodique.

IV.4 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF :

Calcul des devis pour les trois variantes

- Variante Pont a Poutre en Béton Précontrainte poste tension de 39ml

Tableau IV-12 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 1

N°	Designation	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Execution des pieux Ø1200mm	ml	1600	58 000,00	92 800 000,00
2	Recépage des pieux	Unité	64	11 000,00	704 000,00
3	Déblai pour fouille	m3	5180	900,00	4 662 000,00
4	Enrochemet pour protection de semelle	m3	5180	1 200,00	6 216 000,00
5	Acier kg	Kg	354400	130,00	46 072 000,00
6	Béton de propreté	m³	120	10 500,00	1 260 000,00
7	Béton RN27 pour pieux/semelle/piles	m³	2200	17 000,00	37 400 000,00
8	Béton RN35 pour hourdis	m³	650	25 000,00	16 250 000,00
9	Poutre En béton Précontrainte 39ml	Unité	48	2 867 400,00	137 635 200,00
10	Appareil d'appui en elastomère fretté	Unité	96	450 000,00	43 200 000,00
11	Garde de corps	ml	468	15 000,00	7 020 000,00
12	Glissière de sécurité	ml	468	11 200,00	5 241 600,00
13	Corniche et trottoire	ml	468	9 500,00	4 446 000,00
Montant Total HT					402 906 800,00
TVA19%					76 552 292,00
Montant Total TTC					479 459 092,00

- Variante Pont en Encorbelement successive (Voussoire)

Tableau IV-13 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 3

N°	Designation	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Execution des pieux Ø1200mm	ml	1600	58 000,00	92 800 000,00
2	Recépage	Unité	64	11 000,00	704 000,00
3	Déblai pour fouille	m3	4440	900,00	3 996 000,00
4	Enrochemet pour protection de semelle	m3	4440	1 200,00	5 328 000,00
5	Acier pour Béton Armé	Kg	798000	130,00	103 740 000,00
6	Acier de précontrainte	Kg	165000	550,00	90 750 000,00
7	Béton de propreté	m³	120	10 500,00	1 260 000,00
8	Béton RN27 pour pieux/semelle/piles	m³	2100	17 000,00	35 700 000,00
9	Béton RN35 pour Voussoire	m³	3250	25 000,00	81 250 000,00
10	Appareil d'appui en Elastomère fretté	Unité	14	700 000,00	9 800 000,00
11	Garde de corps	ml	468	15 000,00	7 020 000,00
12	Glissière de sécurité	ml	468	11 200,00	5 241 600,00
13	Corniche et trottoire	ml	468	9 500,00	4 446 000,00
Montant Total HT					442 035 600,00
TVA19%					83 986 764,00
Montant Total TTC					526 022 364,00

- Variante Pont Mixte en Bi-poutre Métalique PRS

Tableau IV-14 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 3

N°	Designation	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Execution des pieux Ø1200mm	ml	1200	58 000,00	69 600 000,00
2	Recépage des pieux	Unité	48	11 000,00	528 000,00
3	Déblai pour fouille	m3	3700	900,00	3 330 000,00
4	Enrochemet pour protection de semelle	m3	3700	1 200,00	4 440 000,00
5	Acier kg	Kg	200000	130,00	26 000 000,00
6	Beton de propreté	m ³	120	10 500,00	1 260 000,00
7	Beton RN27 pour pieux/semelle/piles	m ³	1515	17 000,00	25 755 000,00
8	Beton RN35 pour hourdis	m ³	650	25 000,00	16 250 000,00
9	Poutre Métalique PRS	kg	972800	550,00	535 040 000,00
10	Appareil d'appui en elastomère fretté	Unité	16	450 000,00	7 200 000,00
11	Garde de corps	ml	468	15 000,00	7 020 000,00
12	Glissière de sécurité	ml	468	11 200,00	5 241 600,00
13	Corniche et trottoire	ml	468	9 500,00	4 446 000,00
Montant Total HT					706 110 600,00
TVA19%					134 161 014,00
Montant Total TTC					840 271 614,00

IV.6. CONCLUSION :

Après le pré-dimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multicritères, on a opté pour la solution la plus avantageuse qui est le pont à poutres en béton précontraint par post tension car elle répond bien mieux aux critères de choix en termes d'économie (cout) et aussi son moded'exécution(délai).

CHAPITRE V



REPARTITION LONGITUDINALE ET MODELISATION.

V.1 INTRODUCTION :

Les calculs pour les ponts, comme pour toute autre construction, sont conçus pour vérifier compte tenu de la qualité, le dimensionnement est adopté pour lui apporter le niveau de fiabilité (initial) requis. Les exigences relatives aux matériaux à utiliser et le niveau de contrôle prévu lors de l'exécution pour remplir sa fonction, il doit pouvoir supporter, avec des marges appropriées, non seulement la force produite par son propre poids, y compris la force produite par tous les mouvements primitifs. Sera appliqué à sa nature et sa fonction.

Notons que ces charges et surcharges agissant sur le pont peuvent être classées comme suit

- Les actions permanentes.
- Les actions variables.

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, on doit déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées) transversalement et longitudinalement.

- Longitudinalement, le calcul du moment en utilisant les lois de la statique (RDM), on appliquera aussi le théorème de BARRE pour calculer le moment sous chargement B_c .

V.2 DETERMINATION DES CHARGES :

Les charges agissant sur l'ouvrage en phase de service ont déjà été définies dans le **CHAPITRE III HYPOTHESE DE CALCUL ET EVALUATION DE CHARGES** ce qui donne les résultats résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V-1 Calcul de la charge permanente CP et CCP

	RESULTAT
CCP =	1435,10 KN
G =	12945,00 KN
G =	331,90 KN.ml
G_{Total} =	77676,6385 KN

Tableau V-2 Calcul du système A(L)

Nombre de voies	L (m)	A(L) (kN/m ²)	α_1	A1(L) (Kn/m ²)	α_2	A2(L) (Kn/m ²)	Lv(m)	A2(L) (Kn/ml)
01	39	9.36	1	9.36	1.03	9.64	3.4	32.78
02	39	9.36	1	9.36	1.03	9.64	6.8	65.55
03	39	9.36	0.9	8.42	1.03	8.67	10.2	88.43
04	39	9.36	0.75	7.02	1.03	7.23	13.6	98.32

Tableau V-3 Calcul de coefficient dynamique pour le système Bc

Nombre de voies	bc	S(KN)	L(m)	G(KN)	δ
01	1.2	720	39	12945.5	1.053
02	1.1	1320			1.06
03	0.95	1710			1.065
04	0.8	1920			1.067

- **bc** :Coefficients de correction.

Tableau V-4 Calcul de coefficient dynamique pour le système Bt

Nombre de voies	bt	S(KN)	L(m)	G(KN)	δ
01	1.2	384	39	12945.5	1.05
02	1.2	768			1.054

- **bt** : Coefficients de correction .

Calcul de coefficient dynamique pour le système Mc120 :

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

Avec S=1100 KN ; G=12945.5 KN ; L=39 m .

$$\delta = 1.058$$

Les efforts de freinage pour le système A(L) :

$$F = A \times S / (20 + 0.0035 \times S) \text{ en KN} \quad (5.1)$$

Avec : S : la surface chargée en (m²).

Tableau V-5 Calcul les efforts de freinage pour le système A(L) Bt

N° voies	S (m ²)	A(L) (KN/m ²)	F(KN)
01	132.60	9.64	62.50
02	265.20	9.64	122.16
03	397.80	8.68	161.41
04	530.40	7.23	175.50

V.3 Calcul les réactions :

V.3.1 Réactions de tablier :

1. Réactions des charges permanentes :

Tableau V-6 Réactions des charges permanentes

	Pile (KN)	Coulée (KN)
Reaction	12945.5	6472.5

2. Réaction due aux surcharges :

Tableau V-7 Réactions de Système A(L)

	Culée (une travée chargée) KN	Pile (deux travées chargées) KN
R _{A11V}	1278.42	860.44
R _{A12V}	2556.45	1720.80
R _{A13V}	3448.77	2323.19
R _{A14V}	3834.48	2581.32

$$*R_{A(L)culée} = \max (R_{A11V} ; R_{A12V} ; R_{A13V} ; R_{A14V}) / 2 = 1917.24 \text{ KN} ; \text{ Avec : } A(L) = 9.36$$

$$*R_{A(L)Pile} = \max (R_{A11V} ; R_{A12V} ; R_{A13V} ; R_{A14V}) / 2 = 2581.32 \text{ KN} ; \text{ Avec : } A(L) = 6.30$$

Tableau V-8 Réactions de Système BC

	Culée (une travée chargée) KN	Pile (deux travées chargées) KN
R_{BC1V}	617.50	665.39
R_{BC2V}	1139.60	1227.98
R_{BC3V}	1483.26	1598.30
R_{BC4V}	1668.59	1797.95

*R_{BC culée} = 488.68 KN

*R_{BC} = 525.58 KN

*Système Mc120 :

Tableau V-9 Réactions de système Mc120

	Culée (une travée chargée) KN	Pile (deux travées chargées) KN
R_{MC120}	1085.70	1135.10

*Système D240 :

Tableau V-10 Réactions de système D240

	Culée (une travée chargée) KN	Pile (deux travées chargées) KN
RD240	1844.21	2144.21

V.6 Résultats :

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

L'étude de ce type d'ouvrage (courbe en biais), impose la modélisation de tablier entièrement (06 travée), mais on a étudié qu'une seule travée dans la suite de travail

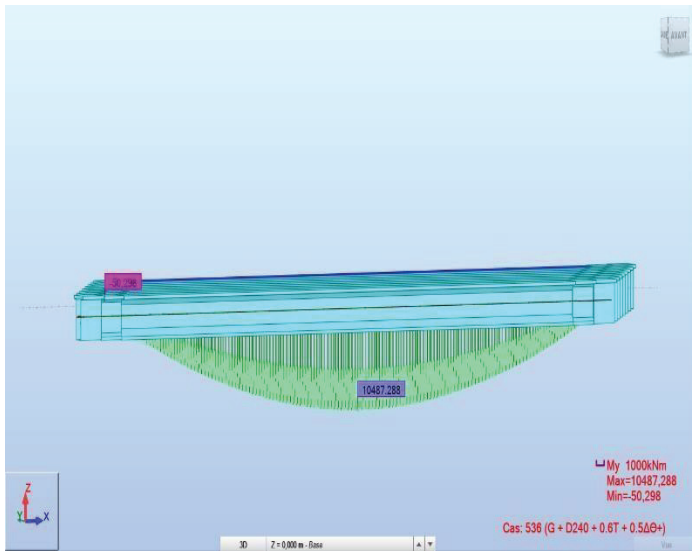


Figure V.11 Moment maximal à l'ELS.

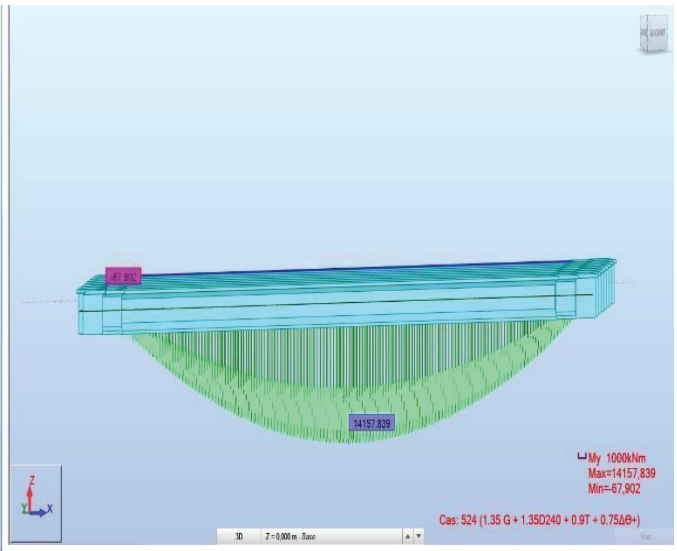


Figure V. 12 Moment maximal à l'ELS.

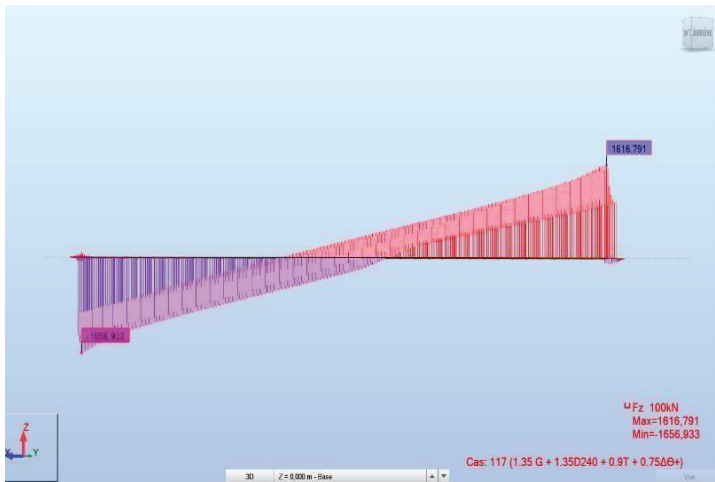


Figure V.13 Effort tranchant maximal à l'ELU.

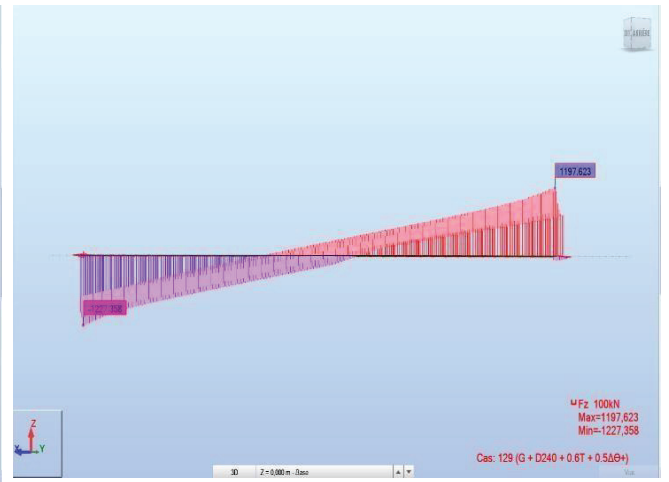


Figure V.14 Effort tranchant maximal à ELS

CHAPITRES VI



ETUDE DE LA PRECONTRAINTE.

VI.1 INTRODUCTION :

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

VI.2 PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION :

Le procédé consiste à tendre les câbles précontraints, après coulage et durcissement du béton, placé sur la pièce à compresser. La préfabrication des poutres précontraintes par post-tension se fait à travers plusieurs étapes :

Mise en place du coffrage ;

- Mise en place des armatures passives ;
- Mise en place des gaines plus l'étanchéité des gaines ;
- Mis en place des plaques d'appui ;
- Coulage du béton ;
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'étude pour autoriser la mise en tension ;
- Enfilage des câbles pendant le durcissement du béton ;
- Mis en place des plaques d'ancrage et des clavettes de blocage des torons dans le vérin d'ancrage et dans la plaque d'ancrage ;
- Mise en tension d'un seul coté pour les câbles courts ou des deux côtés pour les câbles longs .

VI.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

VI.3.1 Données de calcul :

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre avec et sans hourdis à la section about et médiane qui sont définies dans le tableau suivant :

Tableau VI-1 Caractéristiques de section d'about

	Section d'about	
	Poutre seule	Poutre + dalle
H(m)	2.00	2.50
B(m ²)	1.52	2.01
V'(m)	1.07	1.33

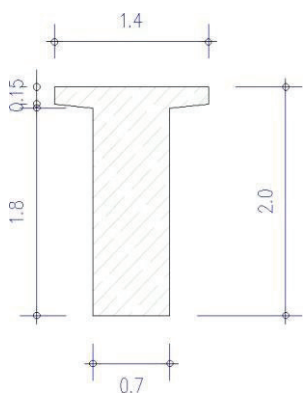
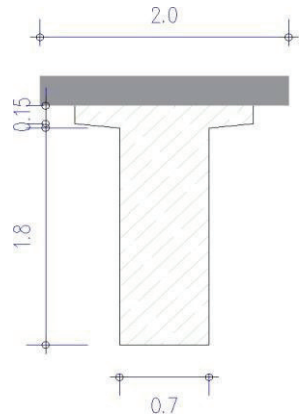
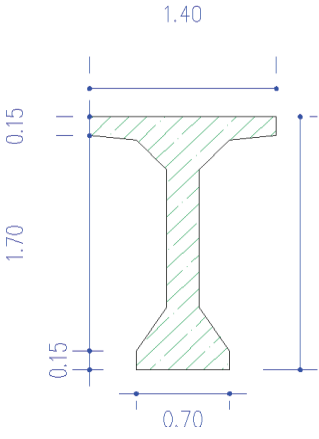
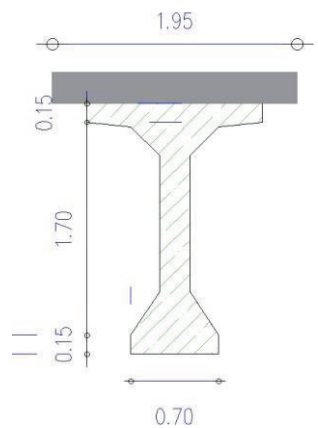
V(m)	0.93	0.92
I_G(m⁴)	0.56	0.97
Figure		

Tableau VI-2 Caractéristiques de section médiane

	Section médiane	
	Poutre seule	Poutre + dalle
H(m)	2.00	2.50
B(m²)	0.88	1.37
V'(m)	1.12	1.47
V(m)	0.88	0.78
I_G(m⁴)	0.45	0.86
Figure		

Les câbles utilisés sont des câbles **12T15** standards dont les caractéristiques sont affichées dans le tableau suivant :

Tableau VI-3 Caractéristiques des câbles 12T15

Cable	T15	Ap	0.00168m ²	D gaine	0.08mm	μ0	0.43
Nombre de torons	12	fprg	1770MP	f	0.18rd ⁻¹	ρ1000h	2.5
Ap 1 toron	140mm ²	Fp0	196.2KN	φ	0.002m ⁻¹	Ep	190000MPA
Ap 1 toron	0.00014mm ²	fpeg	1593MP	g	6mm	fe	500MPA

Les données de l'ouvrage et les caractéristiques du béton sont définies dans les tableaux suivants.

Données de l'ouvrage	
H (P)	2.00m
H(P+D)	2.25m
Lpoutre	39.00m
Npoutre	8 poutre
Edalle	0.25m
Enrobage	0.03m
Λ	1.95m
B about	0.70m
L portée	38m
L TC	1.4m

Caractéristiques du béton	
F_{csup}	35MPA
F_{cinf}	27MPA
F_{t28}	2.7MPA
σ_{bc}	21MPA
σ_{bt}	-4.05MPA
Résultats Logiciel (ELS)	
M_{gp}	4.01M N.m
M_{max}	10.49MN.m
M_{min}	6.84M N.m
V_M	1.20MN
V_m	0.77MN

VI.4 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

VI.4.1 Valeur minimale de la précontrainte en service :

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

$$P_{\min} = \sup(P1 ; P2) \dots (6.1)$$

$$PI = \frac{\Delta M \times B \times V \times V'}{I \times (V + V')}, \quad \text{Section sous critique} \dots (6.2)$$

$$P_{II} = \frac{M_{Max}}{\frac{I}{B \times v'} + v' - d'}, \quad \text{Section sur critique..... (6.3)}$$

Sachant que :

B : l'aire de la section.

v et **v'** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

I : le moment d'inertie de la section par rapport à Gz.

ρ : le rendement géométrique de la section.

d': la distance entre le centre de gravité des câbles et de la fibre inférieure,

$$d' = 0.1 \times h(\text{dalle+poutre}) .$$

σ_{bt1} et σ_{bt2} son des contraintes limites de traction .

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

Tableau VI-4 Evaluation de P_{MIN}

Evaluation de P _{MIN}			
σ_{bt1}	-4.05MPA	P_I	3.65MN
σ_{bt2}	-2.7MPA	P_{II}	6.44MN
d'	0.225m	P_{Min}	6.44MN

VI.4.2 Détermination du nombre de câble :

Le nombre de câble est donné par la relation suivante : $n \geq P_{min} / P_0 \times (1 - \Delta P_0)$ (6.4)

$\Delta P_0 =$ est la perte initiale de l'ordre 20-30% .

$P_0 =$ Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15 peut créer ; n : nombre de cables

$$P_0 = \min \{ (0.8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0.9 \times f_{peg} \times A_p) \} \dots\dots\dots (6.5)$$

Tableau VI-5 Détermination du nombre de câble.

$\Delta P =$	25%	4 cables de 12T15
T₀ =	1770	
P₀ =	2.38	
n ≥	3 cables	

VI.4.3 Pré-vérification des contraintes :

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

- **Phase 1** : après 7 jours de coulage de béton de la poutre, les câbles sont tirés à 50%, les pertes instantanées à la mise en tension sont estimées à 5%.
- **Phase 2** : après 28 jours, les câbles d'about sont tirés à 100%, les pertes instantanées à la mise en tension sont estimées à 10%.
- **Phase 3**: Après coulage de la dalle , les câbles d'about sont tirés à 100%, les pertes instantanées à la mise en tension sont estimées à 15%.
- **Phase 4** : en service, les pertes finales sont considérées 25%.

Les vérifications se font à mi-travée et les conditions à vérifier sont comme suit :

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

Avec :

$$\sigma_{inf} = P / B + (P \times e_0 - M) \times v' / I, \quad (6.6)$$

$$\sigma_{sup} = P / B - (P \times e_0 - M) \times v / I, \quad (6.7)$$

Avec : $e_0 = v' - d$

Tableau VI-6 Caractéristiques et résultats de chaque vérification des contraintes.

Premiere phase : Après 7jours		Deuxieme phase : Après 28jours	
<i>fc7</i>	23.18MPA	<i>fc7</i>	35MPA
<i>ft7</i>	1.99MPA	<i>ft7</i>	2.7MPA
<i>σbt1</i>	-2.99MPA	<i>σ1</i>	-4.05MPA
<i>σbt2</i>	-1.393MPA	<i>σbt2</i>	-1.89MPA
<i>σbc</i>	13.91MPA	<i>σbc</i>	21MPA
ΔP	5%	ΔP	10%
n câble	3cables	n câble	3cables
3éme phase: Après coulage de la dalle		4éme phase :Après 28 jours	
<i>fc7</i>	35MPA	<i>fc7</i>	35MPA
<i>ft7</i>	2.7MPA	<i>ft7</i>	2.7MPA
<i>σbt1</i>	-4.05MPA	<i>σbt1</i>	-4.05MPA
<i>σbt2</i>	-1.89MPA	<i>σbt2</i>	-2.7MPA
<i>σbc</i>	21MPA	<i>σbc</i>	21MPA

ΔP	15%	ΔP	25%
n câble	4cables	n câble	4cables

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

Tableau VI-7 Estimation des contraintes et interprétation des résultats

Phase	e_0	M_{max} (MN.m)	P(MN)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	observation
Phase 1	0.89	4.01	3.40	1.41	5.79	C.V
Phase2	0.89	4.01	6.43	11.57	3.96	C.V
Phase3	1.24	6.01	8.09	12.82	2.24	C.V
Phase4	1.24	10.48	7.14	2.41	6.70	C.V

• **Détermination du nombre de câble à l’about :**

$$\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} = P / B - (P * e_0 - M) * V' / I \leq \sigma_{bc} \quad P < 6.224 \text{ MN} \longrightarrow n \leq 2.9$$

$$\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} = P / B + (P * e_0 - M) * V' / I \leq \sigma_{bc} \quad P < 2.258 \text{ MN} \longrightarrow n \leq 4.31$$

Donc on ‘a : **3 câbles d’about + 1 câble à l’extrados**

VI.5 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTES :

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

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

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

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2ème degré : $1 / R \cong 8 \times f / l^2$

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.

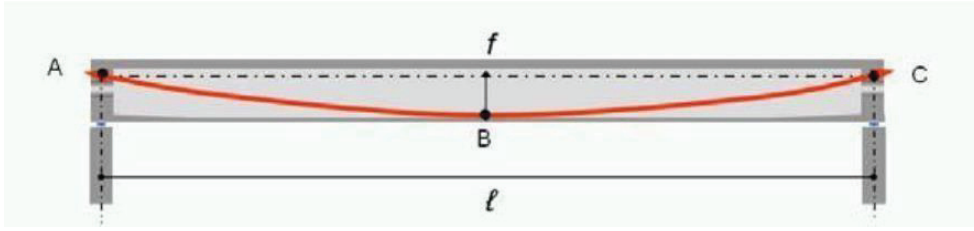


Figure VI.1 Géométrie des câbles

L'angle de déviation sur une longueur ℓ peut être calculé par l'équation : $Q(\ell) = 4 \times f/\ell$

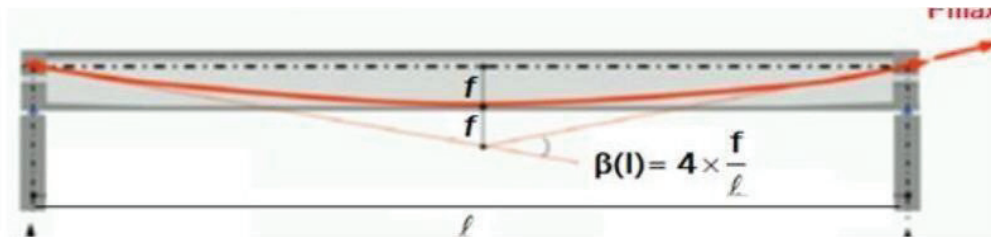


Figure VI.2 illustration du l'angle de déviation

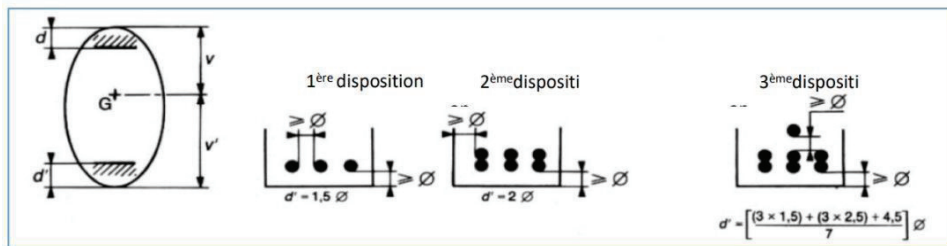
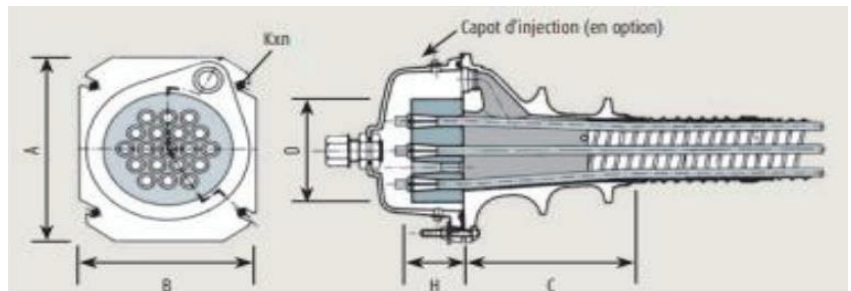
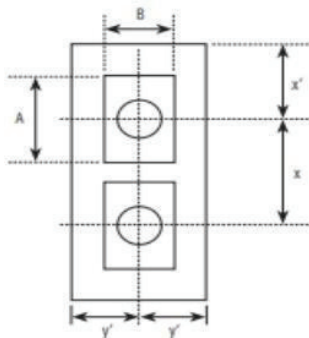


Figure VI.3 Dispositions constructives des câbles de précontrainte

- Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles à $x = l/2$, toute en suivant la 3ème disposition des câbles.
- Pour $x=0.44$ (espace de 0.44 m pour le cachetage), on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage.

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



Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$x \geq A + 30$ (mm)
 $y \geq B + 30$ (mm)
 $x \cdot y \geq a \cdot b$
 $x \geq 0,85 a$
 $y \geq 0,85 b$
 $x' \geq 0,5 x + \text{enrobage de béton} - 10$ (mm)
 $y' \geq 0,5 y + \text{enrobage de béton} - 10$ (mm)

Figure VI.4 Dimensions et dispositions des plaques d’ancrage

L’angle de relevage α à $x = 0.15$ est donné par la formule suivante :

$$\arcsin(\overline{VM} - \overline{VP}) \leq \alpha \leq \arcsin(\overline{Vm} + \overline{VP}) \quad (6.8)$$

\overline{V} : effort tranchant limite que peut supporter la section d’about,

$$\overline{V} = \overline{r} \times \overline{bn} \times 0.8 \times h \quad (6.9)$$

\overline{r} : contrainte tangentielle limitée en état limite de service,

$$\overline{r} = \sqrt{0.4 \times \overline{ftj} \times (\overline{ftj} + \overline{\sigma_x})} \quad (6.10)$$

$\overline{\sigma_x}$: contrainte normale au niveau de la fibre neutre, $\overline{\sigma_x} = P / \overline{Bn}$

\overline{Bn} : surface nette de la section d’about + hourdis, $\overline{Bn} = \overline{Bp} + d - n \times \overline{BGaine}$.

\overline{bn} : largeur nette de la section d’about + hourdis, $\overline{bn} = \overline{b0} - n \times \Phi$.

n : nombre de gaines par lit.

$\overline{b0}$: largeur brute.

\overline{BGaine} : surface de la gaine.

Φ : diamètre de la gaine, $\Phi = 8$ cm.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-8 Caractéristiques du tracé des câbles.

$$-16.19 \leq \alpha \leq 40.22$$

$\overline{bn(m)}$	\overline{Bn}	P	$\overline{\sigma_x}$	\overline{r}	\overline{V}	L cable	L rel	L pb
0.62m	1.995	5.355	2.684	2.411	2.690	39	1	37

N° câble	L(m)	$\alpha_{\text{réglage}}(^{\circ})$	Y _i (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			0.40	1.30	19.5			
C1	36.4	3.88	0.84	0.78	0.12	0.66	252.88	0.072
C2	36.4	5.53	1.18	1.10	0.20	0.90	184.70	0.098
C3	36.4	6.80	1.53	1.432	0.36	1.07	155.35	0.117
C4	36.4	19.29			0.44	1.26	87.50	0.171

VI.6 CALCUL DES PERTES :

On désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force inférieure qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories comme suit :

VI.6.1 TYPES DE PERTES :

VI.6.1.1 Pertes de tension instantanées :

- Pertes dues au frottement ;
- Pertes dues au recul à l'ancrage ;
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

Tel que : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma\phi + \Delta\sigma\sigma + \Delta\sigma\epsilon$

VI.6.1.1.1 Pertes par frottement :

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur les gaines lors de la mise en tension. La tension appliquée σp_0 à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

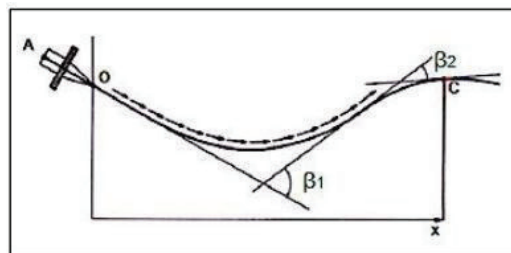


Figure VI.5 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

$$\sigma\phi(x) = \sigma p_0 \times (1 - e^{-(f \times Q + \phi \times x)})$$

σp_0 : La tension à l'origine

e: La base des logarithmes népériens

f: Coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}).

β: Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd)

φ : Coefficient de frottement en ligne (m^{-1})

x : La distance de la section considérée (m).

Tableau VI-9 Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° câble	$X=l/2(m)$	$\beta(rd)$	$f \times Q + \varphi \times x$	$\Delta\sigma\varphi(mpa)$	$\Delta\sigma\varphi_{moy}$	$\Delta\sigma\varphi_{moy}(\%)$
C1	19.50	0.072	0.052	71.696	81.913	5.78
C2	19.50	0.098	0.057	77.973		
C3	19.50	0.117	0.060	82.541		
C4	19.50	0.171	0.070	95.440		

Tel que :

$$\varphi = 0,002 (m^{-1})$$

$$f = 0,18 .$$

$$\sigma p0 = 1416 \text{ MPa}$$

VI.6.1.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage :

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

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

$$\Delta\sigma g(x) = 2 \times \sigma p0 \times k (d - x)$$

Avec :

$$K(x) : \text{En fonction de l'abscisse } x : k = f \times \beta l + \varphi$$

l : Longueur de la moitié de la poutre.

d : Longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage : $d = \sqrt{E_p \times g \sigma p0 \times k}$

g : Intensité du recul d'ancrage, $g = 6\text{mm}$

Tableau VI-10 Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage

N° câble	L(m)	K(m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma p(l/2)$	$\Delta\sigma p(0)$ mpa
C1	19.5	0.0026	17.826	0	131.256
C2	19.5	0.0029	16.880	0	138.550
C3	19.5	0.0030	16.600	0	141.034
C4	19.5	0.0035	15.365	0	152.300

VI.6.1.1.3 Pertes par déformation instantanée du béton (par raccourcissement) :

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

$$\sigma_e = 1E_p 2E_{ij} \times \sigma_{bi}$$

Avec :

$$\sigma_{bi} : \text{Contrainte parabole du béton} : \sigma_{bi} = P / B + P \times e^2 / I_G - M_P \times e / I_G$$

P : Effort de précontrainte, $P = n \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pMoy})$

A_p : Section du câble de précontrainte.

E_p : Module d'élasticité de l'acier. **E_p=195000MPa**

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

e : Excentricité moyenne des câbles.

M_p : Moment dû au poids propre de la poutre.

I_G : Moment d'inertie de la section médiane seule.

- **Mise en tension de la première famille (3 câbles de l'about)**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-11 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton (intrados)

P(MN)	Mgp(MPA)	Eij(MPA)	e (m)	B(m ²)	I(m ⁴)	n (cable)	σ _{bi}	σ _e	σ _e (%)
6.723	4.01	35981.730	0.894	0.884	0.450	3	11.578	31.373	2.21

- **Mise en tension de le deuxième famille (cable de l'extrados)**

$$\sigma_{bj} = (P_1 / B_P) + (P_1 \times e_1^2 / I_P) - (M_p \times e_1 / I_P) + (P_2 / B_T) + (P_2 \times e_2^2 / I_T) - (M_d \times e_2 / I_P)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-12 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton (extrados)

P1	P2	B _p	B _t	I _p	I _t	M _d	M _p	σ _{bj}	σ _e	σ _e (%)
6.6557	2.2413	0.884	1.370	0.45	0.86	2.831	4.01	12.7332	34.503	2.44

VI.6.1.2 Pertes de tension différées :

Elles se produisent pendant un temps long, après la mise en précontrainte de la structure.

Elles proviennent de l'évolution des caractères mécaniques des matériaux dans le temps. On distingue trois types de perte :

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

VI.6.1.2.1 Pertes par retrait :

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent.

La perte finale de tension due au retrait du béton est égale à :

$$\Delta\sigma_r = E_p s_r [r(t) - r(j)]$$

s_r : Retrait total du béton .

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

$r(t)$: Une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps très souvent, on peut négliger $r(j)$ devant t , ce qui conduit à la formule simplifiée suivante : $\Delta\sigma_r \approx E_p s_r$

Tableau VI-13 Valeur des Pertes par retrait

$E_p(\text{MPa})$	s_r	$\Delta\sigma_r(\text{MPa})$	$\Delta\sigma_r(\%)$
195000	2×10^{-4}	39	2.75

VI.6.1.2.2 Perte par fluage :

Le fluage du béton est une déformation, due essentiellement à une contrainte constante et permanente. Etant donné que les câbles sont ancrés dans le béton, ils vont subir la même déformation. La perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

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

σ_b : Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application.

- **Mise en tension de la première famille**

$$\sigma_{bi} = (P / B) + (P \times e^2 / I) - (M \times e / I)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-14 Valeur des Pertes par fluage(1ère famille)

$M_p(\text{MN.m})$	$I_{nette}(\text{m}^4)$	$B(\text{m}^2)$	$e(\text{m})$	$P(\text{MN})$	$\sigma_{bi}(\text{MPa})$	$\Delta\sigma_{fl}(\text{MPa})$	$\Delta\sigma_{fl}(\%)$
4.01	0.4342	0.8635	0.894	5.682	8.819	119.485	8.44

- Mise en tension de la deuxième famille :

$$\sigma_{bj} = (P_1 / B_P) + (P_1 \times e_1^2 / I_P) - (M_p \times e_1 / I_P) + (P_2 / B_T) + (P_2 \times e_2^2 / I_T) - (M_d \times e_2 / I_T)$$

Tableau VI-15 Valeur des Pertes par fluage (2ème famille)

P1(MN)	5.682
P2(MN)	1.8940
e1(m)	0.89
e2(m)	0.84
Mp(MN.m)	4.01
Md(MN.m)	2.831
Ip(m ⁴)	0.4342
It(m ⁴)	1.4918
Bp(m ²)	0.8635
Bt(m ²)	1.3510
σ_{bj} (MPa)	9.4300
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	127.7628
$\Delta\sigma_{fl}$ (%)	9.02

VI.6.1.2.3 Perte par relaxation :

La relaxation de l'armature tendue a diminué la tension des câbles, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

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

σ_i : Contrainte dans les armatures de précontrainte ; après les pertes instantanées

ρ_{1000} : Coefficient de relaxation à 1000 h (2.5% dans notre cas)

f_{prg} : Contrainte limite garantie à la rupture

μ_0 : Étant un coefficient pris égal à :

0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR). (Notre cas)

0,30 pour les armatures à relaxation normale (RN).

0,35 pour les autres armatures.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-16 Pertes par relaxation.

σ_i (MPa)	1127.426
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	35.000
$\Delta\sigma_p$ (%)	2.47

VI.6.1.2.4 Perte de tension différée totale :

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_{rel}$$

VI.6.1.3 Pertes totales :

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

Tableau VI-17 Résultat pertes totales

$\Delta\sigma_{Inst}$	8.105 %
$\Delta\sigma_{Diff}$	13.538 %
$\Delta\sigma_{total}$	21.643 %

VI.7 VERIFICATION DES CONTRAINTES :

Pour les quatre étapes mentionnées précédemment, il est nécessaire de vérifier la contrainte normale et les tangentes produites par cette structure si elles sont conformes aux critères, donc pas plus de limiter les contraintes.

VI.7.1 Contraintes admissibles :

Tableau VI-18 Contraintes Admissibles

			Cas
j ≥ 28 jours	σ_{bcj} (Mpa)	21	Exécution /Q. Rares / Q.Féquente
	σ_{bt1} (Mpa)	-4.05	
	σ_{bt2} (Mpa)	-1.89	Exécution
	σ_{bt2} (Mpa)	-2.7	Q. Rares
j = 7 jours	σ_{bcj} (Mpa)	13.91	Exécution /Q. Rares / Q.Féquente
	σ_{bt1} (Mpa)	-2.99	
	σ_{bt2} (Mpa)	-1.39	Exécution
	σ_{bt2} (Mpa)	-1.99	Q. Rares

VI.7.2 Caractéristiques nettes des sections :

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gaines. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS

Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel AUTOCAD 2016.

Tableau VI-19 Caractéristiques nettes des sections

	X=0.5		X=L/4		X=3L/8		X=L/2	
	Poutre seule	Poutre+dalle	Poutre seule	Poutre+dalle	Poutre seule	Poutre+dalle	Poutre seule	Poutre+dalle
H(m)	2.000	2.250	2.000	2.250	2.000	2.250	2.000	2.250
B_{nette}(m²)	1.512	2.000	0.864	1.351	0.864	1.351	0.864	1.351
V_n(m)	0.928	0.922	0.873	0.763	0.868	0.759	0.866	0.758
v'_n (m)	1.072	1.328	1.127	1.487	1.132	1.491	1.134	1.492
I_{nG} (m⁴)	0.557	0.969	0.442	0.755	0.437	0.746	0.434	0.743
ρ (%)	37.050	39.590	52.050	49.270	51.490	48.800	51.490	48.590

VI.7.3 Justifications de la poutre a l'ELS :

Pour les justifications aux ELS . on doit calculer les deux valeurs caractéristiques P1 et P2 tel que :

$$P1 = 1.02 \times P0 - 0.8 \times \Delta P$$

$$P2 = 0.98 \times P0 - 1.2 \times \Delta P$$

Avec : ΔP : les pertes de tension de chaque phase

$$P0=2.38 \text{ MN}$$

Tableau VI-20 Caractéristiques de chaque phase de vérification.

	N câbles	Mt%	ΔP	P1	P2	$d_{x=0.5}$	$d_{x=l/4}$	$d_{x=3l/8}$	$d_{x=l/2}$
Phase1	3	50	4.05	3.52	3.32	0.84	0.48	0.88	0.23
Phase2	3	100	8.11	6.82	6.30	0.84	0.84	0.88	0.23
Phase3	4	100	14.87	8.57	7.63	0.84	0.61	0.37	0.28
Phase4	4	100	21.63	8.06	6.86	0.84	0.61	0.37	0.28

VI.7.4 Justification des contraintes normales :

Dans la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes beaucoup plus importantes donc on doit vérifier les contraintes en phases de construction, on utilisant la condition suivante :

$$\bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } \bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{sup} \leq \bar{\sigma}$$

Avec : $\sigma_{inf} = P / B + (P \times e_0 - M) \times v' / I$ et $\sigma_{sup} = P / B - (P \times e_0 - M) \times v / I$

Tableau VI-21 Calcul des contraintes pour les phases 1 et 2

	Phase1				Phase 2				
	x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	
e (m)	0.23	0.65	0.25	0.91	0.23	0.65	0.25	0.91	
M_{ELS}	-0.01	2.96	3.75	4.01	-0.01	2.96	3.75	4.01	
P1(MN)	3.52	3.52	3.52	3.52	6.82	6.82	6.82	6.82	
P2(MN)	3.32	3.32	3.32	3.32	6.30	6.30	6.30	6.30	
σ_p (MPa)	σ _{sup}	-0.01	5.85	7.45	8.00	-0.01	5.85	7.45	8.00
	σ _{inf}	0.01	-7.54	-7.38	-10.00	0.01	-7.54	-9.72	-10.48
σ_{p1} (MPa)	σ _{sup}	0.97	-0.42	2.31	-2.30	1.88	-0.81	4.48	-4.45
	σ _{inf}	3.90	9.89	6.39	12.44	7.54	19.13	12.35	24.07
σ_{p2} (MPa)	σ _{sup}	0.92	-0.40	2.18	-2.17	1.74	-0.75	4.14	-4.11
	σ _{inf}	3.68	9.33	6.02	11.73	6.97	17.68	11.42	22.24
σ_{MAX} (MPa)	σ _{sup}	0.96	5.43	9.76	5.69	1.87	5.03	11.93	3.54
	σ _{inf}	3.91	2.35	-1.00	1.97	7.55	11.59	2.63	13.59
σ_{MIN}(MPa)	σ _{sup}	0.91	5.45	9.63	5.83	1.73	5.09	11.59	3.88
	σ _{inf}	3.69	1.78	-1.36	1.26	6.98	10.14	1.70	11.77

Tableau VI-22 Calcul des contraintes pour les phases 3 et 4

	Phase3				Phase4				
	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)	0.49	0.88	1.13	1.21	0.49	0.88	1.13	1.21	
M_{ELS}	-0.05	7.87	9.91	10.47	-0.05	7.87	9.91	10.47	
P1	8.57	8.57	8.57	8.57	8.06	8.06	8.06	8.06	
P2	7.63	7.63	7.63	7.63	6.86	6.86	6.86	6.86	
σ_p (MPa)	σ _{sup}	-0.05	7.95	10.69	10.69	-0.05	7.95	10.08	10.69
	σ _{inf}	0.07	-15.50	-19.79	-21.04	0.07	-15.50	-19.79	-21.04
σ_{p1} (MPa)	σ _{sup}	0.31	-1.28	-3.47	-4.26	0.29	-1.20	-3.27	-4.01
	σ _{inf}	10.03	21.20	25.62	27.22	9.43	19.93	24.08	25.59
σ_{p2}(MPa)	σ _{sup}	0.27	0.29	1.61	-3.79	1.79	0.55	3.05	-3.41
	σ _{inf}	8.92	18.86	22.79	24.22	8.02	16.95	20.49	21.77
σ_{MAX} (MPa)	σ _{sup}	0.26	6.67	6.61	6.43	0.24	6.75	6.82	6.68
	σ _{inf}	10.10	5.71	5.83	6.19	9.49	4.43	4.29	4.55
σ_{MIN} (MPa)	σ _{sup}	0.22	8.24	11.69	6.90	1.72	8.50	13.13	7.28
	σ _{inf}	8.99	3.37	3.00	3.18	8.09	1.46	0.69	0.73

VI.7.5 Justification des contraintes tangentielles :

Le but de cette vérification c'est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

La vérification des contraintes tangentielle sera calculée pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

- $r^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x] = r^2_1$
- $r^2 \leq f_{tj} / f_{cj} [0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = r^2_2$

Si $\sigma_x < 0,4 \cdot f_{cj}$ on a ; $r^2_1 \leq r^2_2$ donc on vérifie juste que $r < r^2_1$

$\sigma_x = P / B_n$ et $P = \sum P_i \cos \alpha_i$

τ : Contrainte tangentielle ;

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité ;

P : Effort de précontrainte ;

B_n : Surface nette de la section considérée.

	P _i	α _i	P _i cos α _i	P _i sin α _i
i=1	1.86	3.88	1.86	0.11
i=2	1.86	5.53	1.85	0.16
i=3	1.86	6.80	1.85	0.2
Somme	/	/	5.56	0.47

$\sigma_x = 2.79 < 14\text{MPa}$ donc on vérifie juste que $r < r^2_1$

La contrainte tangentielle au niveau d'une section est donnée par la formule suivante :

$= V_{red} \cdot S_n / I_n \cdot b_n$, avec $V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \cdot \sin \alpha_i$

Sachant que :

V_{red} : Effort tranchant réduit ;

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

b_n : Largeur nette de la section ;

I_n : Moment d'inertie nette de la section Les résultats sont résumés dans le tableau suivant .

Tableau VI-23 Contrainte tangentielle « τ ».

r_1	Vser	Vred	Sn	In	bn	r
5.93	1.2	0.73	0.72	0.97	0.62	0.87

$r < r_1$ Condition vérifier

VI.7.6 Armatures des zones tendues :

Dans les parties de section où le béton est tendu et sous réserve que la zone tendue présente une hauteur supérieure à 5 centimètres, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale A_s (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).

$$A_s = Bt/1000 + (N_{Bt}/ f_e \times f_{tj}/ \sigma_{Bt})$$

Avec :

Bt : Aire de la section du béton en traction.

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

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

$A_s=0 \text{ cm}^2$ donc pas besoin des armatures tendues

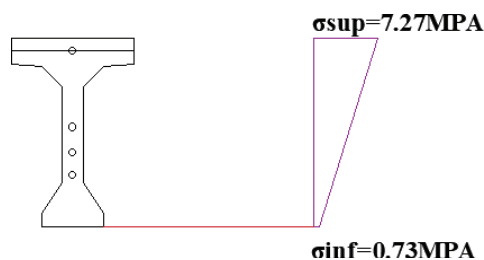


Figure VI.6 Diagramme des contraintes à mi travée

VI.7.7 Justifications de la poutre a l'ELU :

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

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

$$Tg2\beta_u = 2 r / (\sigma_x - \sigma_y) , \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

β_u : Etant toutefois borné inférieurement à 30° .

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

τ_u : Contrainte tangentielle ultime $r_u = V_{red}(y) / I_n \cdot b_n$

Tableau VI-24 Détermination de l'angle β_u

Vu(MPA)	Vred(MPA)	Sn(m ³)	In(m ⁴)	bn(m ²)	Bn(m ²)	σ_x (MPA)	τ_u (MPA)	β_u
1.66	1.13	0.73	0.97	0.62	1.99	2.79	1.37	22.27°

On prendre : $\beta_u = 30^\circ$

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

$$A_t \times f_e / b_n \times S_t \times \gamma_s \geq [u - f_{tj} / 3] \times \tan \beta_u$$

A_t : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.

s_t : Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s = 1,15$: Pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

b_n : Largeur nette de la section d'appui.

$$A_t / S_t \geq 0.387 \text{ cm}$$

Nous retiendrons donc un cadre HA10 avec un espacement 15 cm

VI.7.8 Justifications du béton :

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

$$r_u \leq f_{c28} / 6$$

Sachant que : $\tau_u = 1.37 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$1.37 \text{ MPa} < 5.83 \text{ MPa}$ (la condition est vérifiée).

CHAPITRES VII



ETUDE DU TABLIER.

VII.1 INTRODUCTION :

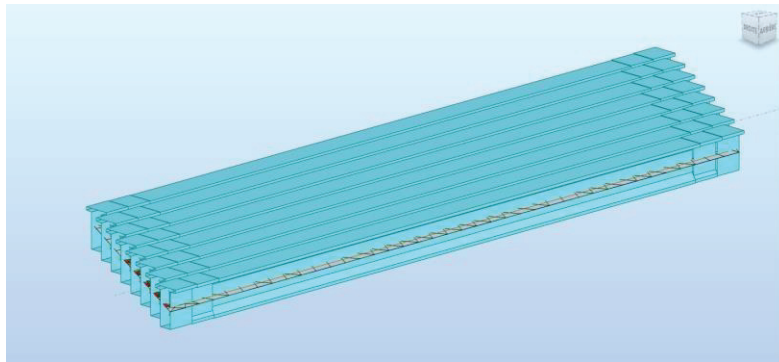
Afin d'avoir un ouvrage d'un pont avec les éléments structuraux solide et réalisable, il est nécessaire de passer par l'étude d'un tablier dont ce chapitre nous allons développer.

Le tablier est un l'élément essentiel dans tout ouvrage similaire, il permet de supporter les différentes charges qui s'appliquent sur lui, vu que c'est l'élément porteur de la voirie.

Il permet également de faire la transition des charges vers les autres différents éléments structuraux, principalement les poutres avec une transition directe.

Le tablier est un élément principal dans le pont, quel que soit son type, il est constitué d'une dalle, une structure plane

Pour cela nous allons traiter dans ce chapitre l'étude du tablier et les dispositifs nécessaires du l'ouvrage, leurs modèles, dimensions et les vérifications si nécessaire.



Figures VII.1 : Vue en 3D du tablier de pont.

VII.2 FLECHES ET CONTRE FLECHES :

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et la Précontrainte.

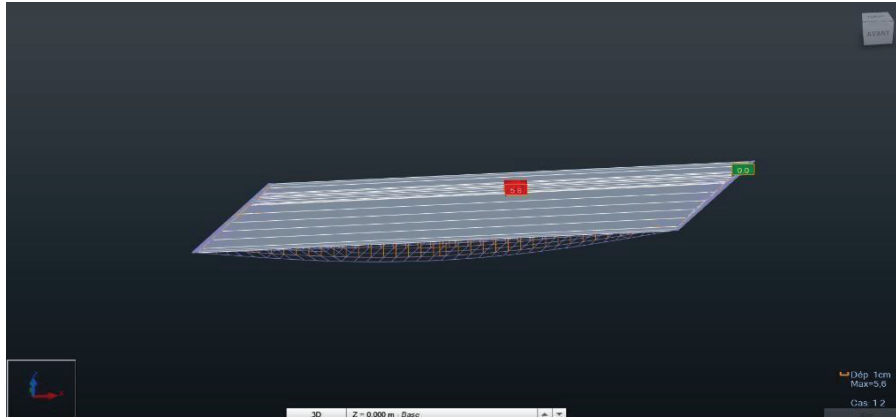
Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent se produire librement pour qu'elles ne puissent pas modifier les effets de la précontrainte, sinon des fissurations peuvent apparaître sur certaines sections.

On utilise le logiciel Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2020 pour la détermination des différentes flèches.

VII.2.1 Flèche due au poids propre :

Les flèches positives comptent vers le bas et les flèches négatives comptent vers le haut (contre flèche).

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie.

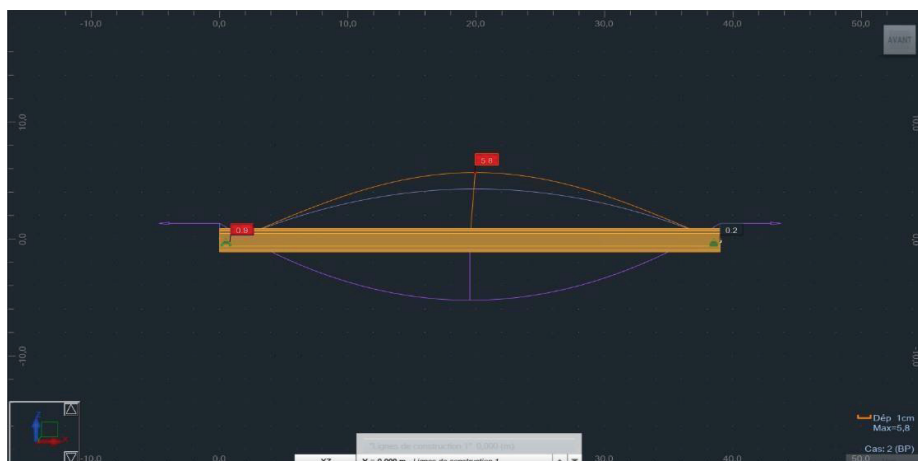


Figures VII.2 : Flèche max de la poutre due à poids propre.

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

$$f_g = 5.60 \text{ cm}$$

VII.2.2 Contre flèche de précontrainte :



Figures VII.3 Contre flèche maximale de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte

D'après ce diagramme on constate que la contre flèche maximale de la poutre due à la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les quatre câbles) est égale à :

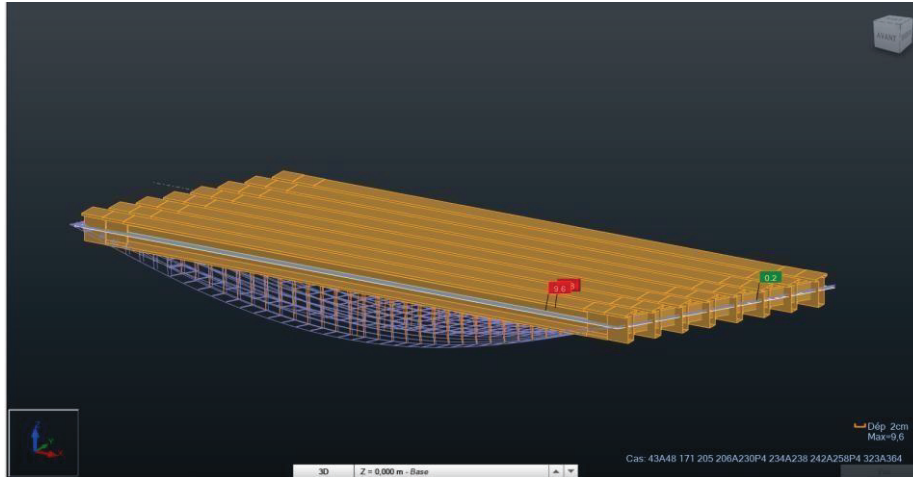
$$f_p = -5.8 \text{ cm}$$

VII.2.3 Flèche due à la construction :

$$f_c = 3/4(f_p - f_g) = 3/4 (5.80 - 5.60) = 0.15 \text{ cm} \rightarrow f_c = 0.15 \text{ cm}$$

VII.2.4 Flèche maximale à ELS :

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



Figures VII.4 : Flèche maximale 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 :

$$f_{ELS} = 9.6 \text{ cm}$$

VII.2.5 Flèche totale :

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

$$f_t = f_c + f_p + f_{ELS} = (0.15 + (-5.8) + 9.6) = 3.95 \text{ cm}$$

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : $f_t = 3.85 \text{ cm}$ est inférieure à la flèche admissible : ($f_{adm} = L/500 = 39/500 = 7.8 \text{ cm}$) $\rightarrow f_t < f_{adm}$

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

VI.4 ETUDE DE L'HOURLDIS :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui fonctionne en flexion simple suivant les deux directions longitudinale et transversale et joue le rôle d'entretoise, cela permet d'assurer la répartition transversale des efforts. Cette dalle doit également supporter les charges de certains équipements du pont (CCP) et à transmettre ces dernières aux poutres puis aux fondations. Elle est soumise à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale
- Une flexion transversale

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- Epaisseur : 25 cm ;
- Largeur : 15.6m ;
- Longueur : 234.02 m.

VII.4.1 Evaluation des efforts :

Les moments fléchissant max et min sont obtenus par les combinaisons : (1,35 G+1,35 D240) (1.35G+1.6BC1) et (1.35G+1.6BT1) à l'aide de logiciel Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2020 .

Tableau VII-1 Moment maximale dans la nappe inférieure (ELU)

	Mx(KN.m)	My(KN.m)	Mxy(KN.m)
Combinaison	1.35G+1.6BC1	1.35G+1.6BT1	1.35G+1.35D240
Mmax	51.72	37.69	29.40

Tableau VII-2 Moment minimale dans la nappe supérieure (ELU)

	Mx	My	Mxy
Combinaison	1.35G+1.35D240	1.35G+1.35D240	1.35G+1.6BC1
Mmin	-69.60	-84.34	-33.38

VII.4.2 Ferrailage :

Afin de rendre la conception plus sur et selon les variétés et les choix conceptuels et en raison de l'absence de méthodologie standard, nous avons opter pour une conception de modélisation des tabliers de pont, particulière : la démarche de calcul des moments de torsion était basé sur la méthode **WOOD-ARMER**, en considérant que les moments de torsion peuvent être incorporés et en convertissant ces derniers en moment de flexion équivalents

Sur le volet de calcul de quantité de ferrailage nous avons deux différentes démarches de calcul :

Elément fini : La quantité de ferrailage a partir des éléments finis WOOD ARMER : La quantité de ferrailage a partir des moments de torsion

VII.4.2.1 Ferrailage nappe inferieure :

$$A_s = M^*_u / Z \times \sigma_s$$

$$\sigma_s = 434 \text{MPa}$$

$$Z = 0.81h = 20.25 \text{ cm}$$

- **Les moments généralisés (Wood-Armer) :**

$$M^*_x = M_x + 2M_{xy} \times \cot \alpha + M_y \times \cot^2 \alpha + | (M_{xy} + M_y \times \cot \alpha) / \sin \alpha |$$

$$M_{\alpha}^* = (M_y / \sin^2 \alpha) + | (M_{xy} + M_y \times \cot \alpha) / \sin \alpha |.$$

Avec :

$\alpha = 300^\circ$ (l'angle de armature transversal mesure dans le sens des aiguilles d'une montre à partir de l'axe X).

D'après le calcul manuel :

$$M_x^* = 39.156 \text{ KN.m/ml} \quad \longrightarrow \quad A_s = 4.45 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on opte pour } 6\text{HA}10/\text{ml} \text{ (} A_s = 4.71 \text{ cm}^2 \text{),}$$

avec $st = 17 \text{ cm}$.

$$M_{\alpha}^* = 59.075 \text{ KN.m/ml} \quad \longrightarrow \quad A_s = 6.72 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on opte pour } 6\text{HA}12/\text{ml} \text{ (} A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \text{),}$$

avec $st = 17 \text{ cm}$.

VII.4.2.1 Ferrailage nappe supérieure :

$$A_s = M_{\alpha}^* / Z \times \sigma_s$$

$$\sigma_s = 434 \text{ MPA}$$

$$Z = 0.81h = 20.25 \text{ cm}$$

- **Les moments généralisés (Wood-Armer) :**

$$M_x^* = M_x + 2M_{xy} \times \cot \alpha + M_y \times \cot^2 \alpha - | (M_{xy} + M_y \times \cot \alpha) / \sin \alpha |$$

$$M_{\alpha}^* = (M_y / \sin^2 \alpha) - | (M_{xy} + M_y \times \cot \alpha) / \sin \alpha |$$

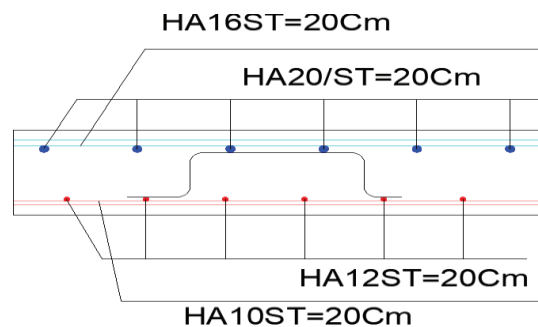
D'après le calcul manuel :

$$M_x^* = 76.856 \text{ KN.m/ml} \quad \longrightarrow \quad A_s = 8.75 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on opte pour } 5\text{HA}16/\text{ml} \text{ (} A_s = 10.05 \text{ cm}^2 \text{),}$$

avec $st = 20 \text{ cm}$.

$$M_{\alpha}^* = 130.144 \text{ KN.m/ml} \quad \longrightarrow \quad A_s = 14.81 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on opte pour } 5\text{HA}20/\text{ml} \text{ (} A_s = 15.71 \text{ cm}^2 \text{),}$$

avec $st = 20 \text{ cm}$.



Figures VII.5: Ferrailage de l'hourdis.

VII.5 ARMATURE PASSIVE TRANSVERSALE DES POUTRES :

VII.5.1 Armature de peau :

Des armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie des pièces prismatiques.

$A_{min} \geq \text{Max} (3 \text{ cm}^2/\text{m}$ de longueur mesuré sur la section droite de l'ouvrage

Ou 0.1% de la section de la poutre).

- $0.1\%B = 0.001 \times 880 = 0.88 \text{ cm}^2$

On choisit une armature de H20, pour section médiane

- $0.1\%B = 0.001 \times 1520 = 1.52 \text{ cm}^2$

On choisit une armature de, pour section about

VII.6. CONCLUSION :

Une bonne étude exige un bon dimensionnement et un bon ferrailage. Nous avons appliqué les règles vigueur pour le cas de l'hourdis et des poutres. Dans les prochaines chapitre, nous exposons l'étude sismique.

CHAPITRES VIII



ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU TABLIER.

VIII.1 INTRODUCTION :

Les équipements de pont couvrent un ensemble de dispositifs de fonctionnement très divers dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, Ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers comme le garde-corps et le joint de chaussée, Ils permettent de protéger la structure et ses abords en favorisant son bon fonctionnement.

VIII.2 APPAREIL D'APPUI :

Les poutres reposent sur les appuis (pile et culée) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis dont le rôle est de transmettre les efforts verticaux et horizontaux dus à la charge permanente et aux charges d'exploitation.

VIII.2 .1 Choix du type d'appareil d'appui :

Le choix de l'appareils d'appuis élastomère fretté **Type B** : appareil d'appui comportant au moins deux frettes et entièrement enrobé, Ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuilletts d'élastomère d'épaisseur constante, Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet $e = t_i / 2$.

Selon Guide Technique SETRA

➤ Aire de 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.

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

σ_{max} : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis.

R_{max} : Réaction d'appui à ELU.

$R_{max} = 1.62 \text{MN}$ Résultats du ROBOT la réaction max de la poutre.

On trouve $a \times b \geq 810 \text{ cm}^2$, on prend $a \times b = 350 \times 350 \text{ mm}^2$

➤ L'épaisseur de l'appareil d'appui T :

La vérification de la condition de non-flambement pour déterminer la hauteur de l'élastomère :

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

$$35 \text{ mm} \leq T \leq 70 \text{ mm}$$

➤ Dimensionnement des frettes :

Pour déterminer les épaisseurs des couches de l'appareil d'appui, on vérifie les conditions sur la contrainte de traction des frettes suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\sigma_m = R_{max} / a \times b = 13.22 \text{ MPA}$$

$$\beta = a \times b / 2 \times G \times (a+b) = 9.72$$

Avec

σ_e : contrainte limite de traction des frettes ($\sigma_e = 235 \text{ MPA}$).

G : le module de cisaillement $G = 0.9 \text{ MPA}$ (cas statique) notre cas ; $G = 1.2 \% \text{ MPA}$ (cas dynamique)

D'où $t_s = 2.05 \text{ mm}$.

On prendra : Feuilles d'élastomère : $t_i = 10 \text{ mm}$.

Frettes métalliques de : $t_s = 2.5 \text{ mm}$.

Enrobage des chants : 4 mm.

Enrobage extérieur : 2.5mm.

T : épaisseur totale de l'élastomère.

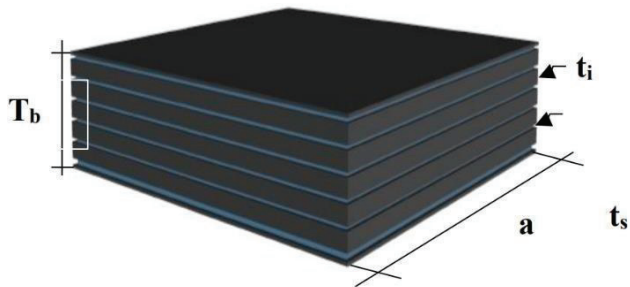
T_b : hauteur totale de l'appareil d'appui. $T_b = (n \times t_i) + ((n+1) \times t_s) + (2 \times e)$

n : nombre de feuilles élémentaires .

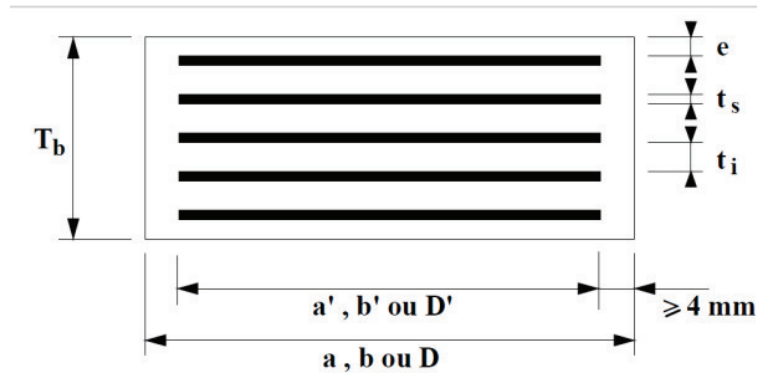
Les dimensions sont présentées de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-après.

Tableau VIII.1 Dimensions de l'appareil d'appui.

Dimensions	Valeurs
a	350mm
b	350mm
t_i	10mm
t_s	2.5mm
n	5couche
T	55mm



T_b	70 mm
-------	-------



Figures VIII.1: Dimensions de l'appareil d'appui.

VIII.3 ETUDE SISMIQUE :

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

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le présent pont est de 1^{ère} groupe, classé en zone IIa
- Le sol est de catégorie S3 (site meuble).
- L'accélération de zone A = 0.25g

VIII.3.2 Méthode de calcul :

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

La méthode spectrale monomodale, s'applique aux ponts remplissant certains critères simultanément, parmi ces critères, le biais (angle de l'axe de tablier avec l'axe de ses appuis) doit être supérieur à 70 grades, notre ouvrage (33.33 grades) ne remplit pas cette condition, alors on applique la deuxième méthode « la méthode du spectre de réponse ».

VIII.3.3 Spectre de réponse :

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

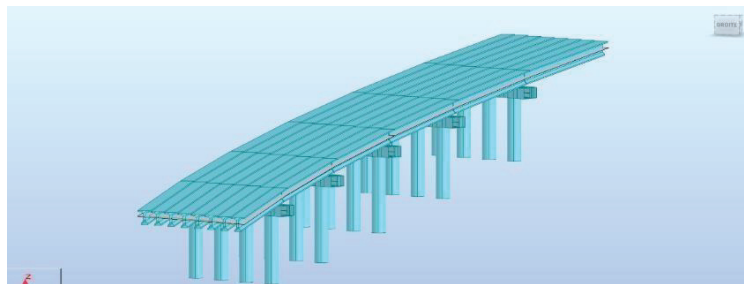


Figure VIII. 2 Modèle de calcul multimodal.

VIII.3.3.1 Spectre de réponse de la composante horizontale :

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

$$S_{ae}(T, \xi) = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS(\frac{T_2}{T}) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS(\frac{3T_2}{T^2}) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

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

A : coefficient d'accélération de zone. A = 0.25

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

S : coefficient du site S = f(S3) = 1.1 (RPOA, tableau 3.3).

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

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

(T1, T2) = f(S3) = (0.15 ; 0.40)

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

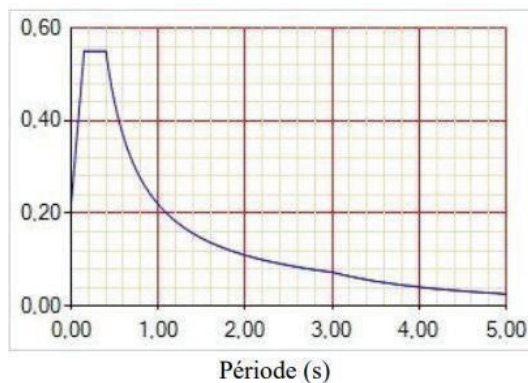


Figure VII. 3 Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale

VIII.3.4 Modes propres :

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

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

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	0.70	1.42	52.75	30.82	0.00	52.75	30.82	0.00
2	0.72	1.38	52.82	30.82	0.00	0.11	0.00	0.00
3	0.73	1.38	85.22	81.56	0.00	32.36	50.74	0.00
...								
34	5.38	0.19	96,63	94,92	65,20	1,16	1,83	0,00
35	5.41	0.18	96.63	94.92	65.20	0.00	0.00	0.00

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

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

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

- $E1 = \pm Ex \pm 0.3 Ey \pm 0.3 Ez$
- $E2 = \pm Ey \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ez$
- $E3 = \pm Ez \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ey$

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

VIII.3.6 Efforts sismiques :

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

VIII.4 VERIFICATION DE L'APPAREIL D'APPUI :

La reprise des charges verticales, horizontales et les rotations de la part des appareils d'appuis mènent à l'apparition de déformation qui s'accompagnent de contraintes qui sont nécessaire à limiter pour éviter toute dégradation. Il y a quatre types de vérification pour les appareils d'appuis en élastomère fretté, ces vérifications se font selon le RPOA 2008 et on trouve :

VIII.4.1 Résistance à la compression :

La contrainte moyenne de compression doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{ap} = R_{max} / a \times b \leq 20MPA$$

$$R_{max}=1.62\text{MPa}$$

$$\sigma_{ap}=13.22\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

IX.4.2 Sécurité au flambement :

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

γ_s : coefficient de sécurité, $\gamma_s = 3$.

P_u : valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

P_c : charge critique de flambement, $P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$, tel que :

G : module de cisaillement, $G = 0.9 \text{ MPa}$.

B : aire nominale en plan de l'appui, $B = a \times b$.

d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère, $d = t_i + t_s$.

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

S : facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet) $S = (a \times b) / (2t_i (a + b))$.

Tableau VIII. 2 Résultat vérification flambement appareil d'appuis

S	d(m)	h(m)	B(m ²)	Pc(MN)	Pu(MN)
8.75	0.0125	0.07	0.123	6.054	1.620

$$4.86\text{MN} \leq 6.054\text{MN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII.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 :

- $\delta_c \leq 0.7 + 4 (\delta_0 - 0.7)(0.25 - P)$ si $P = P_u / P_c \leq 0.25$.
- $\delta_c \leq 1.4(1 - 2P)$ si $P = P_u / P_c \geq 0.25$.

Avec : $\delta_0 = c/h_c$; borné par : $0.7 < \delta_0 < 2$.

c : le petit côté de l'appareil d'appui, $c = 0.35 \text{ m}$.

h_c : épaisseur totale de l'élastomère, $h_c = 0.05 \text{ m}$.

Application numérique :

$P_u = 1.62MN$; $P_c=6.054MN$; $P = 0.27$; $d=0.0125m$;

$p = 0.27 \geq 0.25$; Donc $\delta c = 0.644$;

$\gamma = 0.067$ alors $\delta = \gamma/T_b$

$0.644 > 1.215$ Condition non vérifiée si non vérifiée on fait des dispositifs de non distorsion

VIII.4.4 Condition de non-glisement :

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

$H \leq f \times N$

Avec :

H : l'effort horizontal.

N : l'effort vertical.

f : coefficient de frottement , $f = 0.1 + (0.6 / \sigma_m)$.

Tableau VIII-3 application numérique de la vérification de non glissement

	Appareil d'appui pile	Appareil d'appui culée
H (MN)	0.34	0.28
N(MN)	1.46	1.24
σ_m (MPa)	11.92	10.10
f	0.15	0.16
f×N	0.22	0.20
Vérification	H>f×N	H>f×N

La condition de non-glisement n'est pas vérifiée pour l'appareil d'appui transversal dans ce cas-là, le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement

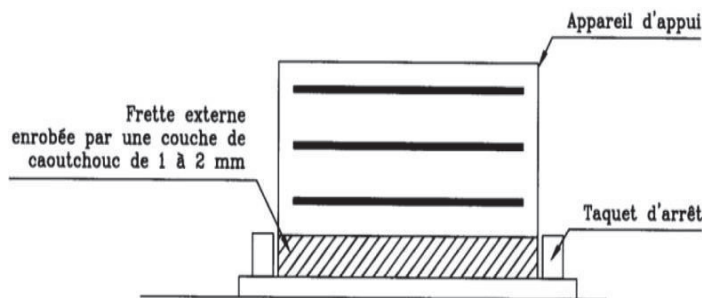


Figure IX.5 Principe d'un dispositif anti-cheminement

VIII.5 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.

VIII.6.1 Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et de la culée :

- **Dimension en plan :**

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

Pour un déplacement pour les deux cotés on prend :

$$A = a + 100 + 50 = 350 + 100 + 50 = 500 \text{ mm.}$$

$$B = b + 100 + 50 = 350 + 100 + 50 = 500 \text{ mm.}$$

- **Hauteur du dé d'appuis :**

La hauteur du dé d'appuis présente une hauteur minimum de :

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

Avec :

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

$$H \geq 175 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad H = 200 \text{ mm}$$

VIII.5.2 Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée :

VIII.5.2.1 Armatures de chaînage :

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

La section calculée doit répondre un effort $N = 25\%N_{\max}$

$$Ac = 0.25 N_{\max} / \sigma_s = 0.25 \times 1.62 / 435 = 9.31 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{soit } 5HA16. (As=10.05 \text{ cm}^2)$$

N : réaction maximale.

σ_s : contrainte limite des armature d'acier. $\sigma_s = 500 / 1.15 = 435 \text{ MPa}$.

VIII.5.2.2 Armatures horizontales :

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

$$Ah = 0.125 \times N_{\max} / \sigma_s = 0.125 \times 1.62 / 435 = 4.66 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{soit } 6HA10 (As=4.71 \text{ cm}^2)$$

VIII.5.2.3 Frette supérieure :

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

$$A_s = 0.04 \times N_{\max} / \sigma_s = 0.04 \times 1.62 / 435 = 1.49 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{soit 2HA10. (} A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \text{)}$$

VIII.5.2.4 Frette inférieure :

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

$$A_i = 0.10 \times N_{\max} / \sigma_s = 0.10 \times 1.62 / 435 = 3.72 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{soit 5HA10. (} A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \text{)}$$

VIII.6 Joint de chaussée :

Un joint de chaussées, ou 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.

VIII.6.1 Dimensionnement du joint de chaussée :

D'après le RPOA, la combinaison à considérer pour le dimensionnement du joint est :

$$W = W_D + 0.4 W_T + W_S/3$$

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage), $W_D = 0.0105 \text{ cm}$.

W_T : souffle thermique, $W_T = 0.0047 \text{ cm}$.

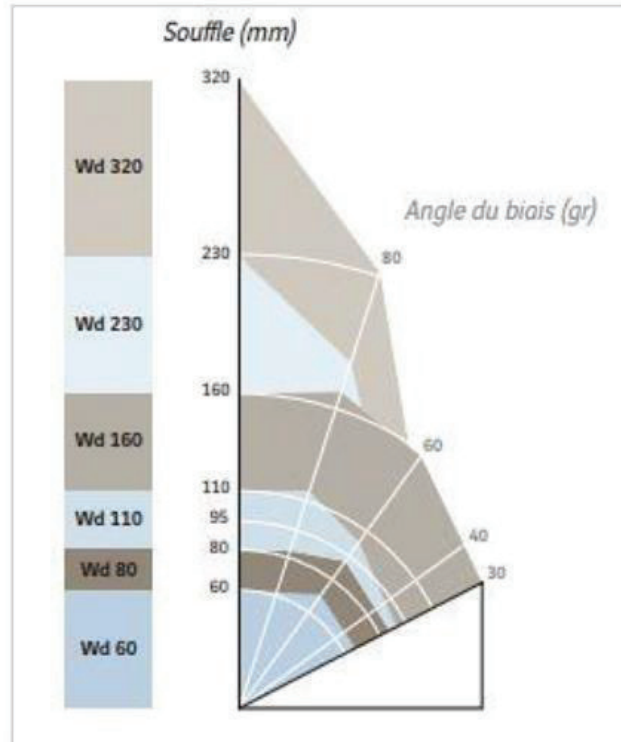
W_S : souffle sismique, $W_S = 0.054 \text{ cm}$.

Donc on aura : $W = 30 \text{ mm}$

VIII.6.2 Type de joint :

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

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



Figures VIII. 6 Modèles des joints Wd.

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



Figures VII. 6 Joint du type Wd.

VIII.6.3 L'assainissement du pont :

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

VIII.7 CONCLUSION :

Nous avons présentés dans ce chapitre l'étude sismique, le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, les différents dispositifs nécessaires pour assurer la sécurité et le confort des usagers, ainsi que pour protéger la structure et ses abords.

CHAPITRE IX



ETUDE INFRASTRUCTURE.

IX.1 INTRODUCTION :

L'infrastructure est très importante dans la structure d'un ouvrage d'art. Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations.

Un appui (pile ou culée) est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques doivent répondre aux exigences du franchissement. On va traiter dans ce chapitre des différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure de notre pont.

IX.2 ETUDE DE LA PILE :

Les piles sont des appuis intermédiaires, qui transmettent les charges de la superstructure aux fondations et éventuellement au sol. Elles jouent un rôle important dans le fonctionnement mécanique du tablier qui sera appuyé ou bien encasté

Concernant la conception des piles, celle-ci on a été déjà défini dans le chapitre précédent

IX.2.1 Evaluation de la raideur totale K :

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le chapitre précédent, on calcule les raideurs des différents appuis par les formules suivantes :

$$k_{\text{Pile}} = 3EI / h^3 \quad k_{\text{A-App}} = G \times a \times b / T \quad \text{et} \quad 1 / (1 / k_{\text{appareils}}) + (1 / k_{\text{pile}})$$

Avec :

- a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;
- G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statique,
- $f_{c,j}$: la résistance caractéristique du béton, vaut : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$.

Les résultats de calculs sont mentionnés dans l'ANNEXE C

IX.2.3 Evaluation des efforts agissant sur la pile :

- Géométrie :

	H(m)	B(m)	L(m)
Semelle	1,50	6,00	14,40
Chevetre	1.50	2.00	14.4

	H (m)	N°	D (m)
Futs	10.91	4	1.50

IX.2.3.1 Evaluation des efforts pour 2 Travées chargées :

Désig	N (KN)	H (KN)	F/FV/o (x/o)	F/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	3240,00	/	0,00	0,75	0,00	/
Fûts	1927,96	/	0,00	6,96	0,00	/
Chevetre	1170,00	/	0,00	13,16	0,00	/
G Tablier	12945,00	/	0,00	13,91	0,00	/
Hf+r	/	167,00	/	13,91	/	2322,97
HT°	/	55,40	/	13,91	/	770,67
action d'eau	/					
Somme	19282,96	200,24	/	/	0,00	2785,37
(Al)	2518,32	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1797,95	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1135,40	/	0,00	/	0,00	/
D240	2144,21	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	87,75	/	13,91	/	1220,60
Bc	/	180,00	/	13,91	/	2503,80

IX.2.3.2 Combinaisons des efforts :

à L'ELS

	N	H	MH	MV	Δ M (KN.m)
G	19282,96	200,24	2785,37	0,00	2785,37
G+1.2AL	22304,94	305,54	4250,09	0,00	4250,09
G+1.2Bc	21440,50	416,24	5789,93	0,00	5789,93
G+Mc120	20418,36	200,24	2785,37	0,00	2785,37
G+D240	21427,17	200,24	2785,37	0,00	2785,37

à L'ELU :

	N	H	MH	MV	Δ M (KN.m)
1.35G	19282,96	200,24	2785,37	0,00	2785,37
1.35G+1.6AL	22304,94	305,54	4250,09	0,00	4250,09
1.35G+1.6Bc	21440,50	416,24	5789,93	0,00	5789,93
1.35G+A.35Mc120	20418,36	200,24	2785,37	0,00	2785,37
1.35G+1.35D240	21427,17	200,24	2785,37	0,00	2785,37

IX.2.3.1 Nombre des pieux :

On détermine le nombre de pieux par la relation suivante :

$$n = N / Qp$$

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

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

n : le nombre des pieux. Donc

$$n = 19282.96 / 2410.37 = 8$$

D'après ce calcul , on peut prendre un nombre de pieux égale à 8 de 20m .

IX.2.3.2 Action sur les pieux :

Calcul du coefficient d'amortissement du WARNER

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

E : module d'élasticité du béton ;

I : moment d'inertie du pieu ;

b : longueur du pieu

Tableau IX.4 Valeurs de WARNER

$\lambda * l =$	1	1,5	2	3	4	6
$\chi_{\theta p} =$	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
$\chi_{\theta m} =$	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

- Effort tranchant en tête de pieu :**

ELS : Hmax= 52.03KN

ELU : Hmax= 70.41KN

- Moment fléchissant :**

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

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{eP}}{\chi_{eM}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} =$$

Tableau IX.4 Valeurs de moment fléchissant à ELU et ELS

	Mmax (KN.m)	Tmax(KN)	Ncor(KN)
ELS	190,81	109.917	2492,97
ELU	258,23	147.489	3356,10

IX.2.3.3 Ferrailage des pieux :

- **Section d’acier(longitudinale) :**
ELU/ELS

Avec Robot expert As=176.7cm

On prend 24T25 avec un espacement St=14cm

- **Cerces transversales :**
ELU

Avec Robot expert : 1 cerces HA12

Espacement =15 cm (dans la zone critique) ;

Espacement = 25 cm (dans la zone courant).

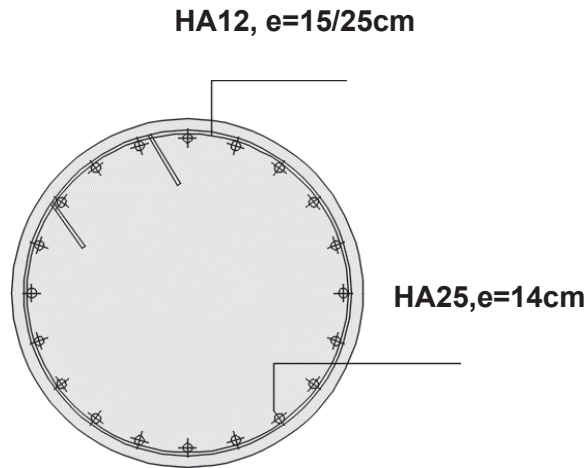


Figure IX. 2 Ferrailages des Pieu

IX.2.4 Calcul des Futs

- Sollicitations les plus défavorables (ELS)

$M_{max} = 1747.68 \text{ KN.m/ml}$ $N_{cor} = 6421.83 \text{ KN/ml}$
 $T_{max} = 140.83 \text{ KN.m/ml}$ $N_{cor} = 6421.83 \text{ KN/ml}$

Avec Robot expert $A_s = 314.2 \text{ cm}^2$ soit 40HA32 $e = 15 \text{ cm}$ le ferrailage représenté dans la figure ci-dessous :

- Armatures transversales

- Avec Robot expert : HA16

Espacement = 15 cm (dans la zone critique)

Espacement = 30 cm (dans la zone courant).

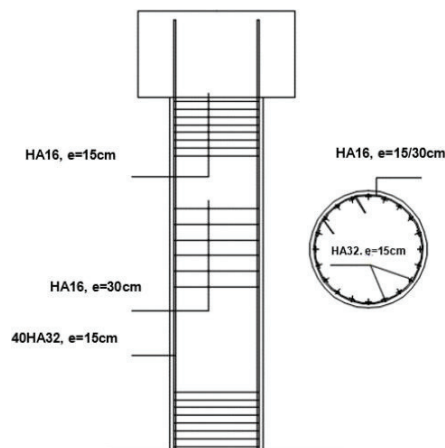


Figure IX.3 Ferrailages des fûts

IX.5 Ferrailage de chevêtre :

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

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

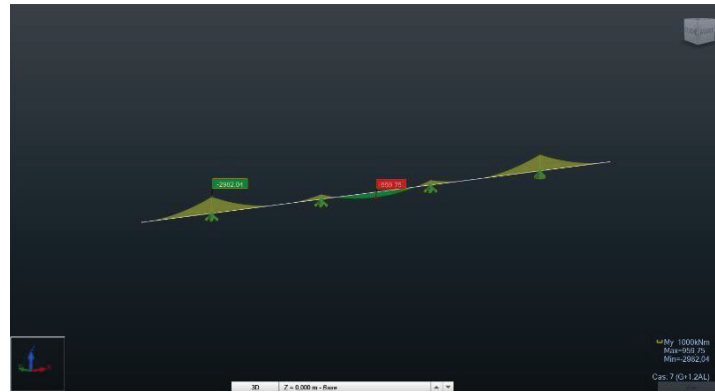


Figure IX.4 Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(I)

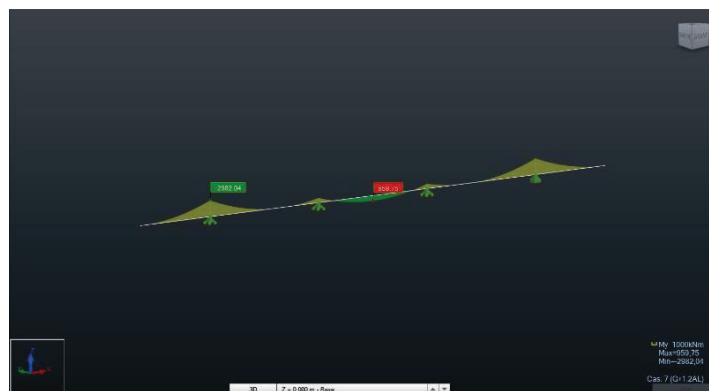


Figure IX.5 Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(I).

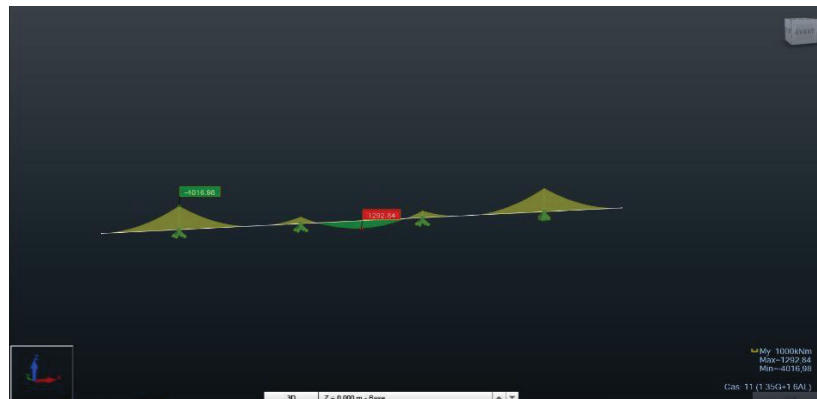


Figure IX.6 Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(I)

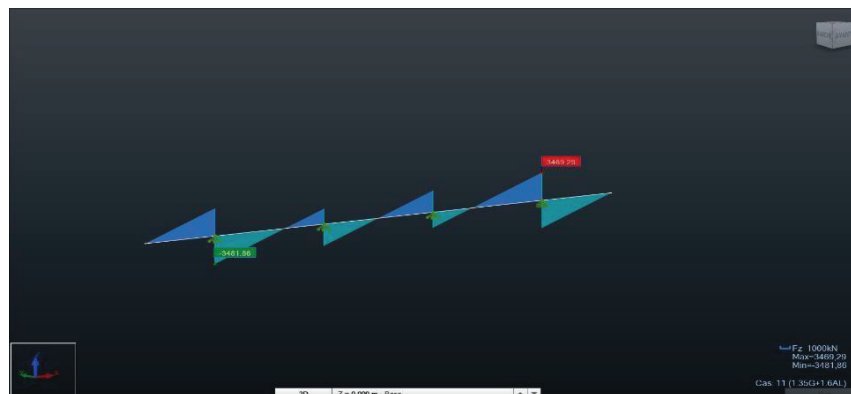


Figure IX.7 Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(I).

Nappe supérieure : Avec Robot expert $A_s = 76.6 \text{ cm}^2$, soit 16HA25, avec un espacement de 15cm.

Nappe inférieure : Avec Robot expert $A_s = 30 \text{ cm}^2$, soit 16HA16, avec un espacement de 15cm.

IX.6 Dimensionnement a la torsion :

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

$$l_t = l_c \text{ si } l_c \leq \phi + h_c$$

$$l_t = \phi + h_c \text{ si } l_c > \phi + h_c \text{ Avec } l_t \text{ est la largeur de torsion}$$

- $H_c = 1.25m$
- $\phi = 2m$
- $L_c = 2.5m$
- $L_t = 2.5m$

Contrainte de torsion : $r = c \ 2\gamma b n$

$b n$: l'épaisseur de la paroi de la section creusé équivalente.

c : moment de torsion ; $c = P g * e$.

γ : l'aire de la torsion ; $\gamma = (h_c - b n) * (l_t - b n)$.

$P g$: réaction de poids propre de la poutre divisé par la largeur de chevêtre.

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

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

$A_s = 1 \ \sigma_a * c * P \ 2\gamma$ On trouve $A_s = 4.34 \text{ cm}^2$,

on prend HA 14 avec un espacement de 15cm. Le croquet de ferrailage est montré dans la figure ci-dessous :

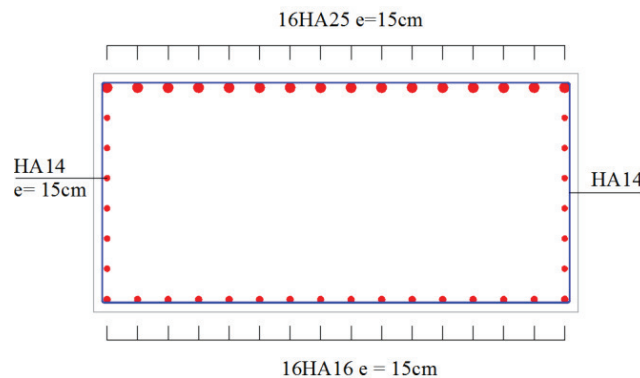


Figure IX.8 Ferrailage de chevêtre.

IX.3 ETUDE DE LA CULEE :

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

Elle remplit deux rôles principaux, celui d'un appui de tablier et celui d'un mur de soutènement qui subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

IX.3.1 Dimensionnement de la culée :

IX.3.2.1 Evaluation des efforts agissant sur la culée :

Tableau IX. Evaluation des efforts dus au poids propre

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	6912.00	/	0.00	1.00	0.00	/
Mur frontal	2085.12	/	3.08	3.81	6422.17	/
Dalle de transition	199.50	/	0.33	7.43	65.84	/
Mur en retour	762.18	/	1.90	4.82	1448.14	/
Corbeau	45.29	/	2.19	7.23	99.19	/
Mur de garde de grève	403.20	/	2.54			
Poids des Terres Amont	8900,59	/	1,32	4,60	11748,78	/
Poussée des terres sur DDT	420,09	/	0,78	8,03	327,67	/
Poussée mur frontal	/	48,16	/	-2,92	/	-140,61
Poussée Semelle	/	1300,15	/	-1,00	/	-1300,15
Poussée DDT	/	19,50	/	-7,19	/	-140,21
Poids Sur 10kN/m ²	536,00	/	0,97	/	519,92	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	371,45	/	-4,20	/	-1560,08

La réaction d'appui du tablier conduit à :

Tableau X-8 Les actions transmises par le tablier

Rg	6472,75	/	-3,30	/	-21360,08	/
R(AI)	1917,24	/	-3,30	/	-6326,89	/
Rbc	1668,59	/	-3,30	/	-5506,35	/
RMc120	1085,70	/	-3,30	/	-3582,81	/
RD240	1844,21	/	-3,30	/	-6085,89	/
Hf+r	/	167,00	/	-5,62	/	-938,54
HT°	/	94,45	/	-5,62	/	-530,81
Frein AI	/	175,50	/	-5,62	/	-986,31

Le tableau ci-après résume les combinaisons des actions précédentes à l'ELS et l'ELU :

Tableau X-8 :Les combinaisons des moments et efforts tranchants et effort normal :

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	26200,72	1591,47	-4398,08	-224,17	-4622,25
G+0.6T+1.2Q	26843,92	2037,21	-6270,18	399,74	-5870,44
G+0.6T+1.2A(I)	28501,41	1802,07	-5581,65	-7816,44	- 13398,09
G+0.6T+1.2Bc	28203,03	1771,474	-5409,68	-6831,78	- 12241,46
G+0.6T+Mc120	27286,42	1591,47	-4398,08	-3806,98	-8205,06
G+0.6T+D240	28044,93	1591,47	-4398,08	-6310,06	- 10708,14
1.35G+0.9T	35370,97	2156,99	-3879,07	-302,62	-4181,70
1.35G++0.9T+1.6Q	36228,57	3506,25	-7732,88	423,33	-7309,55
1.35G+0.9T+1.6A(I)	50818,39	3192,74	-6814,84	-10531,57	- 17346,41
1.35G+0.9T+1.6Bc	50420,55	3151,94	-6585,55	-9218,70	- 15804,24
1.35G+0.9T+1.35Mc120	49216,50	2156,99	-3879,07	-5245,34	-9124,41
1.35G+0.9T+1.35D240	50240,49	2156,99	-3879,07	-8624,50	- 12503,57
1.35G+0.9T	35370,97	2156,99	-3879,07	-302,62	-4181,70

• **Ferraillage de mur en retour :**

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle Robot. Le mur en retour est supposé encastrer sur ses deux côtés.

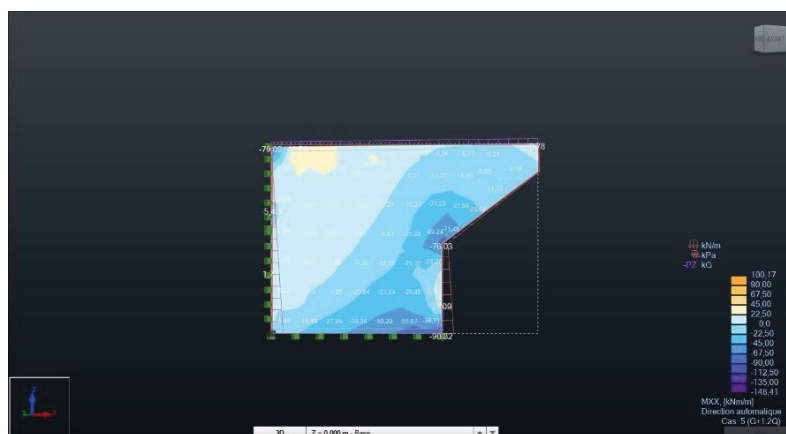


Figure IX.9 Les sollicitations dus au mur à l'ELS.

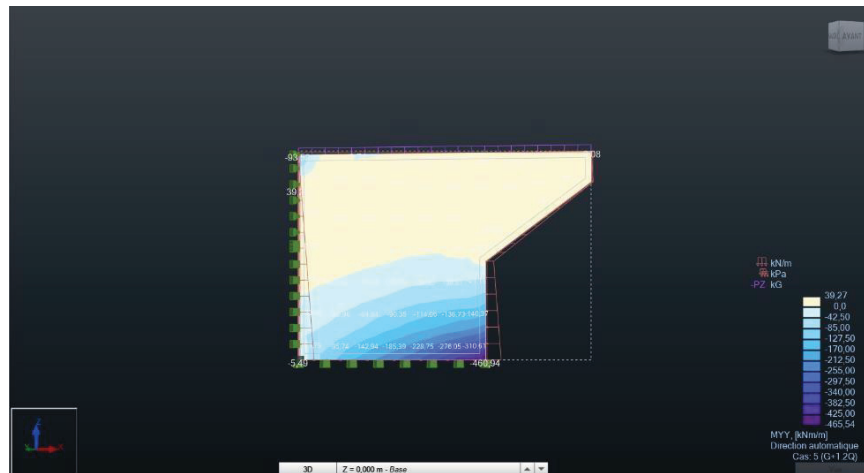


Figure IX.10 Les sollicitations dus au mur à l'ELS.

Côté XX (flexion simple) :

Avec un logiciel de calcul on a $M_{xx} = 350 \text{ KN.m}$

Section d'acier : Avec logiciel de calcul $A_s = 25.90 \text{ cm}^2$, soit 5HA32/ml espacé de 20cm.

Armatures de constructions : $A_s' = A_s/3 = 8.63 \text{ cm}^2$; Soit 5HA16/ml espacé de 20cm.

Côté YY (flexion simple) :

Avec un logiciel de calcul on a $M_{yy} = 125 \text{ KN.m}$ et $N_{yy} = 196.86 \text{ KN}$

Section d'acier : Avec Robot expert $A_s = 13.2 \text{ cm}^2$, soit 5HA20/ml espacé de 20cm.

Armatures de constructions : $A_s' = A_s/3 = 4.40 \text{ cm}^2$; Soit 5HA14/ml espacé de 20cm.

IX .4 CONCLUSION :

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

CONCLUSION GENERAL

Le projet de fin d'études revêt une grande importance dans le parcours de formation d'un élève-ingénieur, offrant ainsi la meilleure opportunité à l'étudiant de démontrer concrètement les connaissances théoriques acquises au cours des cinq années de formation.

Dans notre étude de conception, nous avons répondu à la problématique du choix de la variante la plus appropriée pour le pont, en prenant en compte les facteurs déterminants qui influencent son intégration harmonieuse dans son environnement.

L'étude d'un pont met en lumière la maîtrise de divers domaines des sciences de l'ingénieur, tels que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte et le calcul numérique par ordinateur. À travers cette étude, nous avons acquis des compétences essentielles pour assimiler les phénomènes physiques, passer de la modélisation à l'utilisation de logiciels spécialisés, et maîtriser la réglementation qui régit les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art.

Ainsi, cette étude nous a permis de développer une compréhension approfondie des phénomènes physiques associés à la conception d'un pont, en utilisant une modélisation rigoureuse et en nous familiarisant avec les logiciels spécialisés. De plus, elle nous a permis de maîtriser les réglementations en vigueur qui régissent les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art. Tout au long de cette démarche, nous avons consulté diverses références bibliographiques pour enrichir nos connaissances théoriques et pratiques.

En somme, le projet de fin d'études représente une étape cruciale dans notre formation d'ingénieur. Il nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises et de développer des compétences techniques essentielles pour notre future carrière. Cette expérience de recherche approfondie a également contribué à notre développement personnel en nous permettant d'approfondir nos connaissances et notre compréhension des principes fondamentaux de l'ingénierie des structures.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, Guide De Conception, Service D'Etude Des Routes Et Des Autoroutes, SETRA, France, 1996.
- Document SETRA, « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs ». Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003
- Document SETRA, (Septembre 2009) "ponts mixtes acier-béton ". Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France).
- Document SETRA, (Octobre 1977) " Appuis des tabliers PP73 Calculs complémentaires ferrailrages types
- Règlement Neige et Vent RNV, Document Technique Réglementaire DTR C 2-4.7, Ministère de l'habitat de l'urbanisme et de la ville, Algérie, 2013.
- Règles définissant les charges à appliquer pour les calculs et les épreuves des ponts routes RCPR, Document Technique Réglementaire DTR, Ministère Des Travaux Publics, Algérie, 2009.
- Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA (2008). Ministère des travaux publics.
- CIPEC, catalogues des joints de chaussée (juin2010), Freyssinet
- **BENREDOUANE**, (2022 /2023) "Cours de béton armé". Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- **AMIEUR, M**, Cours de Pont, Ecole nationale supérieure des travaux publics ENSTP, Alger.
- **BELAOURA Mbarek**, (2022/2023) "Cours de béton précontraint". Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

• Résultats des essais pressiométriques

N° sondage	N°	Profondeur (m)	Symbole Lithologique	Donnée essais			
				PI(MPa)	Em(MPa)	σ_{hs} (MPa)	P*I(MPa)
PSO63-2	1	2.50	① G	1.62	11.2	0.03	1.60
	2	5.00	① G	1.38	11.5	0.06	1.32
	3	7.50	① G	1.93	20.1	0.10	1.84
	4	11.00	① G	1.20	9.8	0.15	1.06
	5	14.00	① G	1.31	8.6	0.19	1.12
	6	16.50	① G	2.93	55.9	0.23	2.70
	7	19.00	② G	2.01	10.0	0.27	1.74
	8	21.50	② G	2.00	14.8	0.31	1.70
	9	23.50	② G	2.44	20.0	0.34	2.11
	10	25.50	② G	2.37	19.2	0.37	2.01
	11	28.00	② G	2.37	24.1	0.40	1.97
	12	30.00	② G	1.76	10.3	0.43	1.33
	13	32.50	② G	2.60	22.8	0.47	2.13
	14	35.50	② G	3.00	17.8	0.52	2.49

N° sondage	N°	Profondeur (m)	Symbole Lithologique	Donnée essais			
				PI(MPa)	Em(MPa)	σ_{hs} (MPa)	P*I(MPa)
PSO63-4	1	2.50	① G	1.49	7.6	0.038	1.45
	2	6.00	① G	2.77	20.2	0.090	2.68
	3	9.50	② G	2.76	18.7	0.143	2.61
	4	12.50	② G	1.92	15.0	0.188	1.74
	5	15.50	② G	2.93	28.5	0.233	2.69
	6	18.50	② G	1.66	16.2	0.278	1.38
	7	20.50	② G	2.47	37.0	0.308	2.16
	8	23.50	② G	1.50	16.8	0.353	1.15
	9	26.50	② G	3.33	52.8	0.398	2.93
	10	29.00	② G	3.35	62.1	0.435	2.92
	11	31.50	② G	1.98	30.1	0.473	1.51
	12	34.00	② G	2.01	16.0	0.510	1.50
PSO63-6	1	2.50	① G	1.59	21.6	0.03	1.57
	2	5.50	① G	1.96	13.5	0.07	1.89
	3	9.50	② G	1.94	17.2	0.13	1.82
	4	12.50	② G	3.96	37.9	0.17	3.79
	5	15.50	② G	3.81	30.0	0.22	3.59
	6	19.50	② G	2.65	27.8	0.28	2.37
	7	22.50	② G	4.45	125.7	0.32	4.13
	8	23.50	② G	3.46	85.7	0.34	3.13
	9	26.00	② G	3.02	47.8	0.38	2.65
	10	29.00	② G	5.16	173.6	0.42	4.74
	11	32.00	② G	4.18	53.3	0.47	3.71
	12	35.00	② G	5.22	175.2	0.51	4.71
PSO63-7	1	2.00	① G	2.97	45.8	0.020	2.95
	2	4.00	① G	2.90	43.7	0.040	2.86
	3	7.00	② G	2.09	33.9	0.070	2.02
	4	9.00	② G	2.60	28.9	0.090	2.51
	5	11.00	② G	3.17	112.2	0.118	3.06
	6	13.50	② G	3.14	42.3	0.155	2.98
	7	15.50	② G	2.01	15.4	0.185	1.82
	8	17.50	② G	2.85	50.1	0.215	2.64
	9	20.00	② G	1.87	26.8	0.253	1.62
	10	22.50	② G	3.30	68.6	0.290	3.01
	11	25.00	② G	2.32	39.5	0.328	2.00
	12	27.00	② G	2.95	52.2	0.358	2.59
	13	30.00	② G	2.77	62.0	0.403	2.37
	14	35.00	② G	3.73	45.4	0.478	3.25

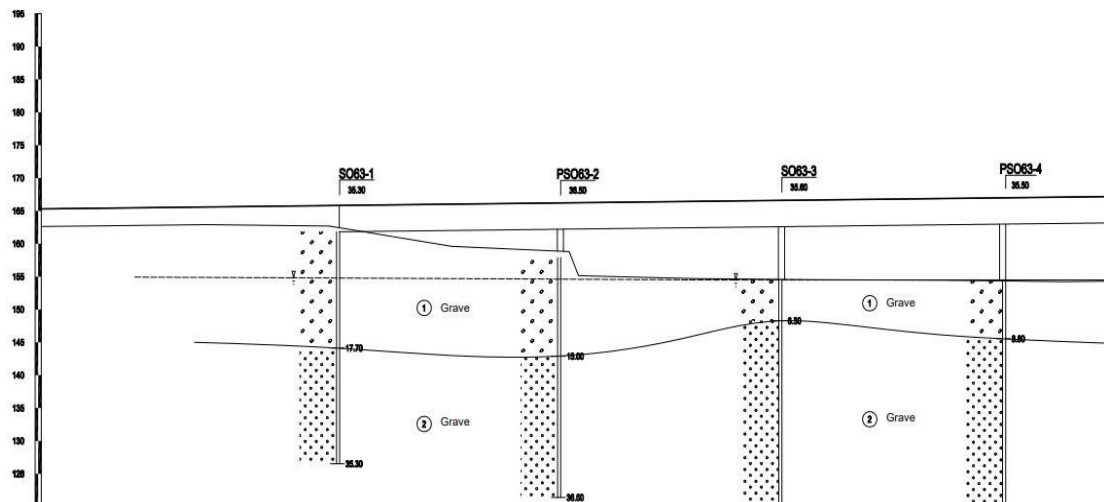
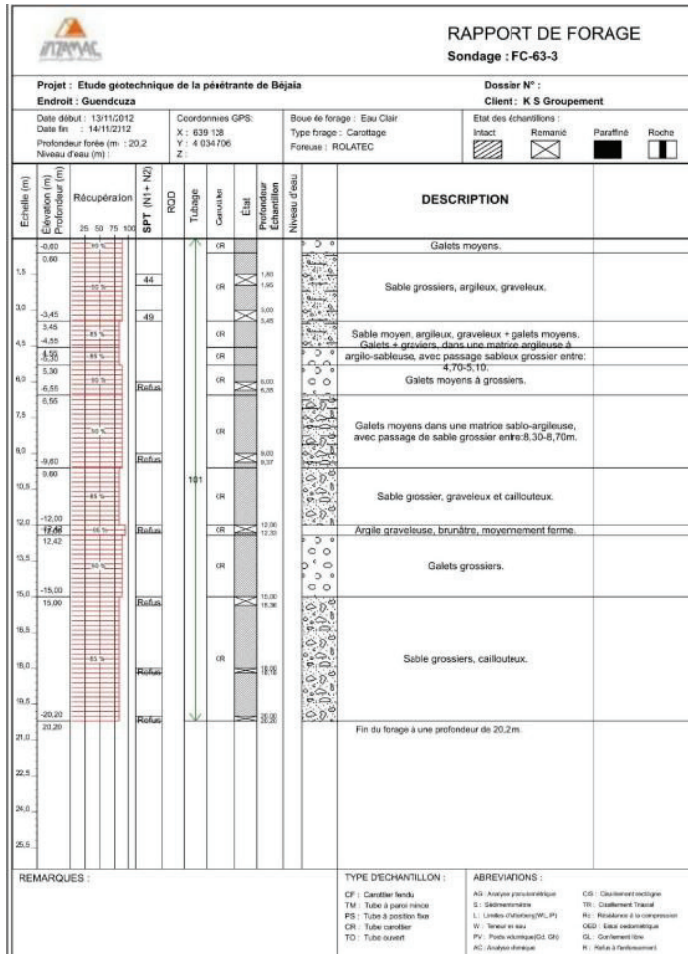


Figure 1 Photos du sondage SO63-1 ① Grave 5-10m



Figure 2 Photos du sondage SO63-1 ② Grave 20-25m

Exemple d'un sondage FC-63-3 :



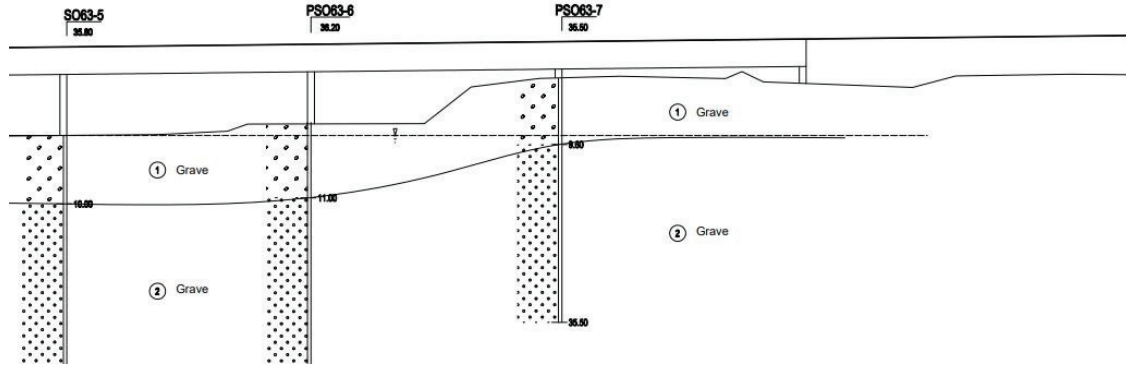


Figure 3 : coupe londitudinale

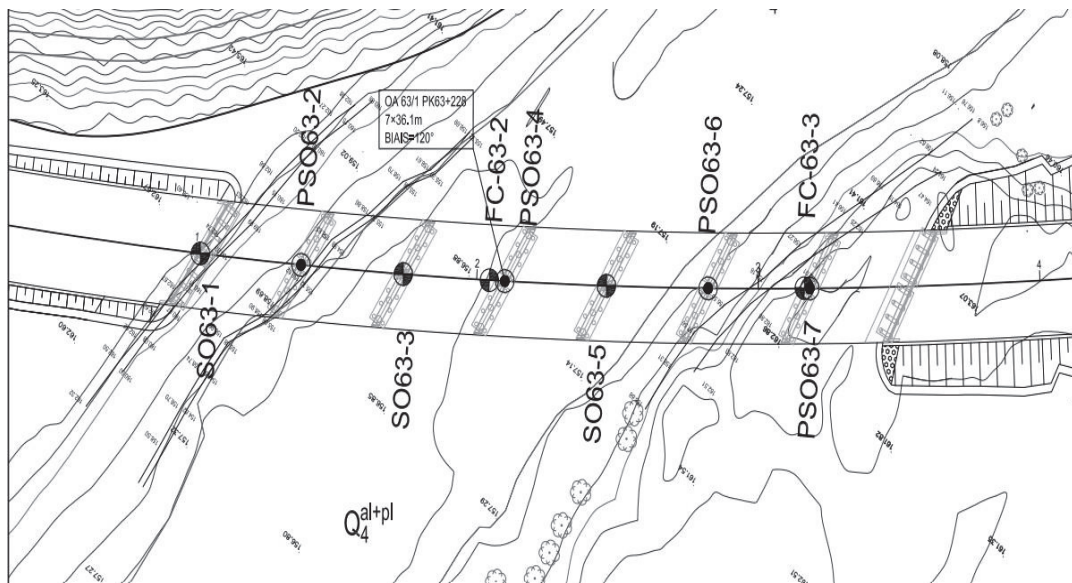


Figure 4 plan géotechnique

Caractéristiques des couches :

couche	cote	qsl	ple	kp	Qs	Qp	ELS-QP	ELS-CARA	ELU-FOND	ELU-ACC
01	0.00	68.48	1000.0	1.000	0.0	1131.0	406.8	497.1	812.7	894.1
01	-0.50	68.48	1000.0	1.008	129.1	1140.4	475.1	580.6	912.2	1003.5
01	-1.00	68.48	1000.0	1.017	258.2	1149.8	543.4	664.2	1011.7	1113.0
01	-1.50	68.48	1000.0	1.025	387.2	1159.2	611.7	747.7	1111.3	1222.5
01	-2.00	68.48	1000.0	1.033	516.3	1168.7	679.9	831.2	1210.8	1332.0
01	-2.50	68.48	1000.0	1.042	645.4	1178.1	748.2	914.7	1310.3	1441.5
01	-3.00	68.48	1000.0	1.050	774.5	1187.5	816.5	998.3	1409.9	1551.0
01	-3.50	68.48	1000.0	1.058	903.6	1196.9	884.8	1081.8	1509.4	1660.5
01	-4.00	68.48	1000.0	1.067	1032.7	1206.4	953.1	1165.3	1608.9	1770.0
01	-4.50	68.48	1000.0	1.075	1161.7	1215.8	1021.4	1248.9	1708.4	1879.5
01	-5.00	68.48	1000.0	1.083	1290.8	1225.2	1089.7	1332.4	1808.0	1989.0
01	-5.50	68.48	1000.0	1.092	1419.9	1234.6	1158.0	1415.9	1907.5	2098.5
01	-6.00	68.48	1000.0	1.100	1549.0	1244.1	1226.2	1499.5	2007.0	2207.9
01	-6.50	68.48	1000.0	1.100	1678.1	1244.1	1291.1	1578.8	2099.8	2310.0
01	-7.00	68.48	1000.0	1.100	1807.1	1244.1	1356.0	1658.2	2192.5	2412.0
01	-7.50	68.48	1000.0	1.100	1936.2	1244.1	1420.9	1737.6	2285.3	2514.1
01	-8.00	68.48	1000.0	1.100	2065.3	1244.1	1485.8	1817.0	2378.0	2616.1
01	-8.50	68.48	1000.0	1.100	2194.4	1244.1	1550.7	1896.4	2470.8	2718.2
01	-9.00	68.48	1000.0	1.100	2323.5	1244.1	1615.6	1975.8	2563.6	2820.2
01	-9.50	68.48	1000.0	1.100	2452.6	1244.1	1680.5	2055.2	2656.3	2922.2
01	-10.00	68.48	1000.0	1.100	2581.6	1244.1	1745.4	2134.6	2749.1	3024.3
01	-10.50	68.48	1000.0	1.100	2710.7	1244.1	1810.3	2213.9	2841.8	3126.3
01	-11.00	68.48	1000.0	1.100	2839.8	1244.1	1875.2	2293.3	2934.6	3228.4
01	-11.50	68.48	1000.0	1.100	2968.9	1244.1	1940.1	2372.7	3027.3	3330.4
01	-12.00	68.48	1000.0	1.100	3098.0	1244.1	2005.0	2452.1	3120.1	3432.4
01	-12.50	68.48	1000.0	1.100	3227.0	1244.1	2069.9	2531.5	3212.8	3534.5
01	-13.00	68.48	1000.0	1.100	3356.1	1244.1	2134.8	2610.9	3305.6	3636.5
01	-13.50	68.48	1000.0	1.100	3485.2	1244.1	2199.7	2690.3	3398.4	3738.6
01	-14.00	68.48	1000.0	1.100	3614.3	1244.1	2264.6	2769.7	3491.1	3840.6
01	-14.50	68.48	1000.0	1.100	3743.4	1244.1	2329.5	2849.0	3583.9	3942.6
01	-15.00	68.48	1000.0	1.100	3872.5	1244.1	2394.4	2928.4	3676.6	4044.7
01	-15.50	68.48	1062.5	1.100	4001.5	1321.8	2487.3	3042.0	3825.2	4208.2
01	-16.00	68.48	1166.7	1.100	4130.6	1451.4	2598.8	3178.3	4011.1	4412.7
01	-16.50	68.48	1270.8	1.100	4259.7	1581.0	2710.3	3314.7	4197.0	4617.2
01	-17.00	68.48	1375.0	1.100	4388.8	1710.6	2821.8	3451.0	4382.9	4821.6
01	-17.00	68.48	1375.0	1.100	4388.8	1710.6	2821.8	3451.0	4382.9	4821.6
02	-17.00	87.64	1500.0	1.100	4388.8	1866.1	2877.7	3519.4	4494.6	4944.6
02	-17.50	87.64	1500.0	1.100	4554.0	1866.1	2960.8	3621.0	4613.3	5075.2
02	-18.00	87.64	1500.0	1.100	4719.2	1866.1	3043.9	3722.6	4732.0	5205.8
02	-18.50	87.64	1500.0	1.100	4884.4	1866.1	3126.9	3824.2	4850.7	5336.3
02	-19.00	87.64	1500.0	1.100	5049.6	1866.1	3210.0	3925.8	4969.4	5466.9
02	-19.50	87.64	1500.0	1.100	5214.8	1866.1	3293.0	4027.4	5088.2	5597.5
02	-20.00	87.64	1500.0	1.100	5380.0	1866.1	3376.1	4129.0	5206.9	5728.1
02	-20.50	87.64	1500.0	1.100	5545.2	1866.1	3459.1	4230.6	5325.6	5858.7
02	-21.00	87.64	1500.0	1.100	5710.4	1866.1	3542.2	4332.2	5444.3	5989.3
02	-21.50	87.64	1500.0	1.100	5875.6	1866.1	3625.2	4433.8	5563.0	6119.9
02	-22.00	87.64	1500.0	1.100	6040.8	1866.1	3708.3	4535.4	5681.7	6250.5
02	-22.50	87.64	1500.0	1.100	6206.0	1866.1	3791.4	4637.0	5800.4	6381.1
02	-23.00	87.64	1500.0	1.100	6371.2	1866.1	3874.4	4738.6	5919.1	6511.7
02	-23.50	87.64	1500.0	1.100	6536.3	1866.1	3957.5	4840.2	6037.8	6642.3
02	-24.00	87.64	1500.0	1.100	6701.5	1866.1	4040.5	4941.8	6156.5	6772.8
02	-24.50	87.64	1500.0	1.100	6866.7	1866.1	4123.6	5043.4	6275.2	6903.4
02	-25.00	87.64	1500.0	1.100	7031.9	1866.1	4206.6	5145.0	6393.9	7034.0

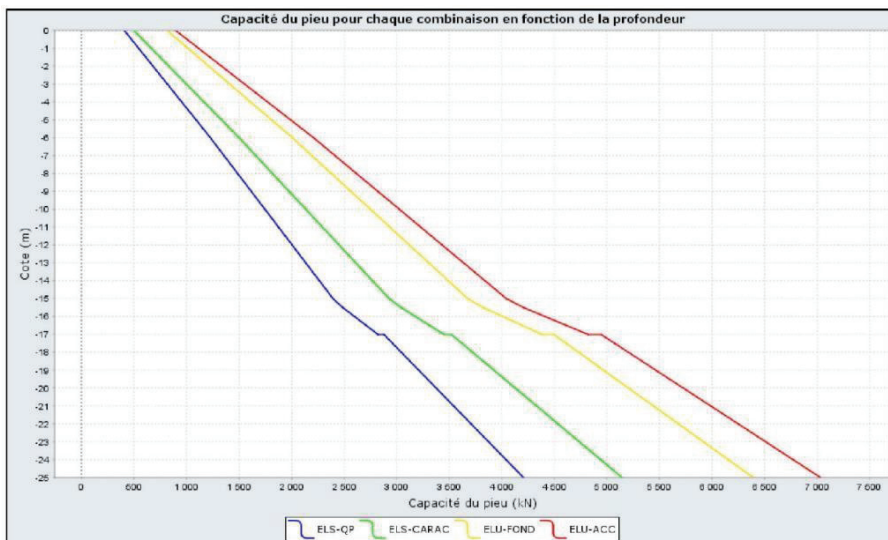
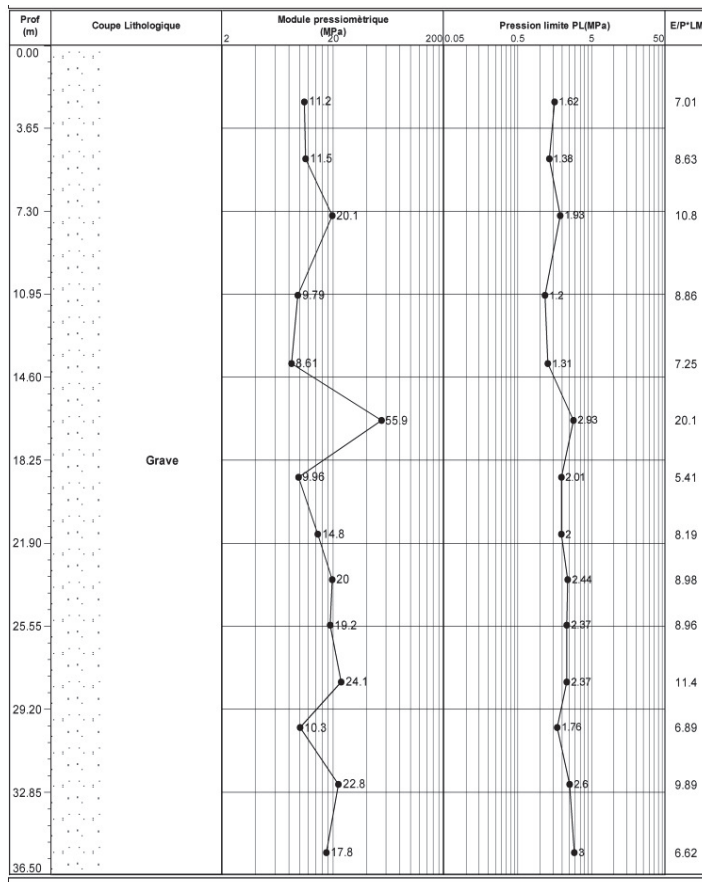


Figure 5 : capacité du pieu

Exemple d'un essai pressiométrique :



CALCULATED NORMATIVE RESULTS		
σ_{hs}	(MPa)	0.022
p_1	(MPa)	0.17
p_2	(MPa)	0.69
p_f	(MPa)	0.79
p_{lm}	(MPa)	1.62
p^*_{lm}	(MPa)	1.60
E_M	(MPa)	11.2
E_M / p_{lm}		6.9
E_M / p^*_{lm}		7.0

Résultat de calcules numériques :

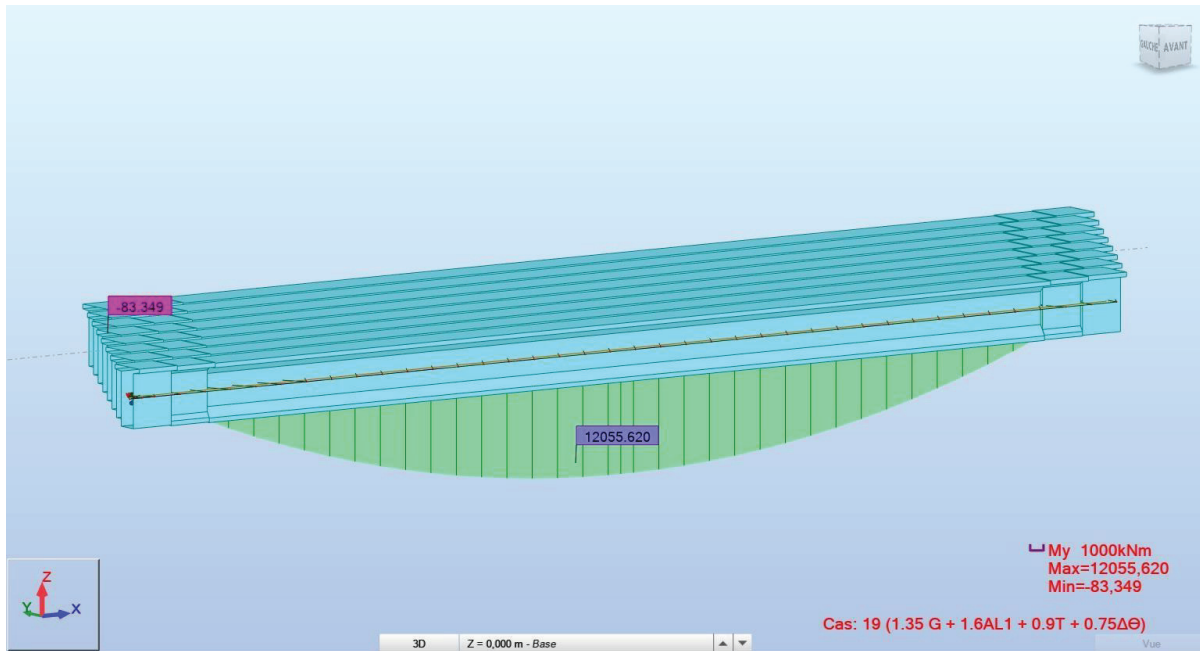


Figure 1 Moment fléchissant pour $(1.35 G + 1.6AL1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta)$

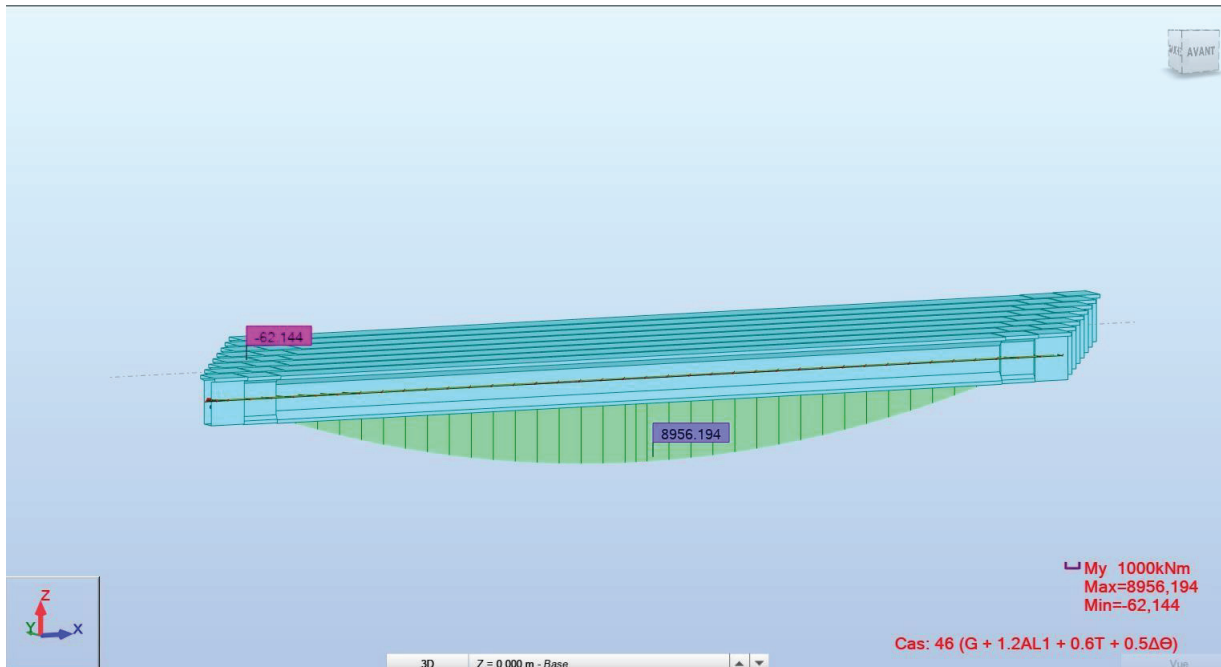


Figure 2 Moment fléchissant pour $(G + 1.2AL1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta)$

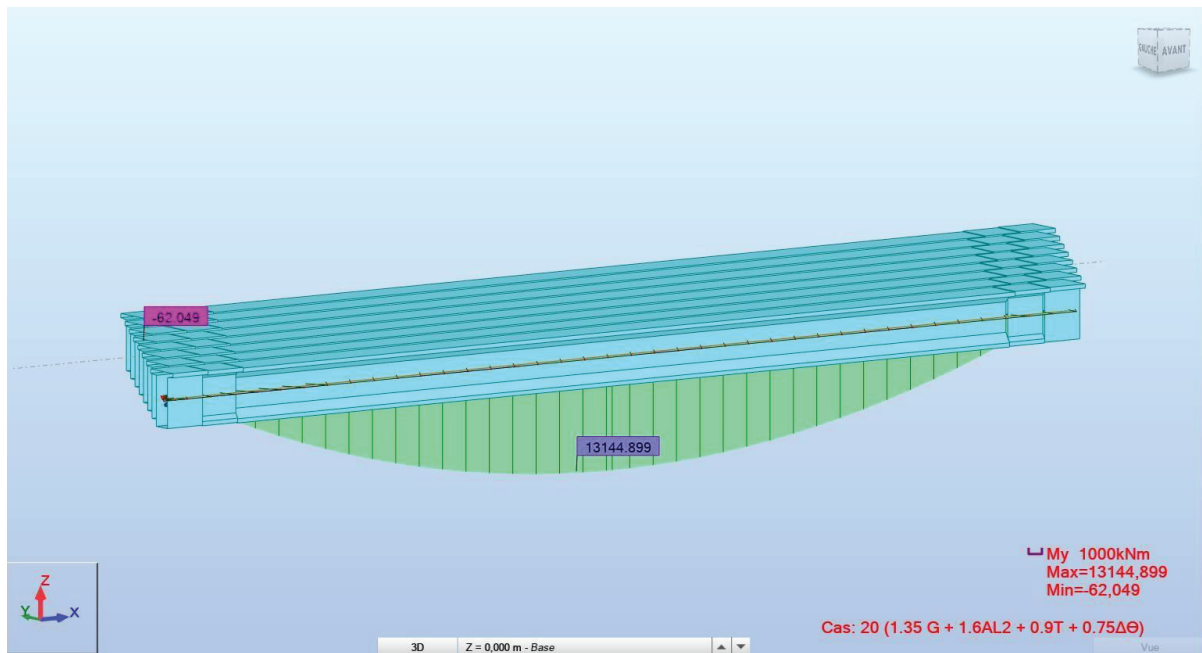


Figure 3 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6AL2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

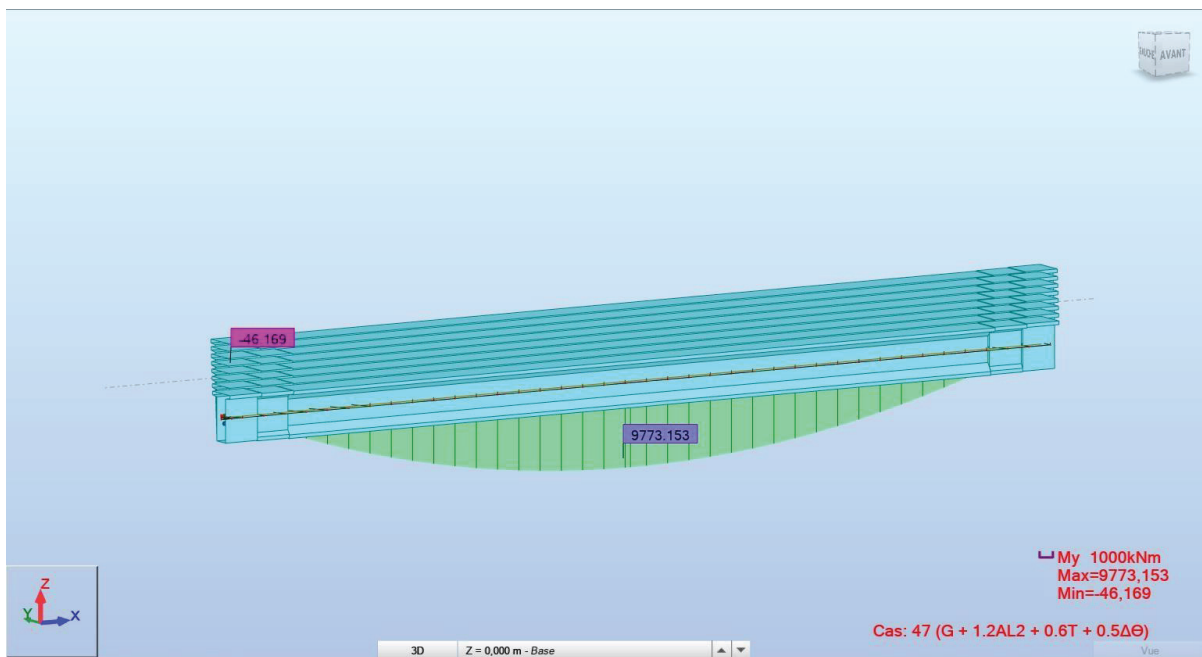


Figure 4 Moment fléchissant pour $G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

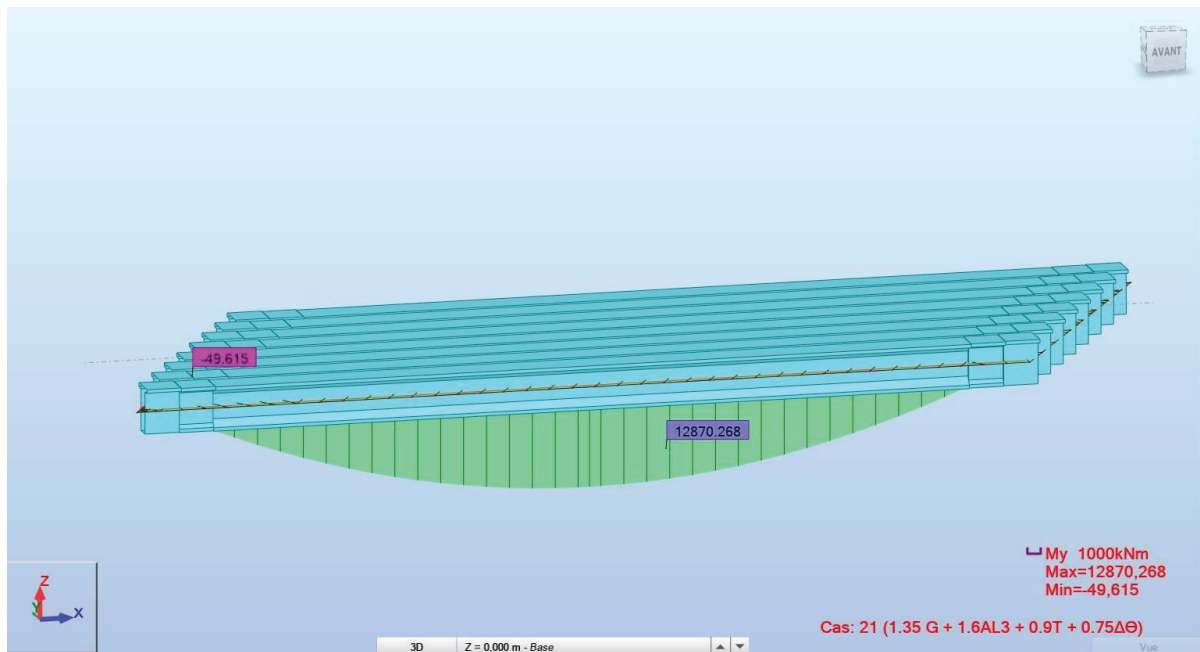


Figure 5 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6AL3 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

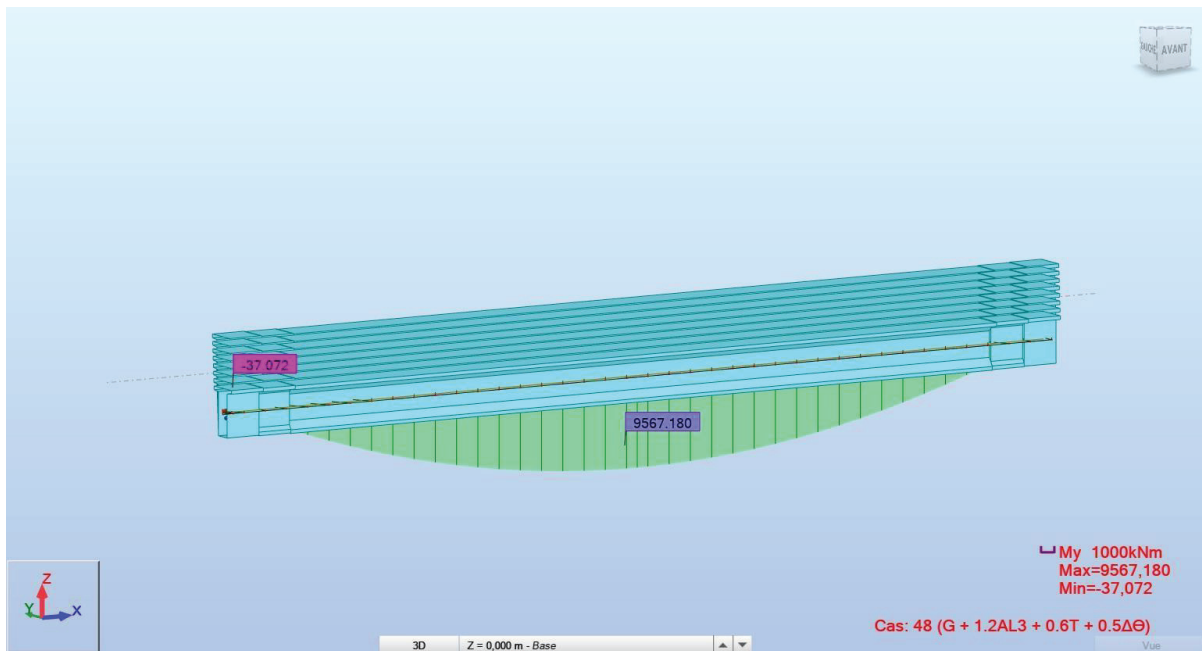


Figure 6 Moment fléchissant pour $G + 1.2AL3 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

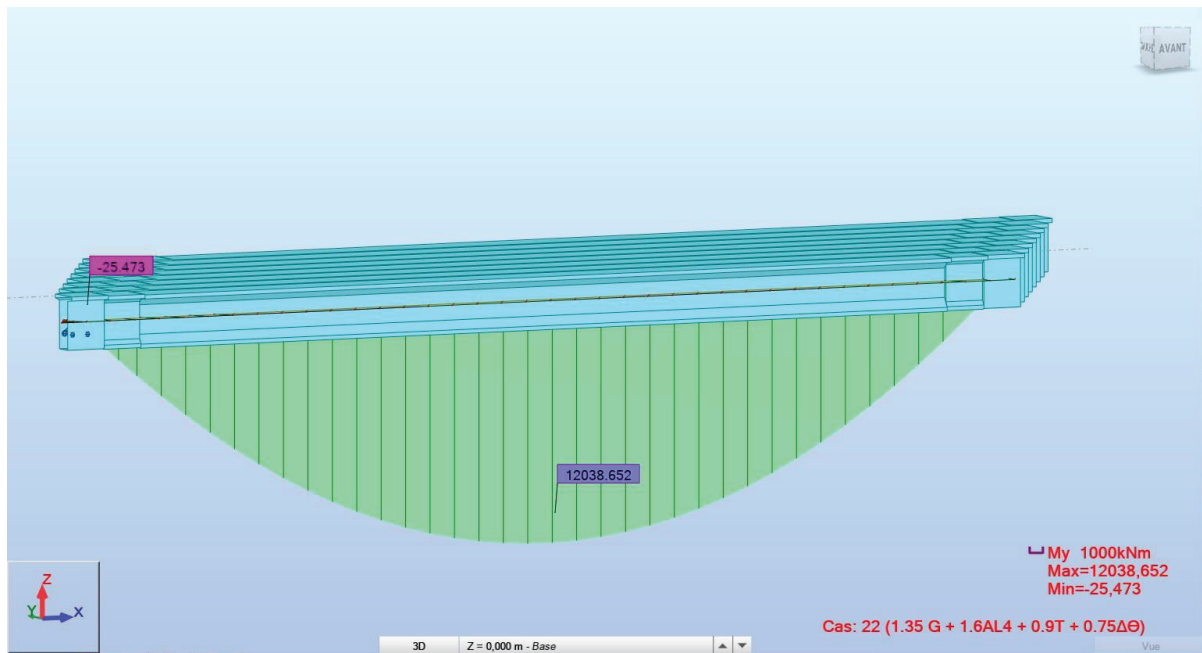


Figure 7 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6AL4 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

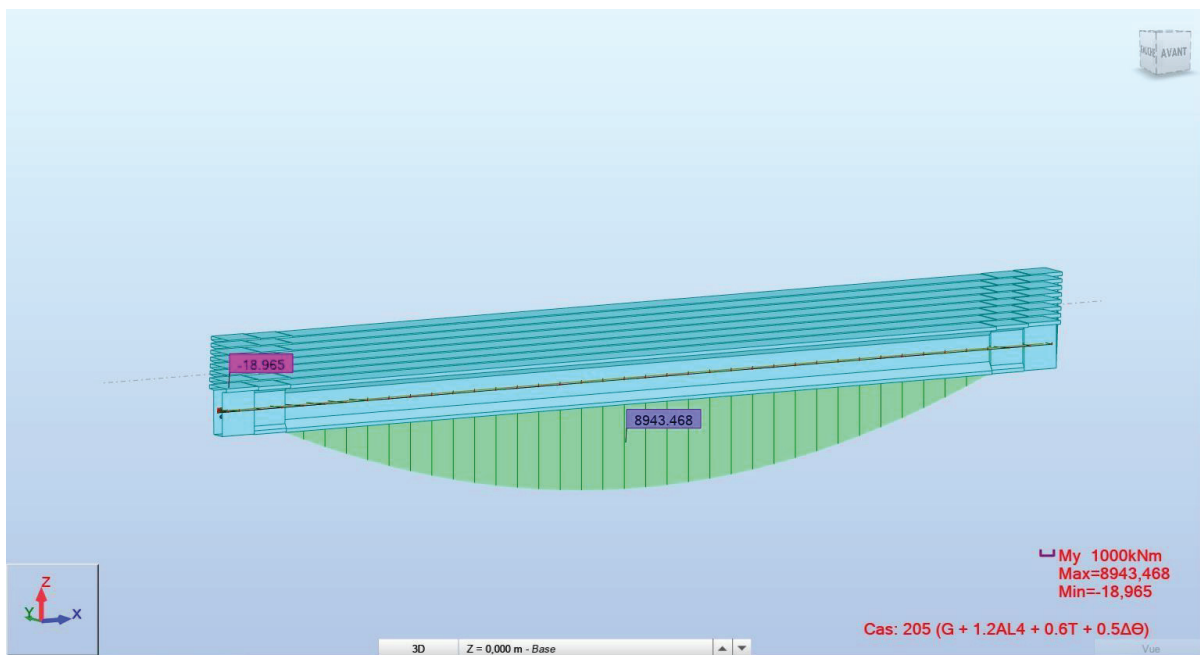


Figure 8 Moment fléchissant pour $G + 1.2AL4 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

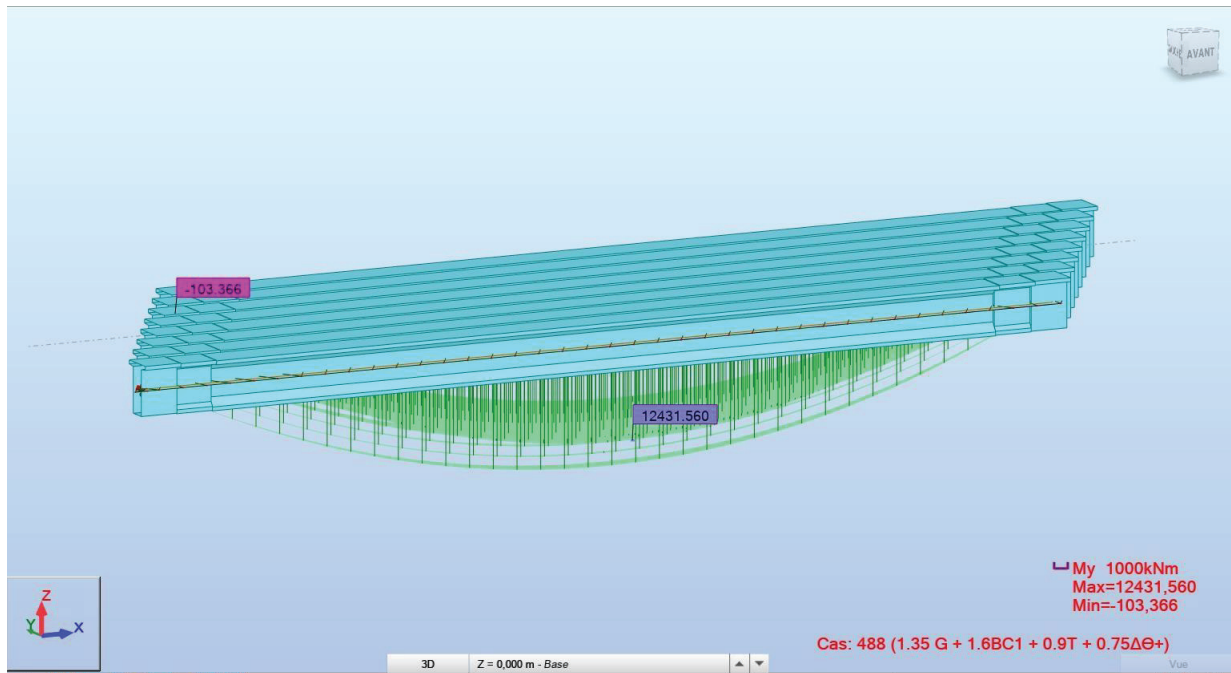


Figure 9 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6BC1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

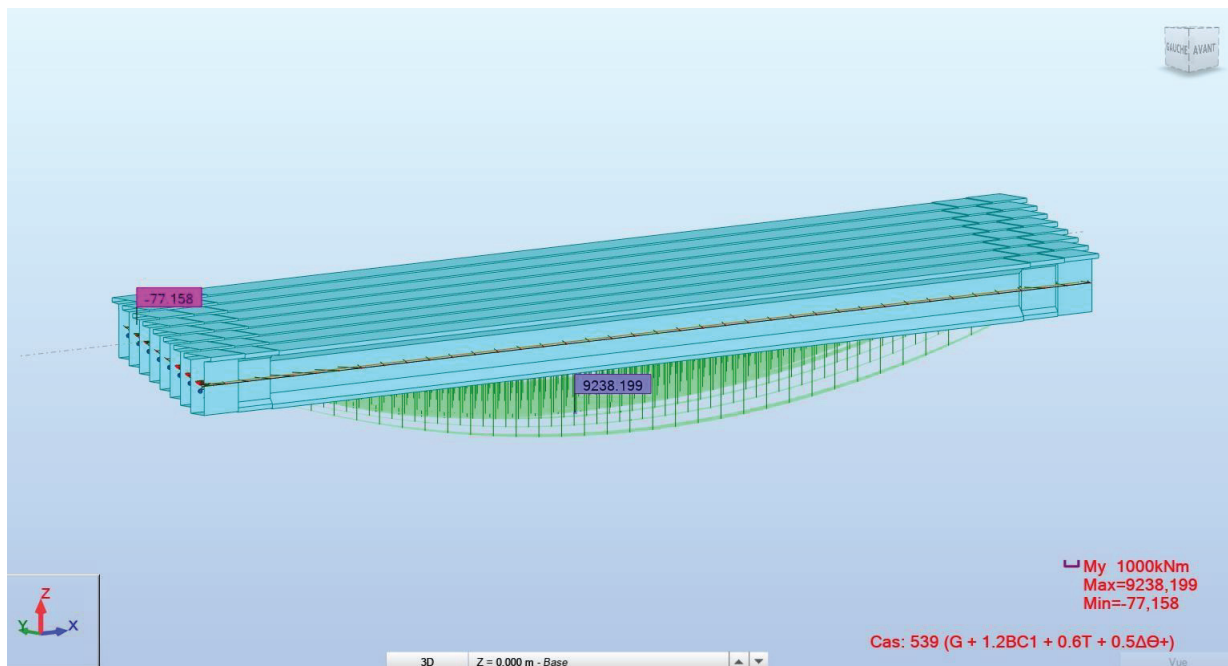


Figure 10 Moment fléchissant pour $G + 1.2BC1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

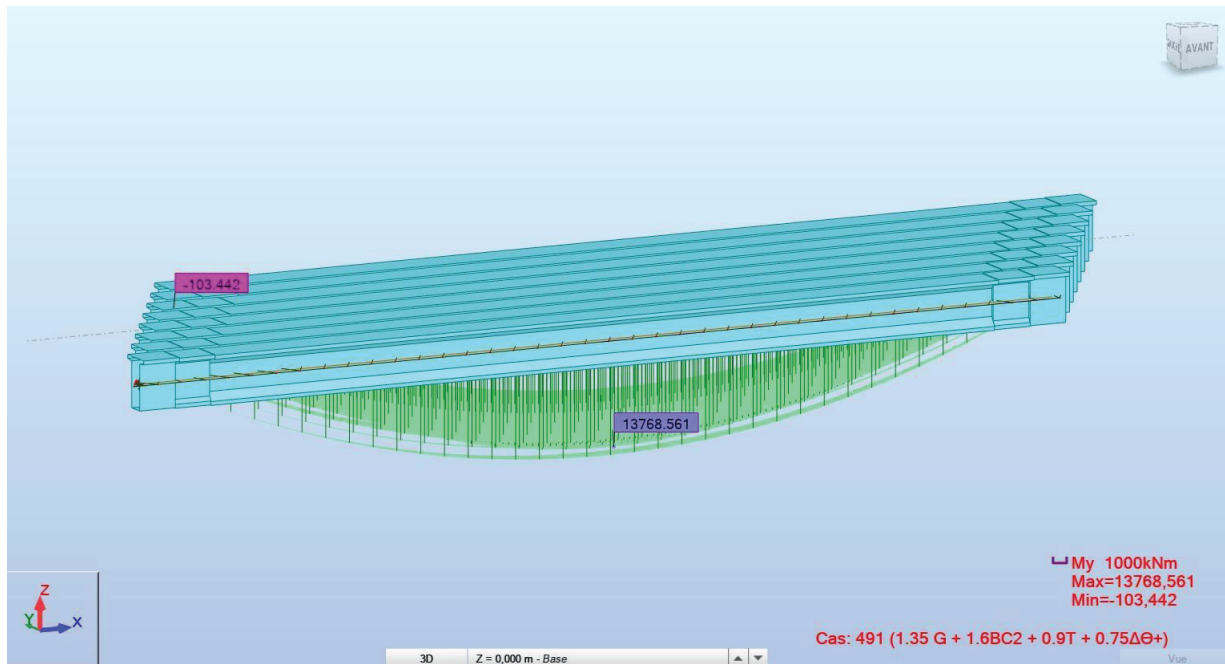


Figure 11 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6BC2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

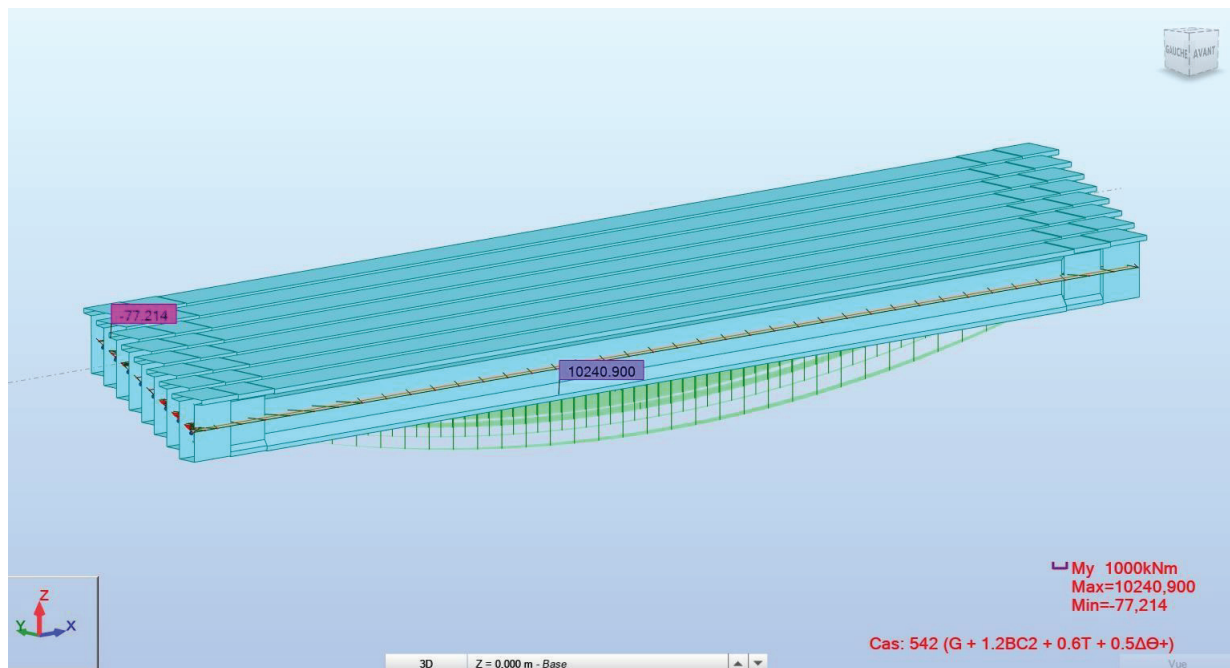


Figure 12 Moment fléchissant pour $G + 1.2BC2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

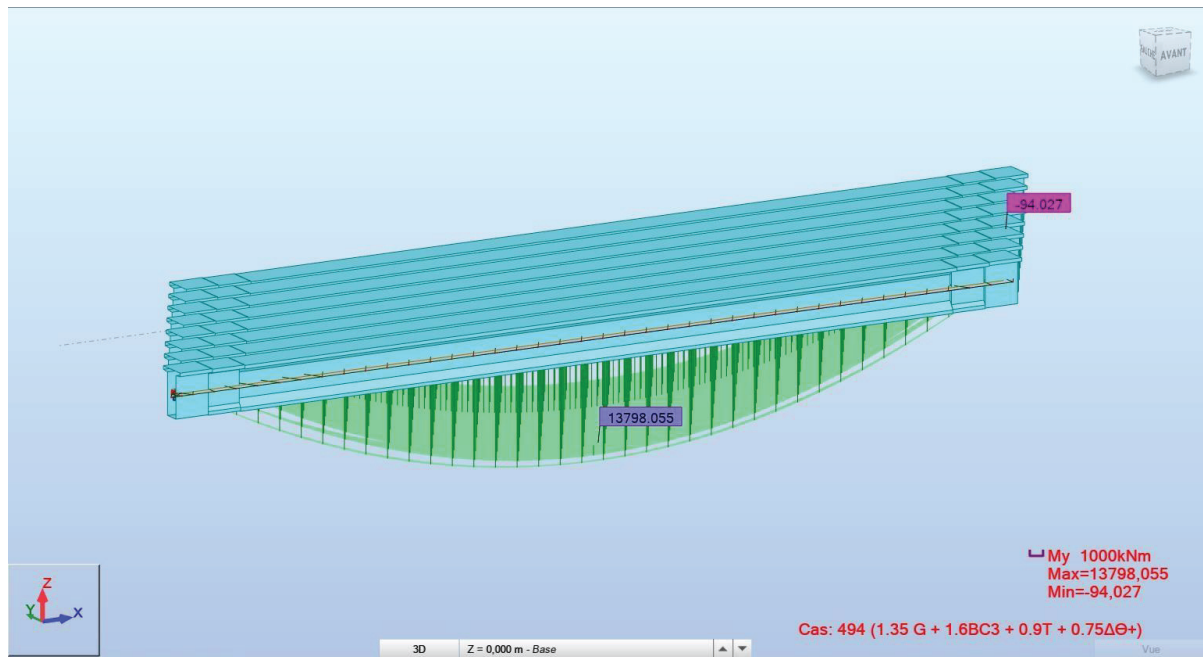


Figure 13 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6BC3 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

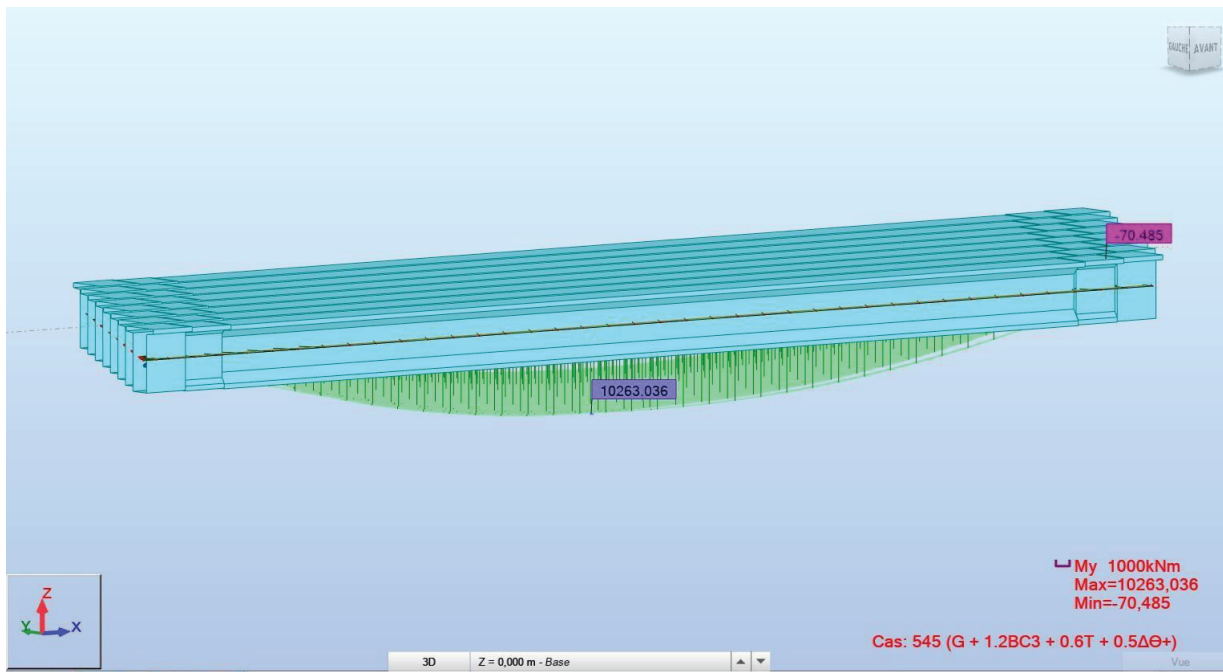


Figure 14 Moment fléchissant pour $G + 1.2BC3 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

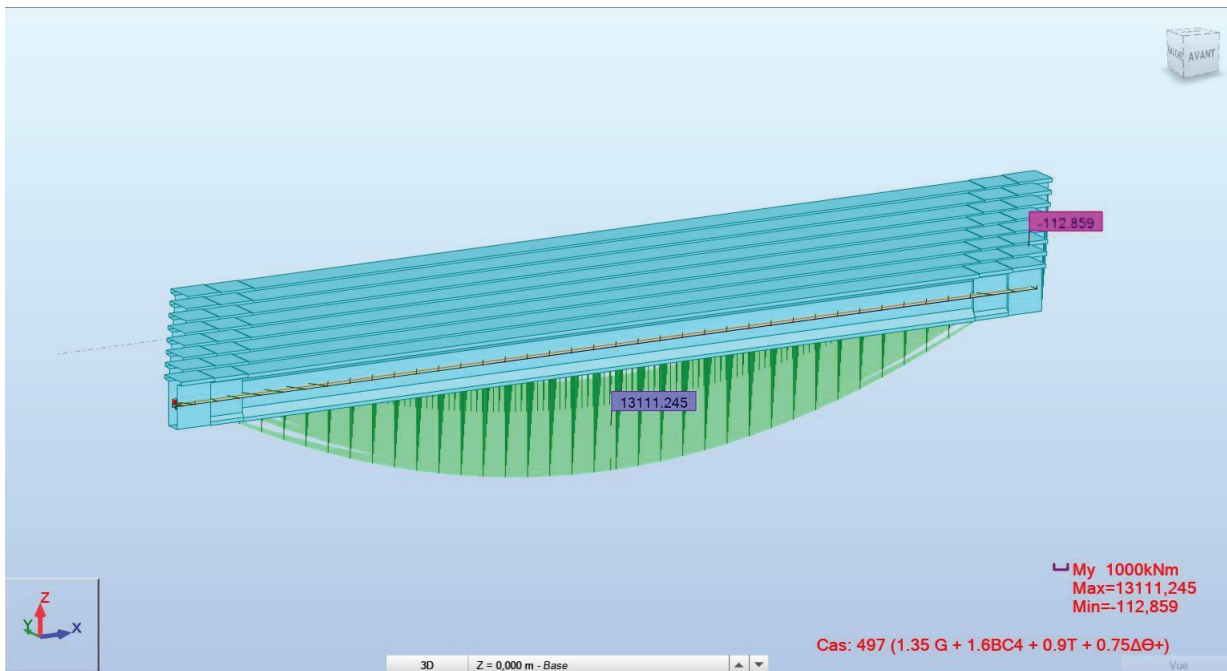


Figure 15 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6BC4 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

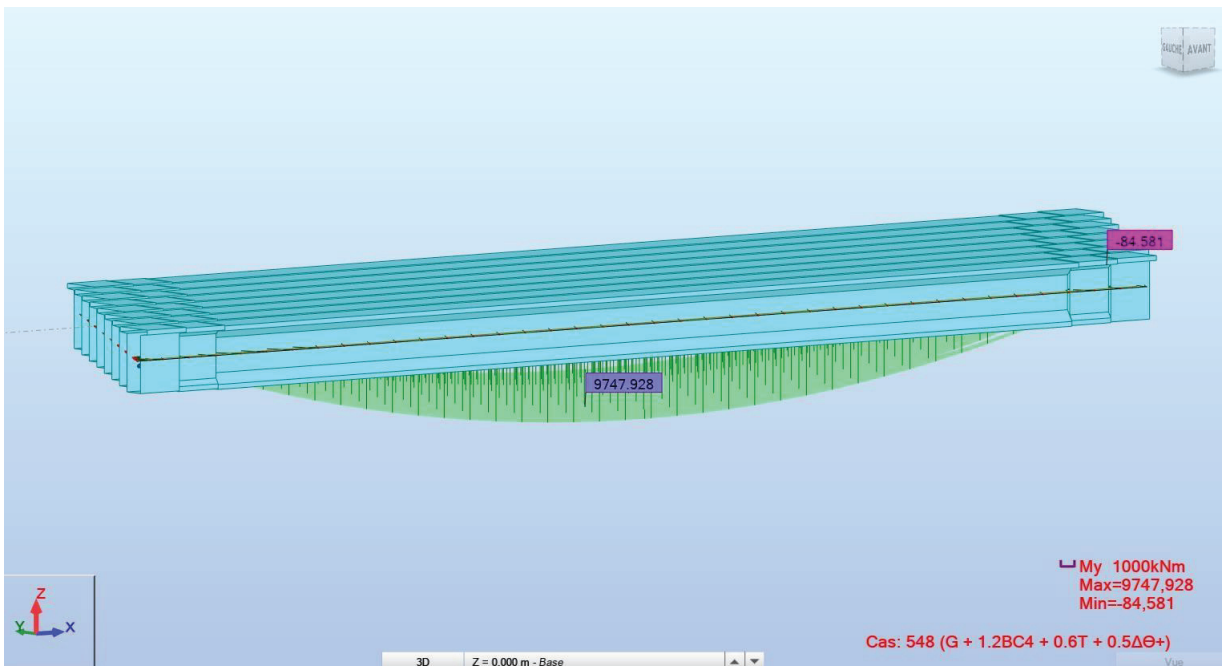


Figure 16 Moment fléchissant pour $G + 1.2BC4 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

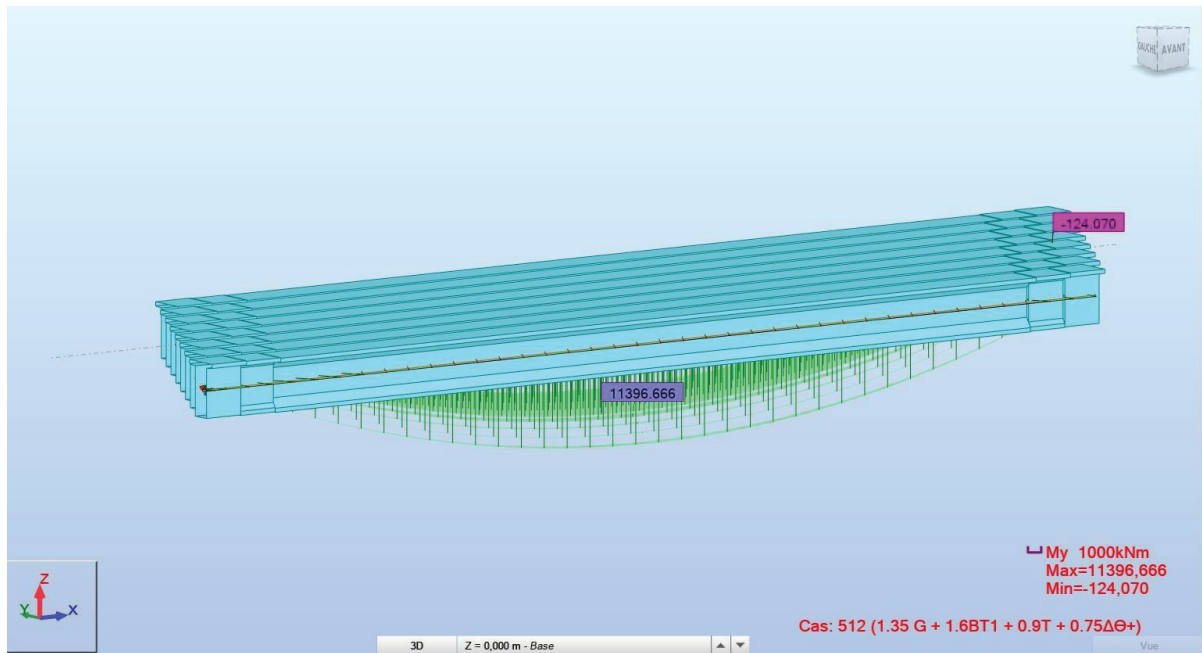


Figure 17 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6BT1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

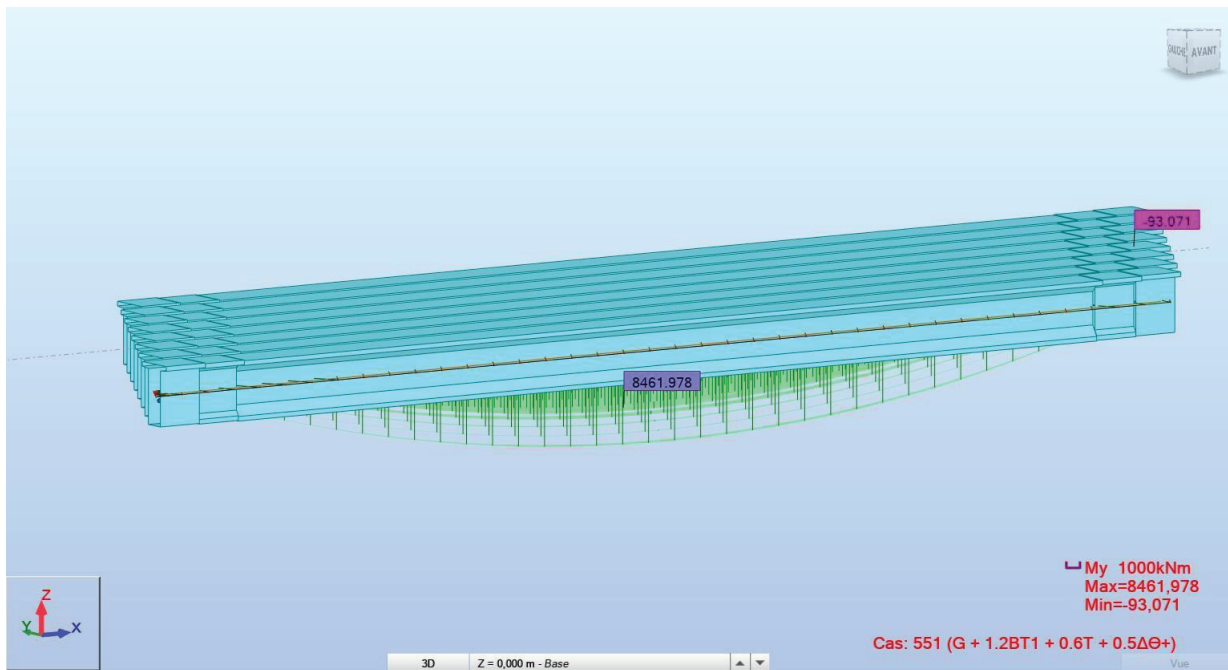


Figure 18 Moment fléchissant pour $G + 1.2BT1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

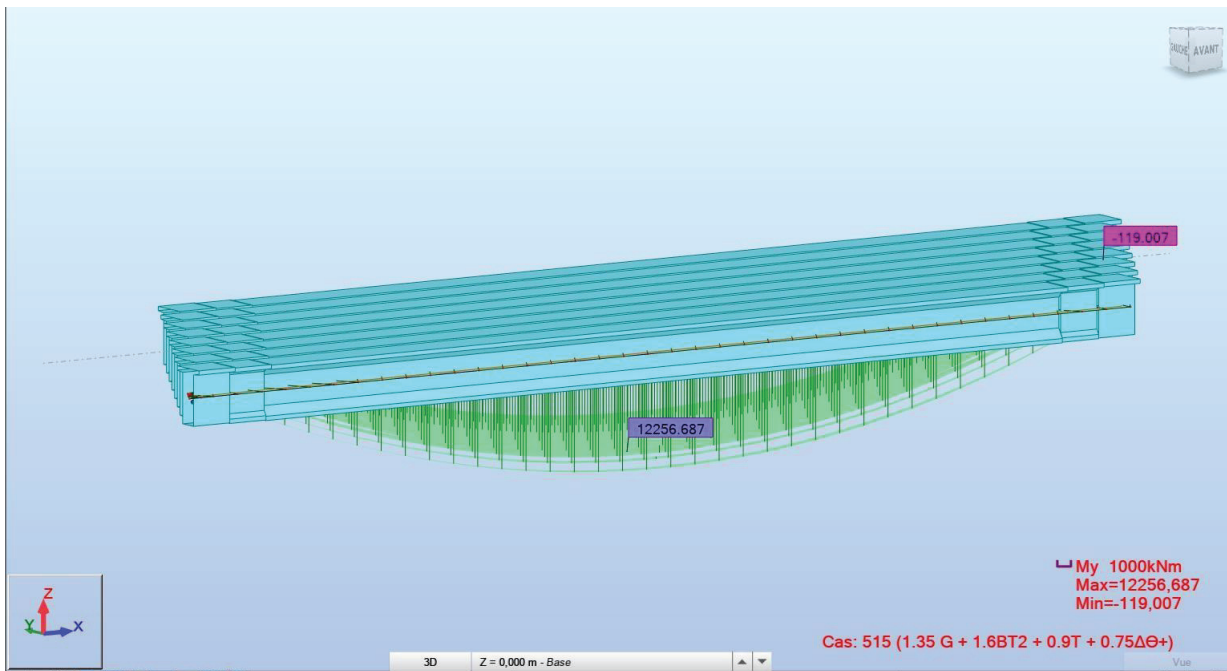


Figure 19 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6BT2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

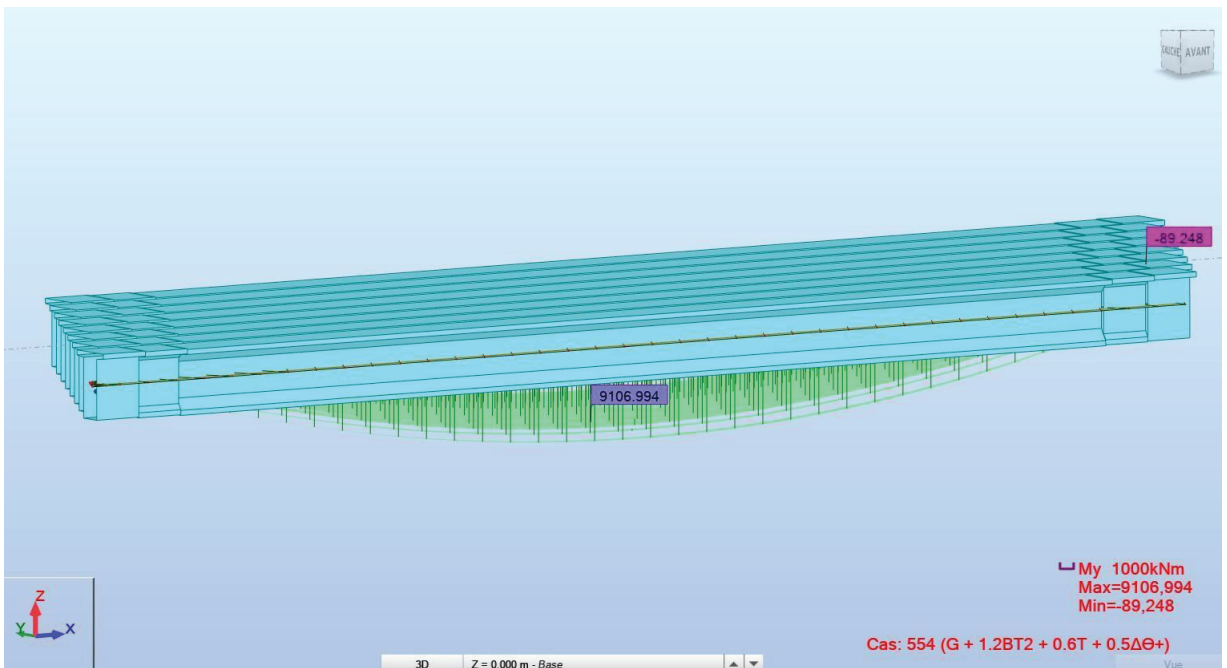


Figure 20 Moment fléchissant pour $G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

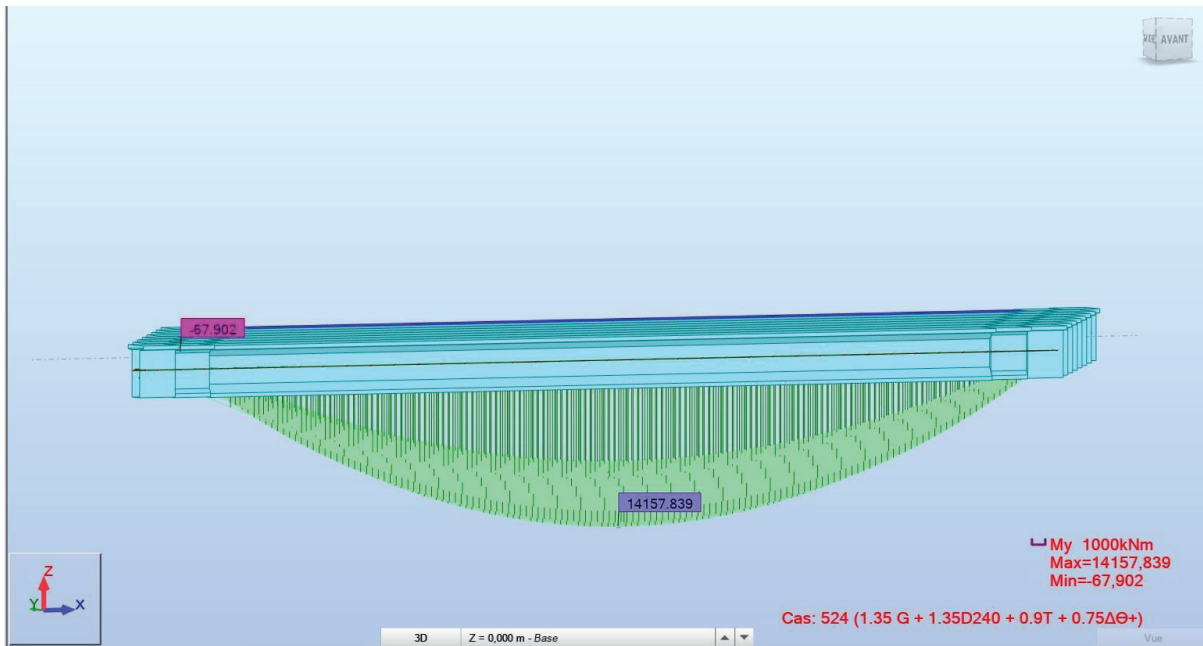


Figure 21 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

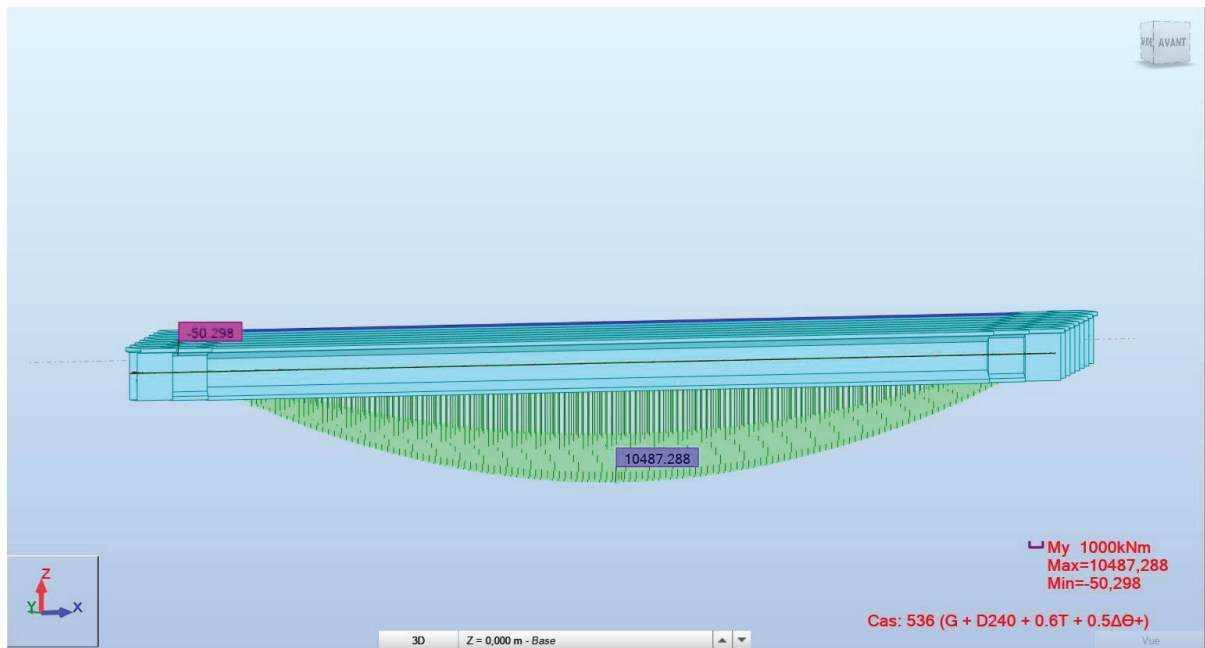


Figure 22 Moment fléchissant pour $G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

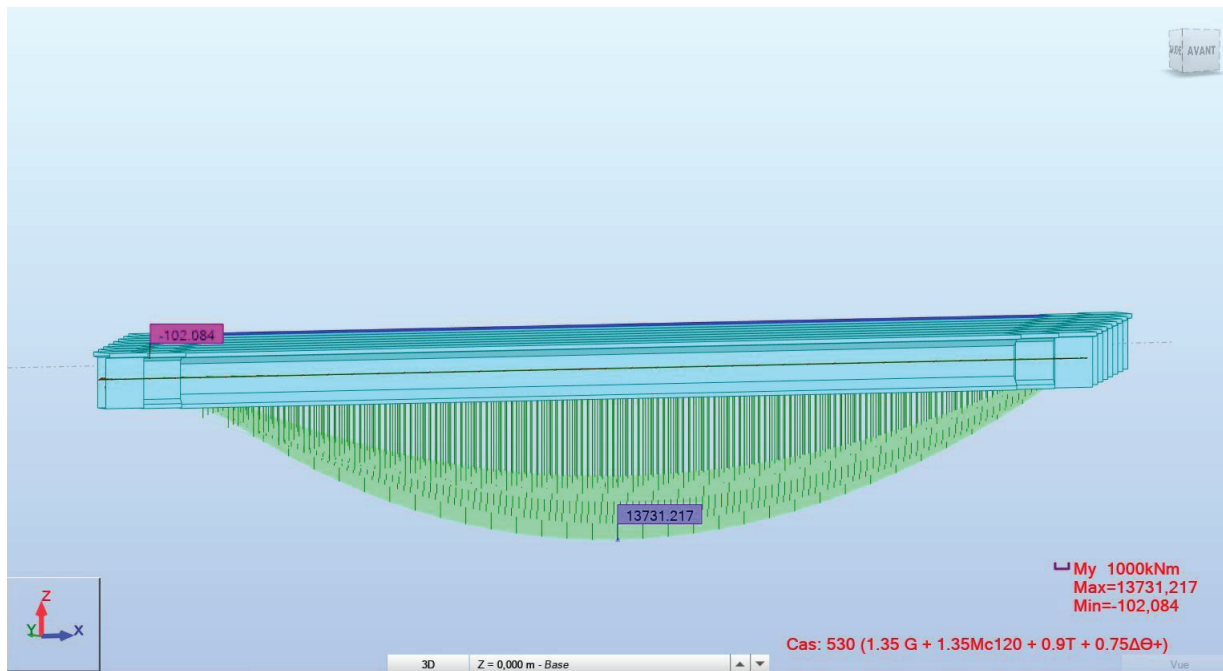


Figure 23 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.35Mc_{120} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

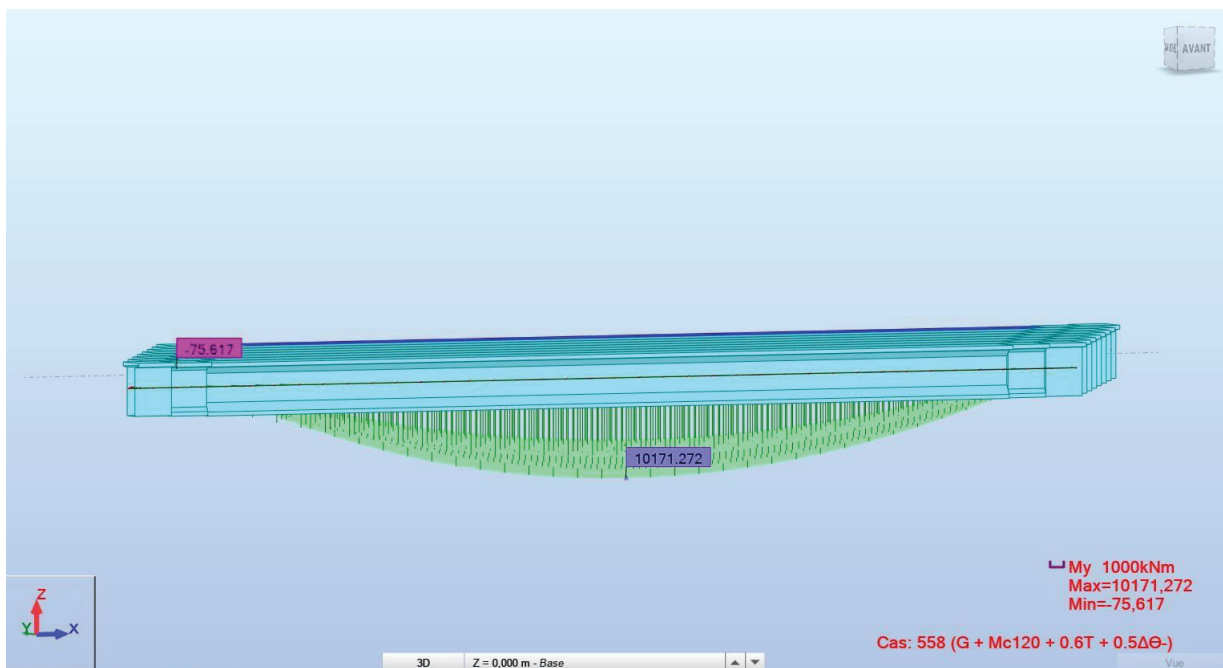


Figure 24 Moment fléchissant pour $G + Mc_{120} + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

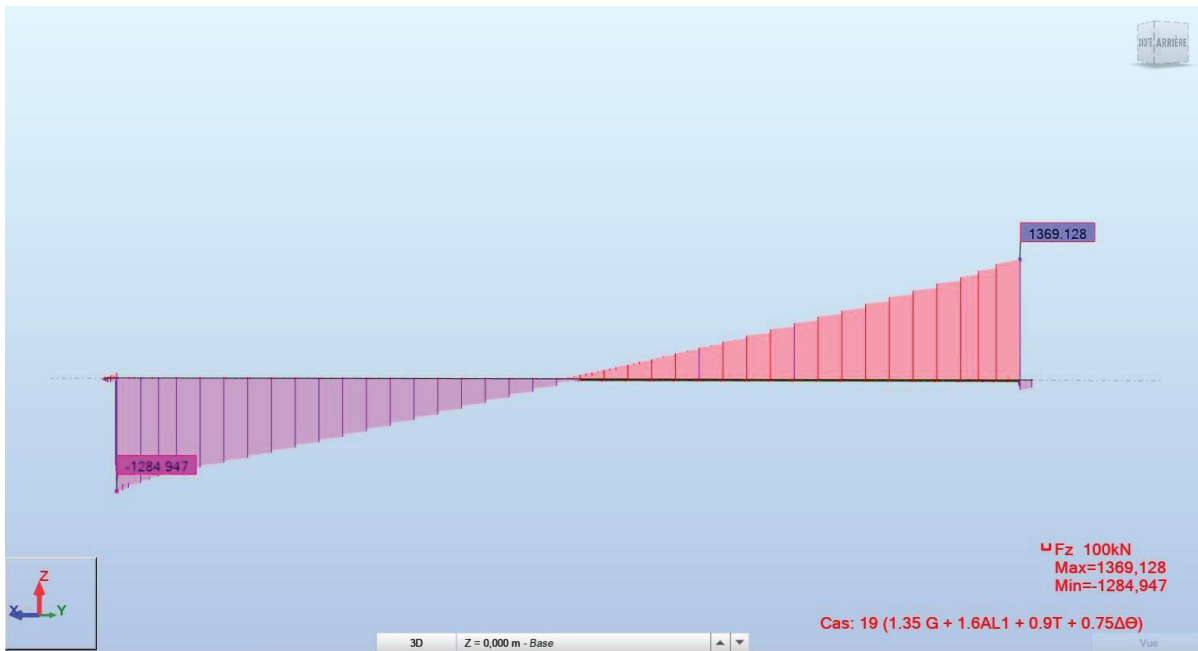


Figure 25 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6AL1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

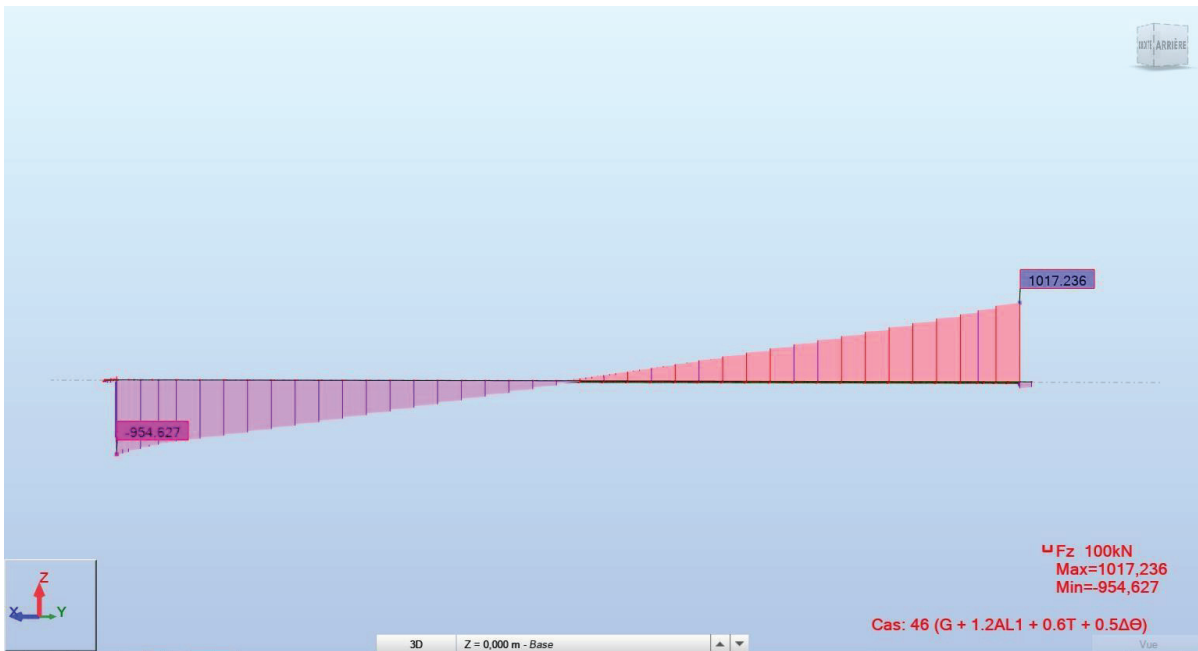


Figure 26 Moment fléchissant pour $G + 1.2AL1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

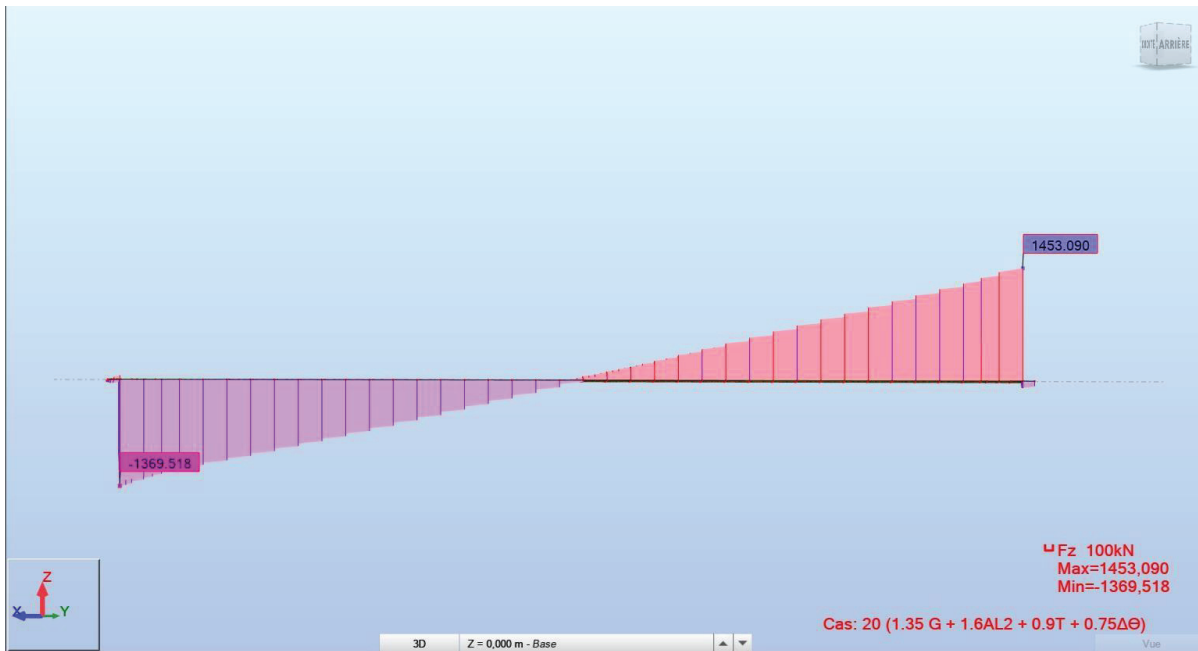


Figure 27 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6AL2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

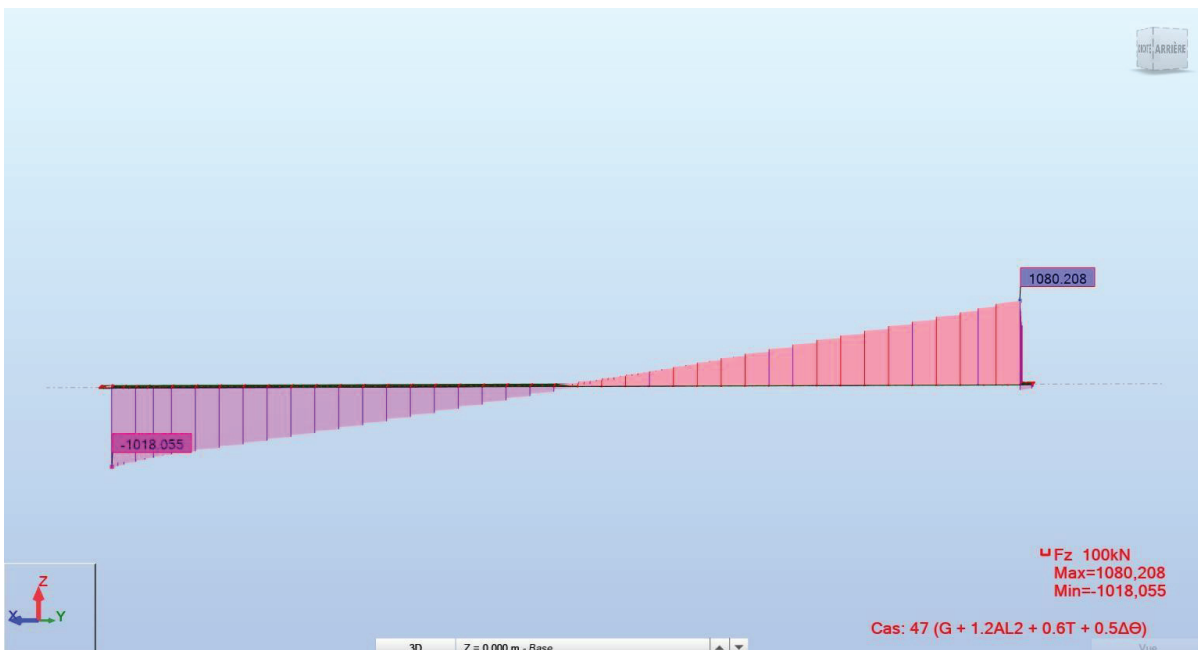


Figure 28 Moment fléchissant pour $G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

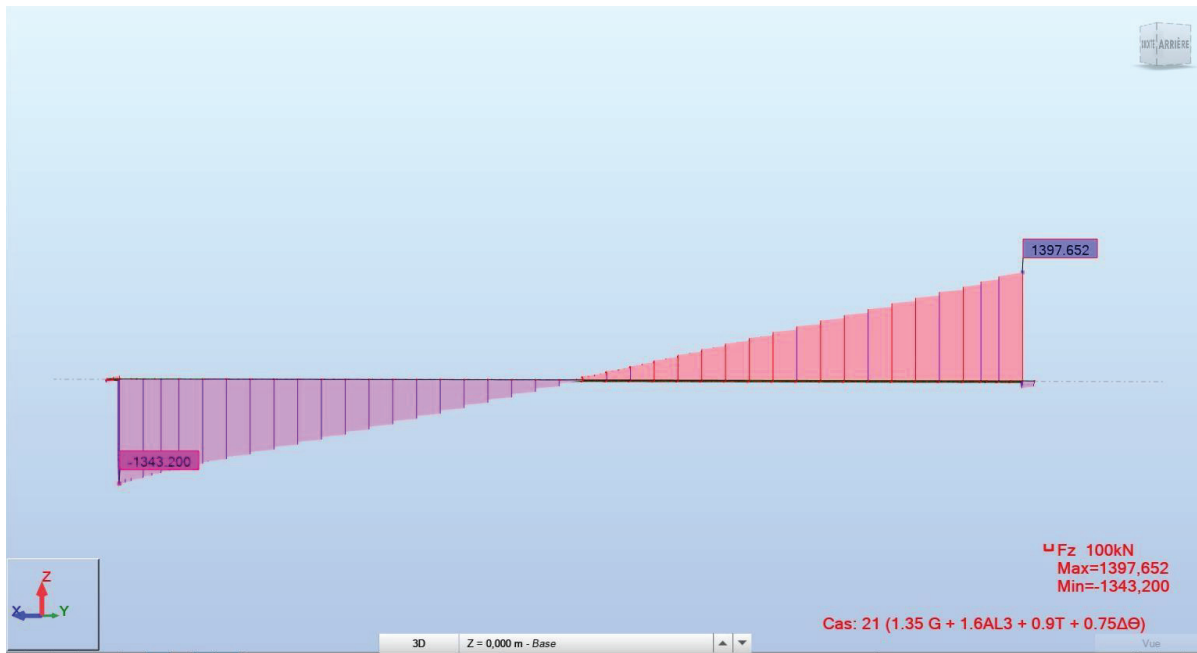


Figure 29 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6AL3 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

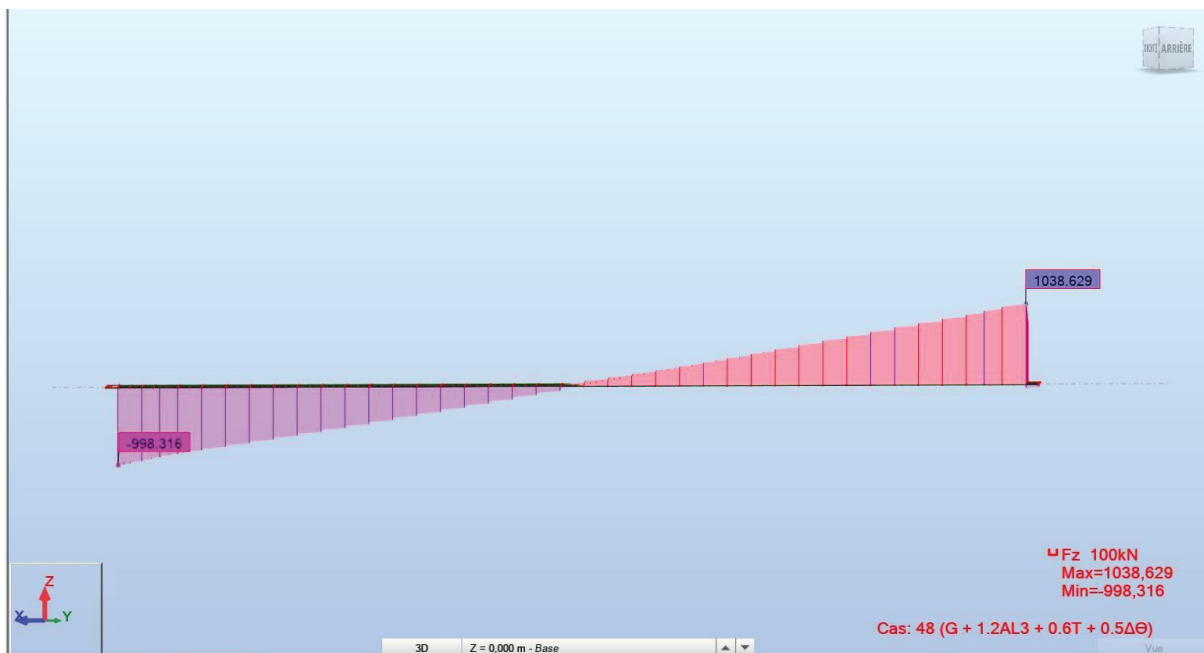


Figure 30 Moment fléchissant pour $G + 1.2AL3 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

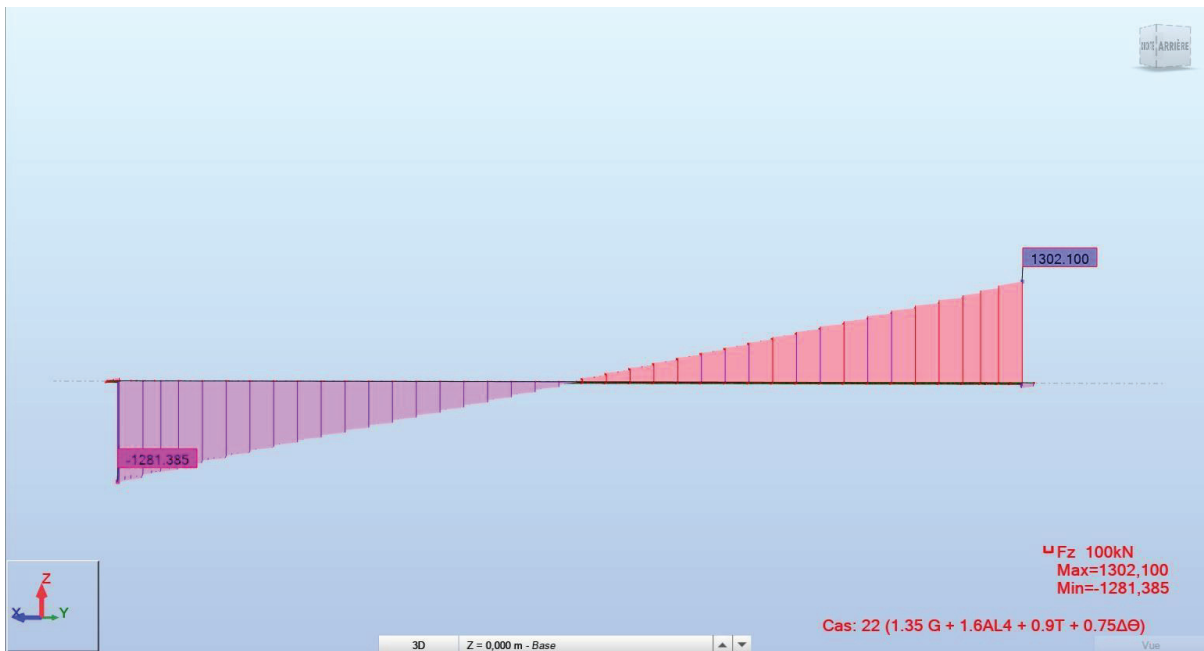


Figure 31 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6AL4 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

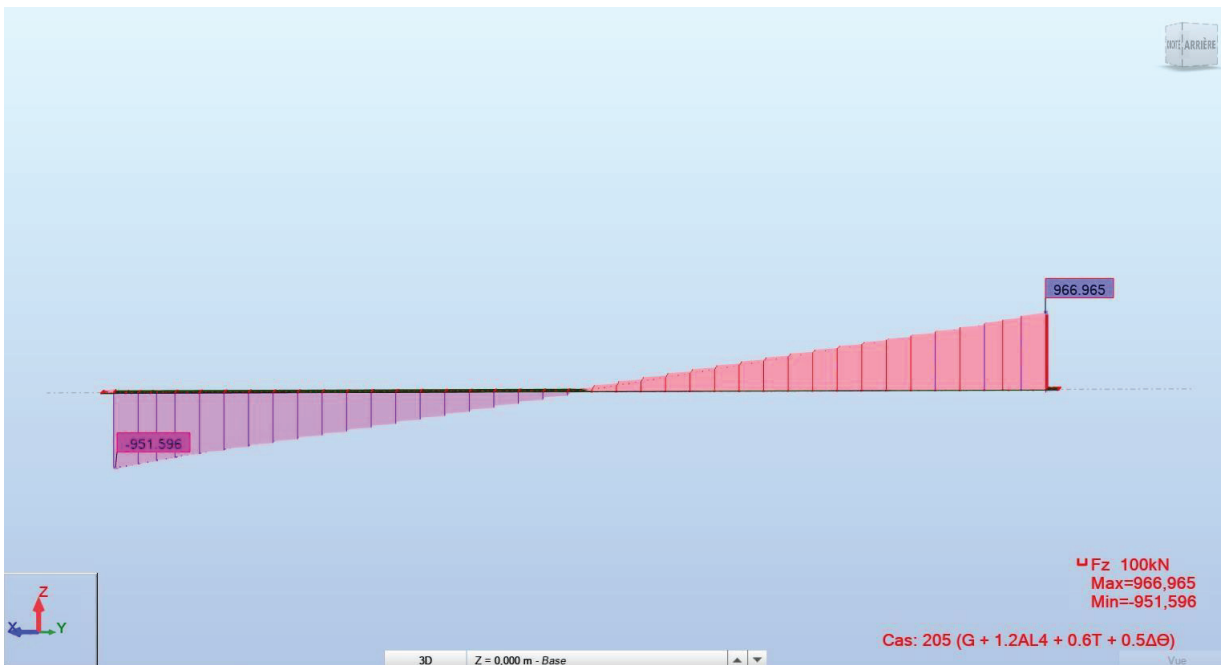


Figure 32 Moment fléchissant pour $G + 1.2AL4 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

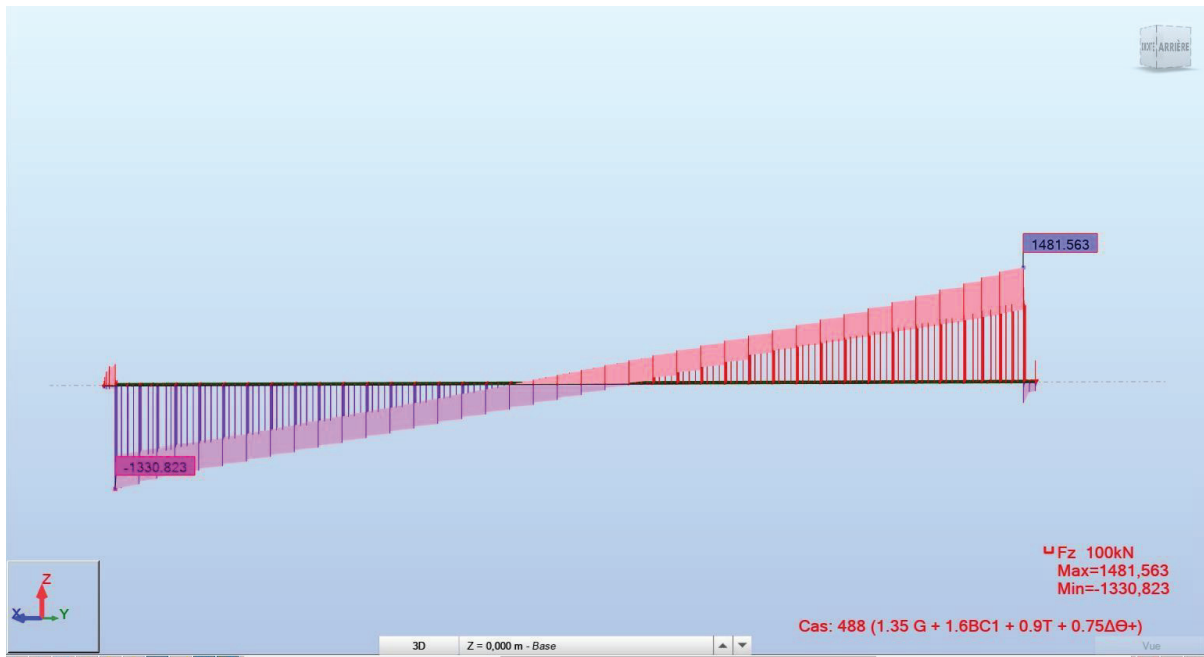


Figure 33 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6BC1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

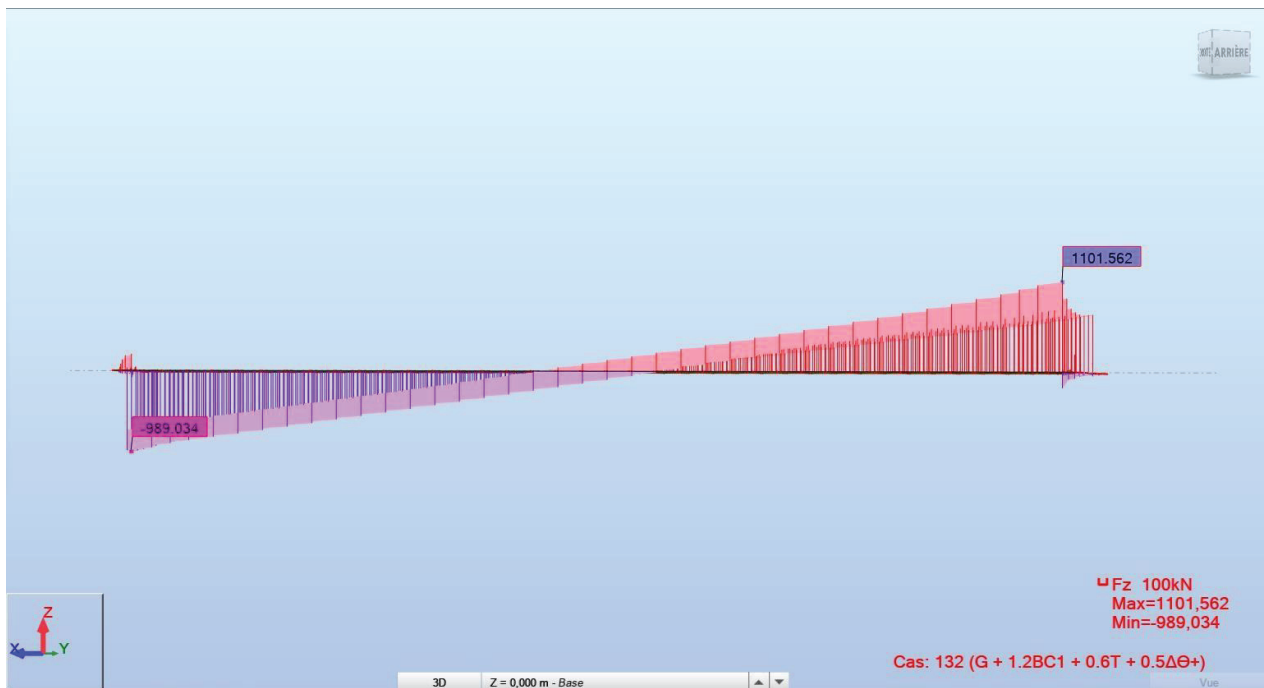


Figure 34 Moment fléchissant pour $G + 1.2BC1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

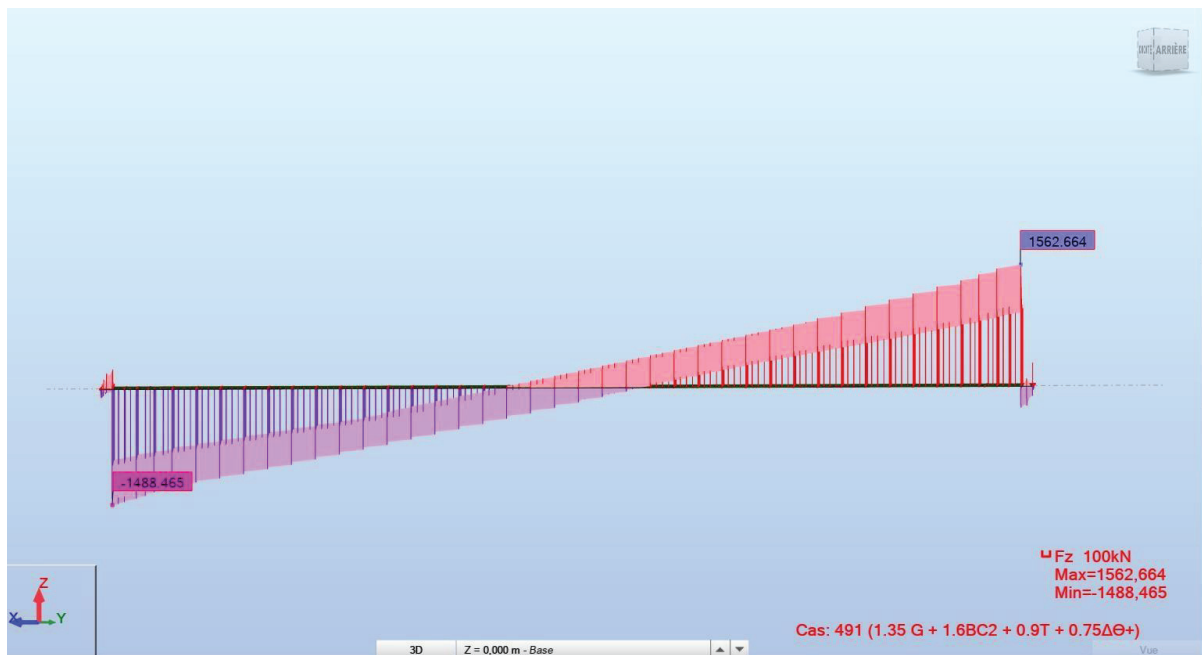


Figure 35 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6BC2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

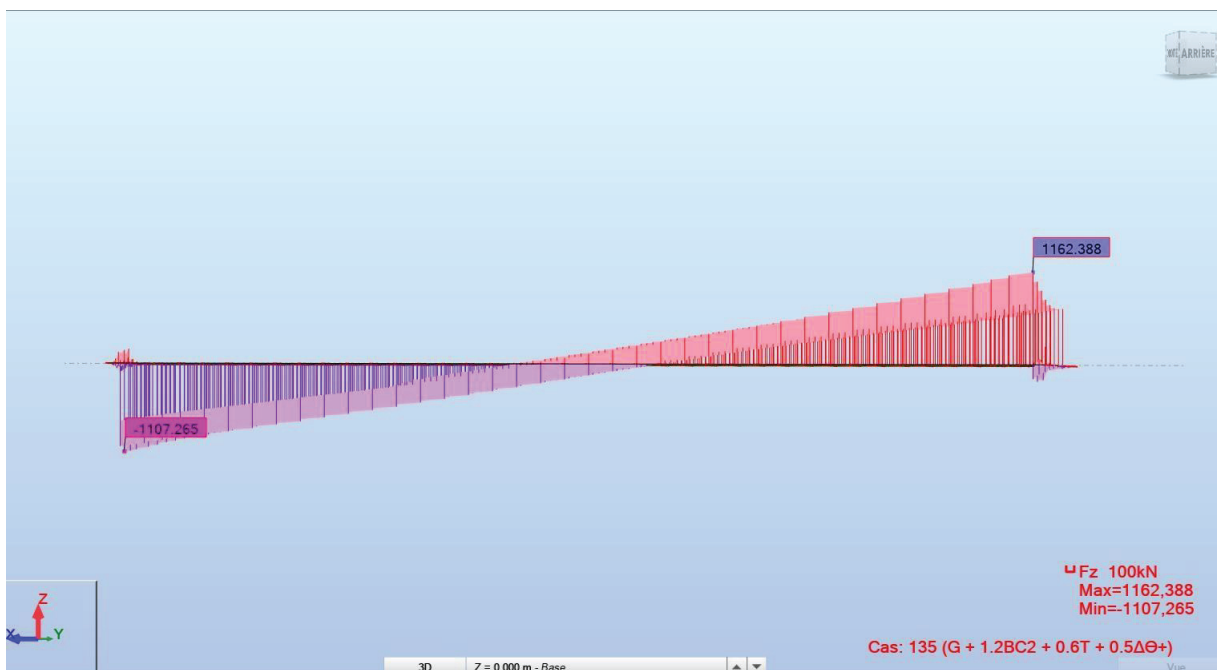


Figure 36 Moment fléchissant pour $G + 1.2BC2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

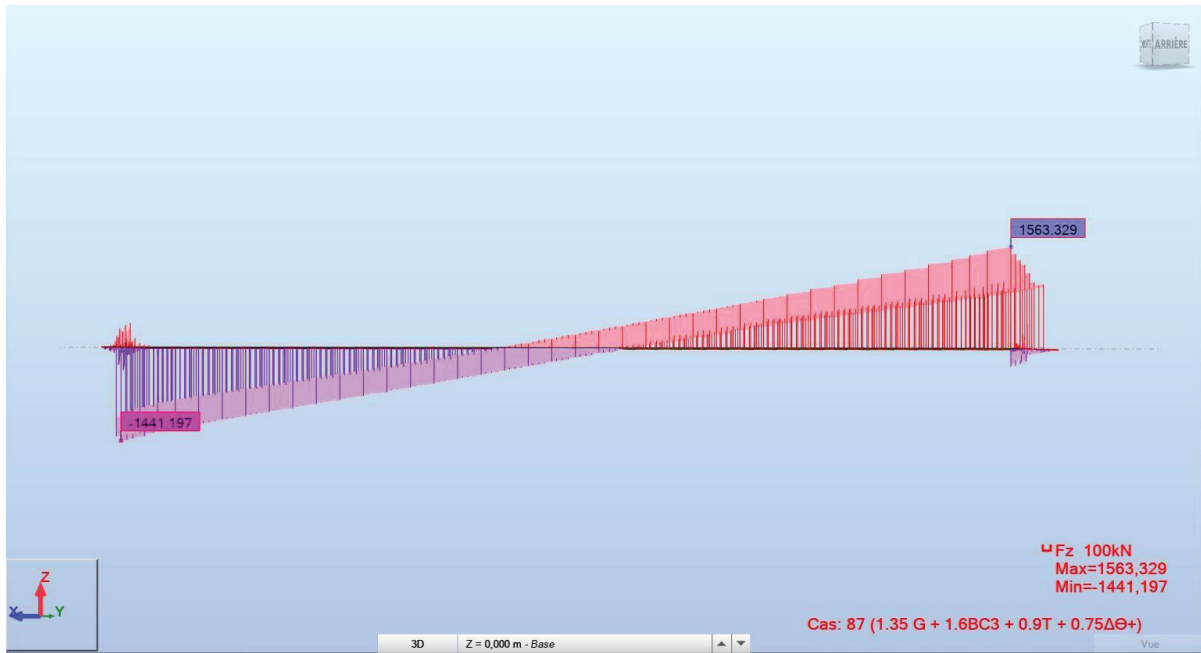


Figure 37 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6BC3 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

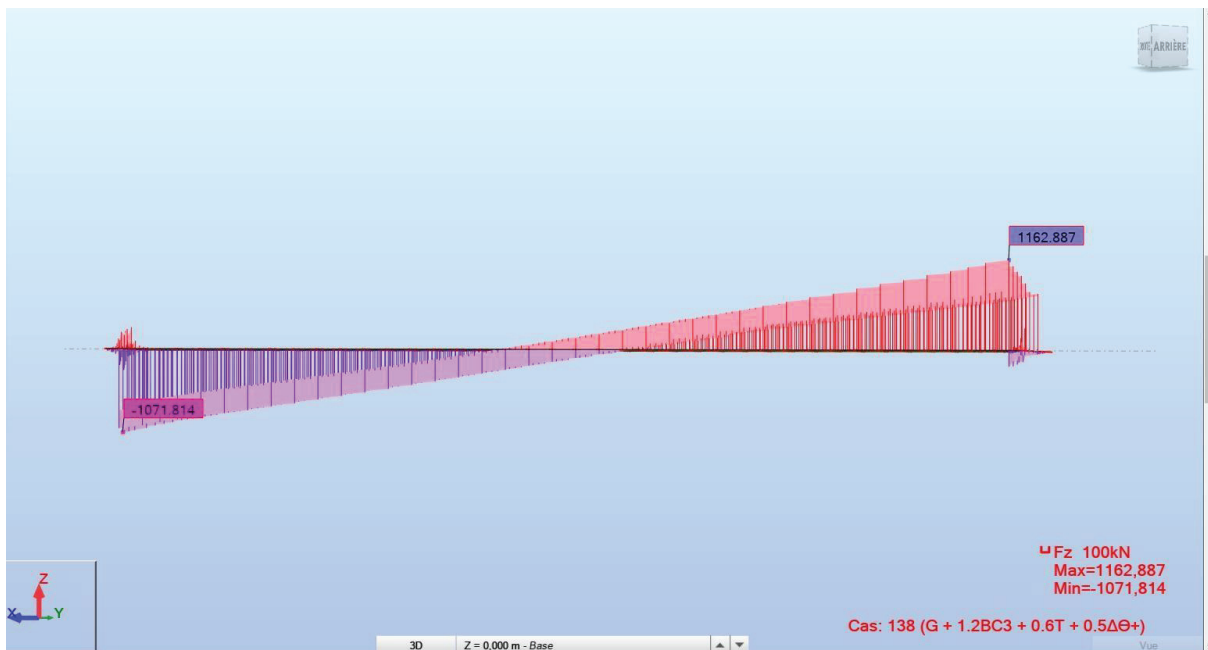


Figure 38 Moment fléchissant pour $G + 1.2BC3 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

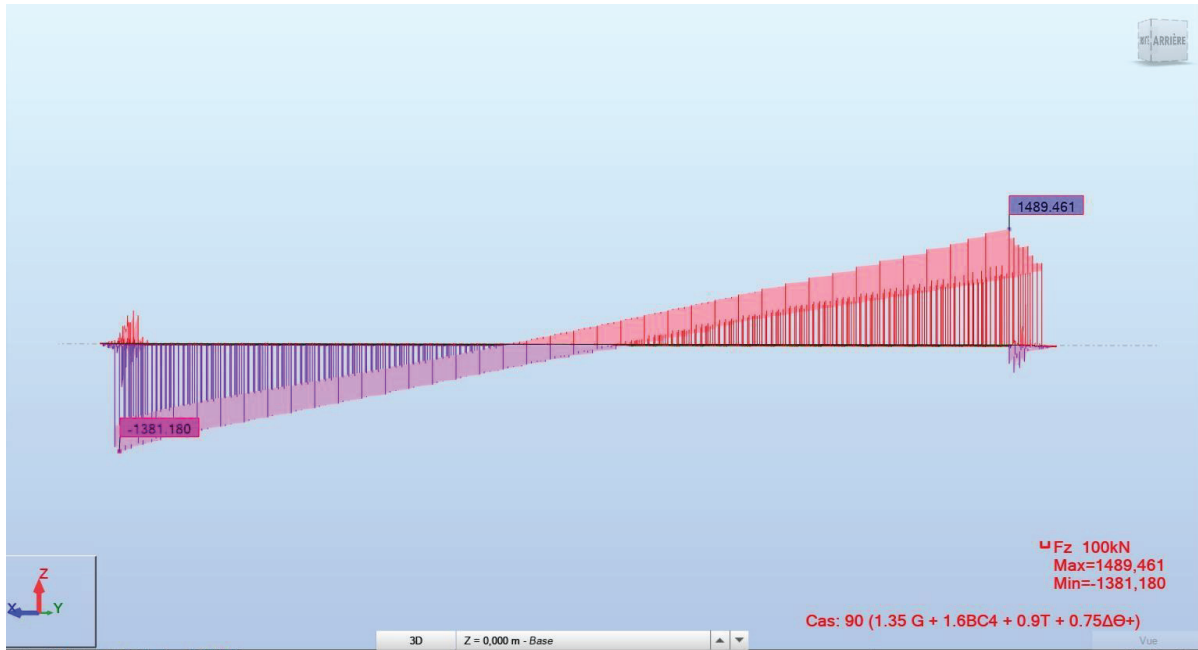


Figure 39 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6BC4 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

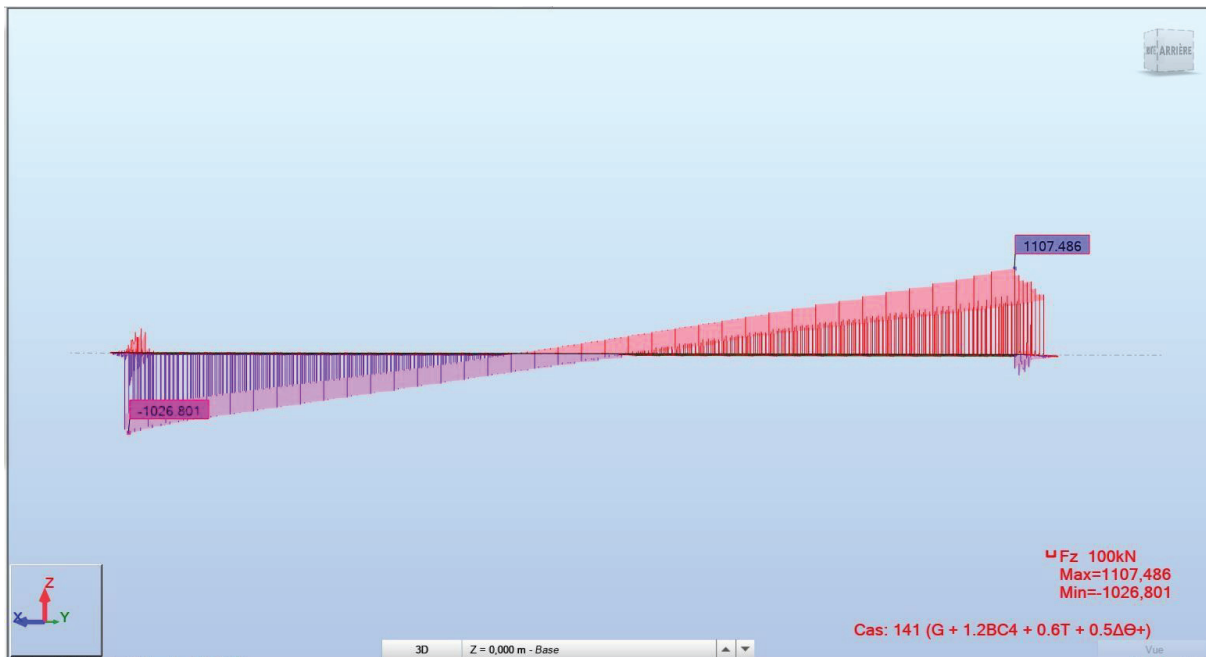


Figure 40 Moment fléchissant pour $G + 1.2BC4 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

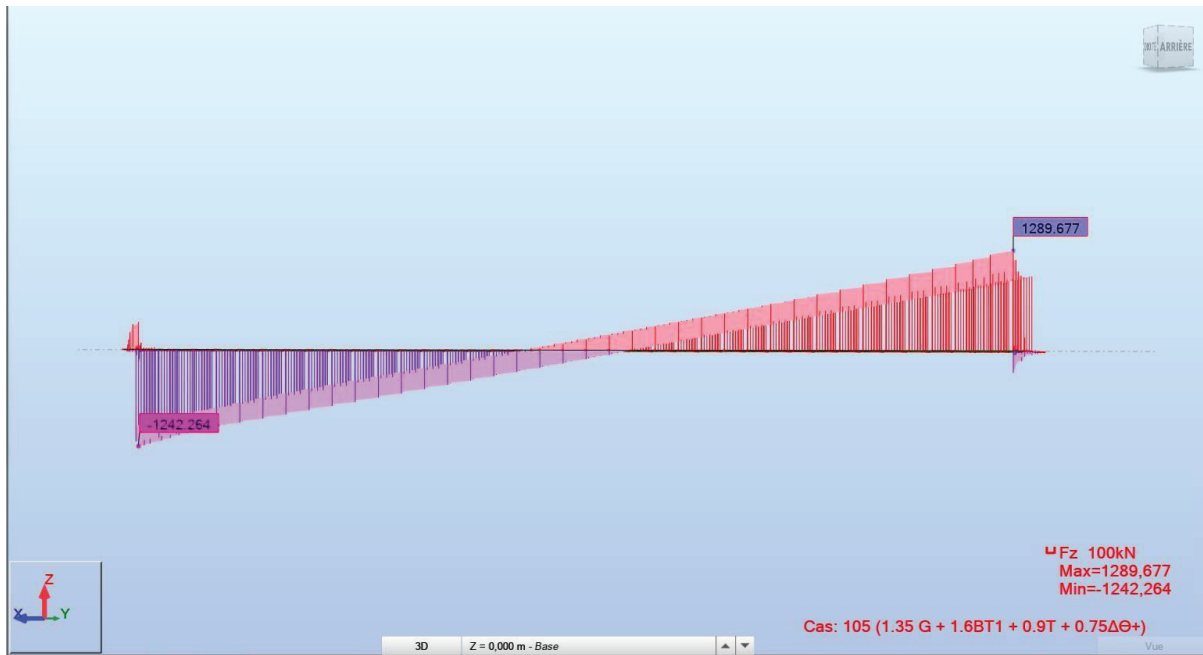


Figure 41 Moment fléchissant pour 1.35 G + 1.6BT1 + 0.9T + 0.75ΔΘ

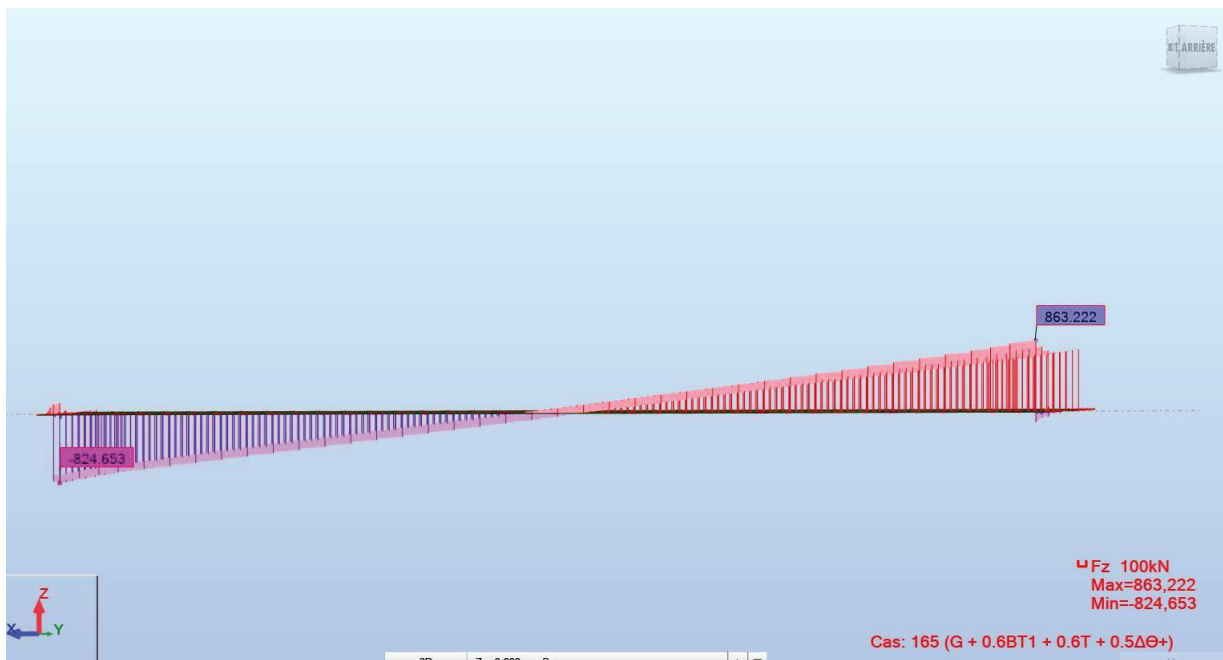


Figure 41 Moment fléchissant pour G + 1.2BT1 + 0.6T + 0.5ΔΘ

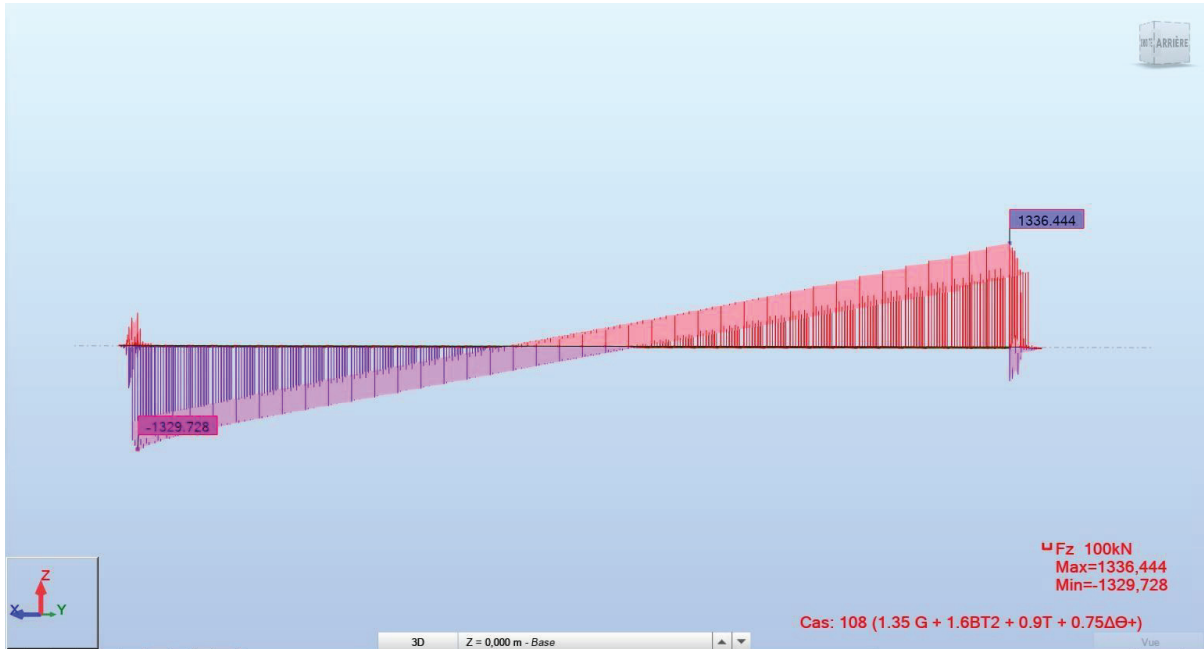


Figure 43 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6BT2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

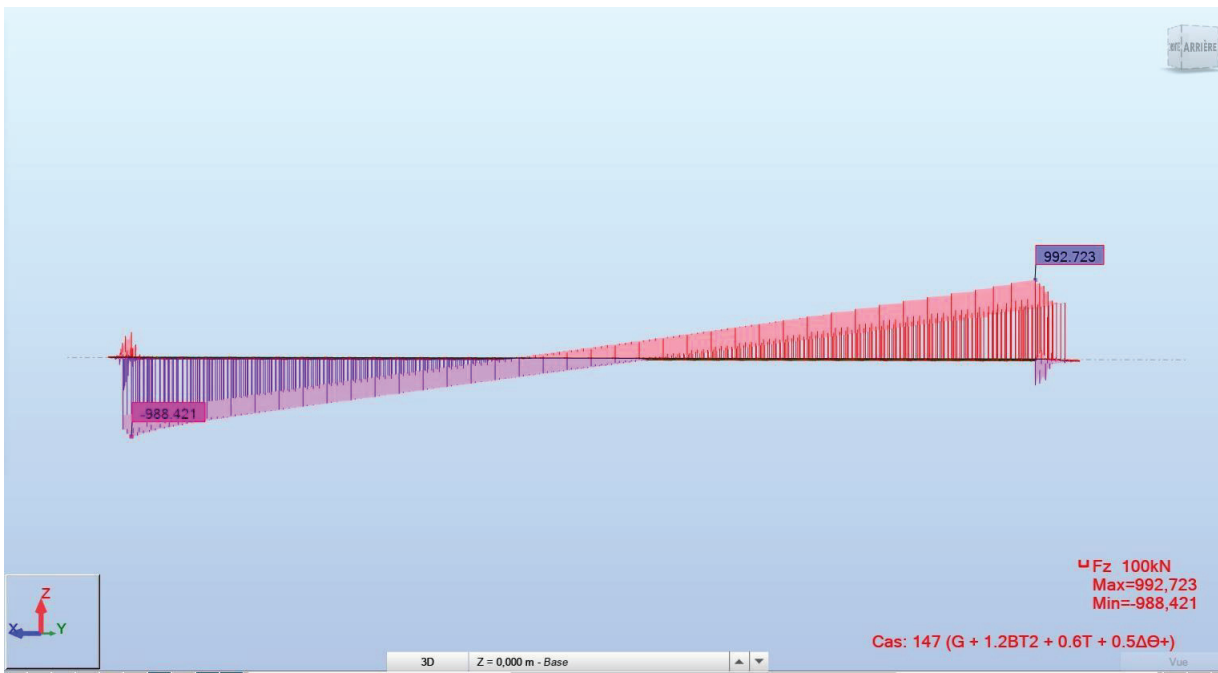


Figure 44 Moment fléchissant pour $G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

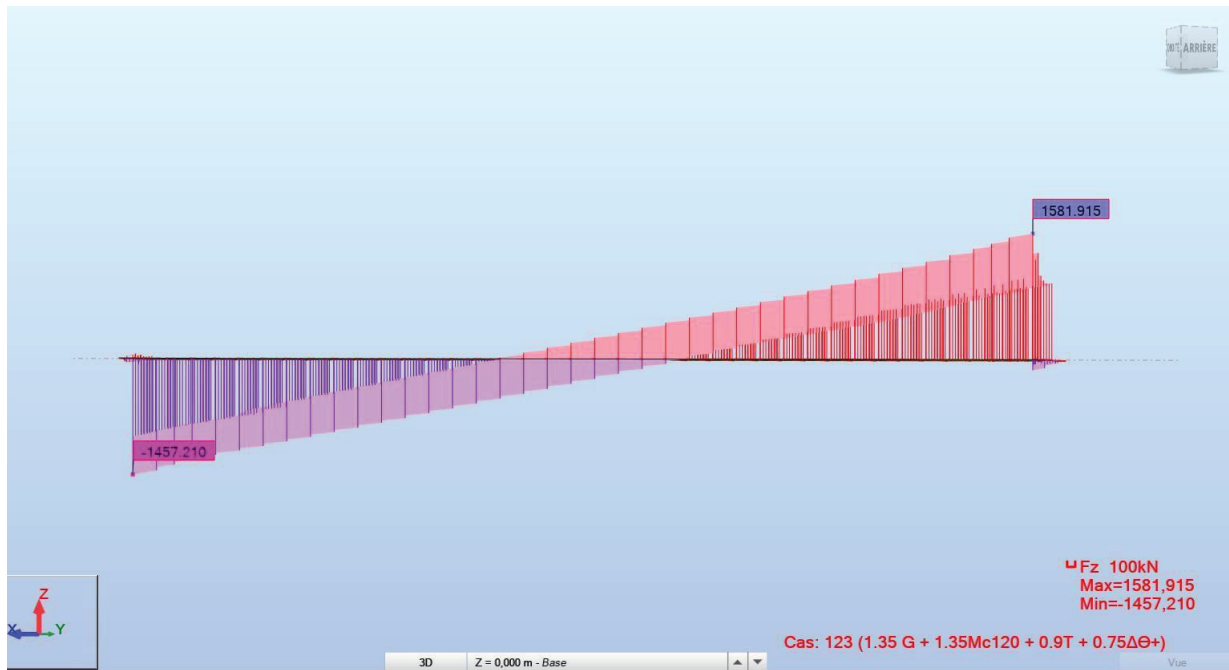


Figure 45 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.35Mc_{120} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

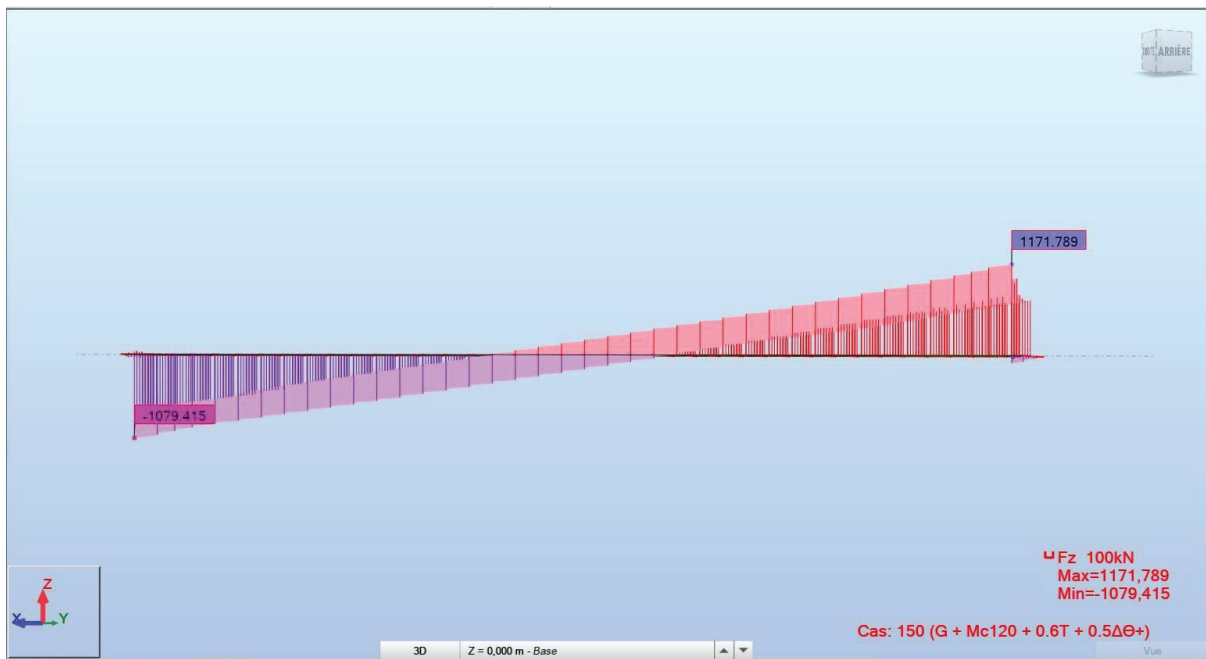


Figure 46 Moment fléchissant pour $G + Mc_{120} + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

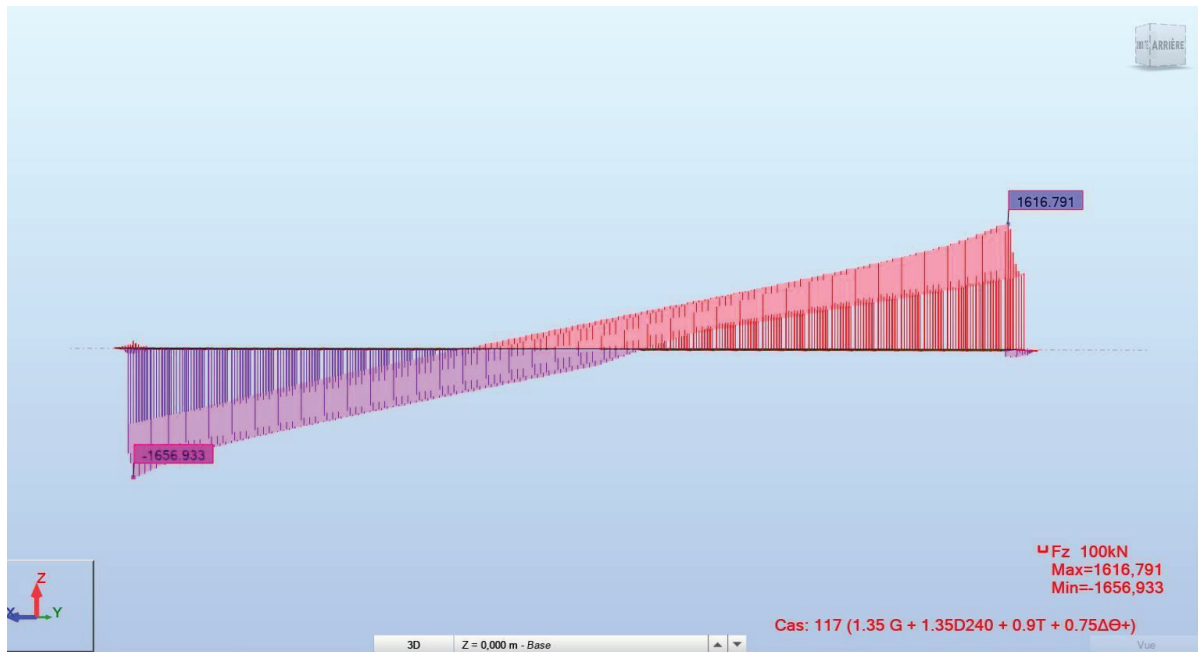


Figure 47 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

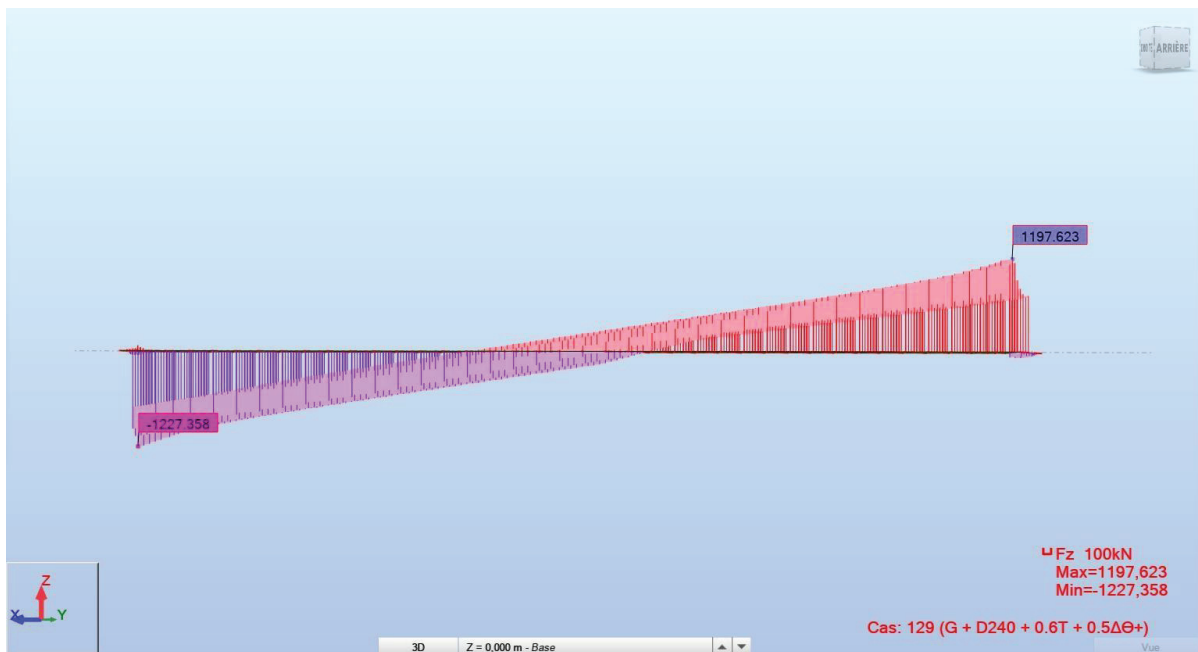


Figure 48 Moment fléchissant pour $G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

ETUDE DE LA PILE :

Raideurs statiques longitudinales :

Piles	$k_{F\hat{u}t}(MN/m)$	k_{Ap} d'appui (MN/m)	n_{A-Apps}	$K_{appuis}(MN/m)$
P1	109,60	2,00	16	24,81
P2	102,26	2,00	16	24,42
P3	83,50	2,00	16	23,17
P4	82,59	2,00	16	23,10

Culées	k_{Ap} - d'appui	n_{A-Apps}	K_P
	(MN/m)		(MN/m)
C1	2,00	8	16,04
C2	2,00	8	16,04

Combinaisons des efforts :

A L'ELS :

	N	H	MH	MV	ΔM (KN.m)	R1(1ère file)	R2(2 ème file)
G	19282,96	200,24	2785,37	0,00	2785,37	2216,94	2603,80
G+1.2AL	22304,94	305,54	4250,09	0,00	4250,09	2492,97	3083,26
G+1.2Bc	21440,50	416,24	5789,93	0,00	5789,93	2277,98	3082,14
G+Mc120	20418,36	200,24	2785,37	0,00	2785,37	2358,87	2745,72
G+D240	21427,17	200,24	2785,37	0,00	2785,37	2484,97	2871,82

A L'ELU

	N	H	MH	MV	ΔM (KN.m)
1,35G	26031,99	275,31	3829,61	0,00	3829,61
1.35G+1.6AI+1.6ST	30061,30	415,71	5782,58	0,00	5782,58
1.35G+1.26B+1.6ST	28908,71	563,31	7835,69	0,00	7835,69
1.36G+1.35Mc120	28926,68	275,31	3829,61	0,00	3829,61
1.35G+1.35D240	26031,99	275,31	3829,61	0,00	3829,61

Calcul des Futs :

Désig	N (KN)	H (KN)	$I_{FV/o}$ (x/o)	$I_{FH/O/a}$ (y/a,o)	$M_{FV/o}$
Fûts	1927,96	/	0,00	5,46	0,00
Chevetre	1170,00	/	0,00	11,66	0,00
G Tablier	12945,00	/	0,00	12,41	0,00
Hf+r	/	167,00	/	12,41	
HT°	/	55,40	/	12,41	
Désig	N (KN)	H (KN)	$I_{FV/o}$ (x/o)	$I_{FH/O/a}$ (y/a,o)	$M_{FV/o}$

1 La méthode spectrale :

- Les modes propres :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
2/ 1	0,70	1,42	52,75	30,82	0,00	52,75	30,82	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 2	0,72	1,38	52,86	30,82	0,00	0,11	0,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 3	0,73	1,38	85,22	81,56	0,00	32,36	50,74	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 4	0,73	1,36	85,73	82,13	0,00	0,51	0,57	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 5	0,80	1,26	86,49	85,52	0,00	0,76	3,39	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 6	0,82	1,22	86,50	85,60	0,00	0,01	0,08	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 7	2,33	0,43	86,50	85,60	0,65	0,00	0,00	0,65	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 8	2,34	0,43	86,50	85,60	7,82	0,00	0,00	7,17	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 9	2,41	0,42	86,53	85,61	7,91	0,03	0,01	0,08	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 10	2,42	0,41	86,55	85,61	8,12	0,02	0,01	0,21	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 11	2,58	0,39	86,58	85,63	8,69	0,03	0,01	0,57	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 12	2,58	0,39	86,58	85,63	64,64	0,00	0,00	55,96	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 13	2,65	0,38	86,58	85,63	64,69	0,00	0,00	0,04	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 14	2,66	0,38	86,58	85,63	64,69	0,00	0,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 15	2,69	0,37	86,59	85,63	64,94	0,00	0,00	0,25	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 16	2,72	0,37	86,59	85,63	65,16	0,00	0,00	0,22	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 17	2,85	0,35	88,01	86,15	65,16	1,43	0,52	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 18	2,94	0,34	88,01	86,15	65,16	0,00	0,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 19	2,95	0,34	88,01	86,15	65,16	0,00	0,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 20	3,25	0,31	88,06	86,16	65,16	0,05	0,01	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 21	3,36	0,30	88,10	86,16	65,16	0,03	0,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 22	4,27	0,23	88,10	86,16	65,17	0,00	0,00	0,01	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 23	4,30	0,23	90,19	87,24	65,18	2,09	1,08	0,01	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 24	4,37	0,23	90,21	87,25	65,18	0,02	0,01	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 25	4,39	0,23	90,31	87,29	65,19	0,11	0,04	0,01	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 26	4,55	0,22	90,35	87,29	65,20	0,03	0,00	0,01	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 27	4,62	0,22	90,47	87,36	65,20	0,12	0,07	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 28	4,73	0,21	90,81	87,36	65,20	0,34	0,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 29	4,75	0,21	92,96	88,36	65,20	2,15	1,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 30	4,87	0,21	93,83	89,97	65,20	0,87	1,61	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 31	4,88	0,20	94,64	92,48	65,20	0,81	2,51	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 32	4,93	0,20	95,47	93,10	65,20	0,83	0,62	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 33	5,14	0,19	95,47	93,10	65,20	0,00	0,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 34	5,38	0,19	96,63	94,92	65,20	1,16	1,83	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
2/ 35	5,41	0,18	96,63	94,92	65,20	0,00	0,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 1	0,70	1,42	52,75	30,82	0,00	52,75	30,82	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 2	0,72	1,38	52,86	30,82	0,00	0,11	0,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 3	0,73	1,38	85,22	81,56	0,00	32,36	50,74	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 4	0,73	1,36	85,73	82,13	0,00	0,51	0,57	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 5	0,80	1,26	86,49	85,52	0,00	0,76	3,39	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 6	0,82	1,22	86,50	85,60	0,00	0,01	0,08	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 7	2,33	0,43	86,50	85,60	0,65	0,00	0,00	0,65	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 8	2,34	0,43	86,50	85,60	7,82	0,00	0,00	7,17	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 9	2,41	0,42	86,53	85,61	7,91	0,03	0,01	0,08	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 10	2,42	0,41	86,55	85,61	8,12	0,02	0,01	0,21	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 11	2,58	0,39	86,58	85,63	8,69	0,03	0,01	0,57	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 12	2,58	0,39	86,58	85,63	64,64	0,00	0,00	55,96	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 13	2,65	0,38	86,58	85,63	64,69	0,00	0,00	0,04	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 14	2,66	0,38	86,58	85,63	64,69	0,00	0,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 15	2,69	0,37	86,59	85,63	64,94	0,00	0,00	0,25	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 16	2,72	0,37	86,59	85,63	65,16	0,00	0,00	0,22	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 17	2,85	0,35	88,01	86,15	65,16	1,43	0,52	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 18	2,94	0,34	88,01	86,15	65,16	0,00	0,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 19	2,95	0,34	88,01	86,15	65,16	0,00	0,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 20	3,25	0,31	88,06	86,16	65,16	0,05	0,01	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 21	3,36	0,30	88,10	86,16	65,16	0,03	0,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 22	4,27	0,23	88,10	86,16	65,17	0,00	0,00	0,01	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 23	4,30	0,23	90,19	87,24	65,18	2,09	1,08	0,01	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 24	4,37	0,23	90,21	87,25	65,18	0,02	0,01	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 25	4,39	0,23	90,31	87,29	65,19	0,11	0,04	0,01	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 26	4,55	0,22	90,35	87,29	65,20	0,03	0,00	0,01	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 27	4,62	0,22	90,47	87,36	65,20	0,12	0,07	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 28	4,73	0,21	90,81	87,36	65,20	0,34	0,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 29	4,75	0,21	92,96	88,36	65,20	2,15	1,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 30	4,87	0,21	93,83	89,97	65,20	0,87	1,61	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 31	4,88	0,20	94,64	92,48	65,20	0,81	2,51	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 32	4,93	0,20	95,47	93,10	65,20	0,83	0,62	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 33	5,14	0,19	95,47	93,10	65,20	0,00	0,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 34	5,38	0,19	96,63	94,92	65,20	1,16	1,83	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
3/ 35	5,41	0,18	96,63	94,92	65,20	0,00	0,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
4/ 1	0,70	1,42	52,75	30,82	0,00	52,75	30,82	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
4/ 2	0,72	1,38	52,86	30,82	0,00	0,11	0,00	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
4/ 3	0,73	1,38	85,22	81,56	0,00	32,36	50,74	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
4/ 4	0,73	1,36	85,73	82,13	0,00	0,51	0,57	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
4/ 5	0,80	1,26	86,49	85,52	0,00	0,76	3,39	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
4/ 6	0,82	1,22	86,50	85,60	0,00	0,01	0,08	0,00	8176157,26	8176157,26	8140638,71
4/ 7	2,33	0,43	86,50	85,60	0,65	0,00	0,00	0,65	8176157,26	8176157,26	8140638,71
4/ 8	2,34	0,43	86,50	85,60	7,82	0,00	0,00	7,17	8176157,26	8176157,26	8140638,71
4/ 9	2,41	0,42	86,53	85,61	7,91	0,03	0,01	0,08	8176157,26	8176157,26	8140638,71
4/ 10	2,42	0,41	86,55	85,61	8,12	0,02	0,01	0,21	8176157,26	8176157,26	8140638,71
4/ 11	2,58	0,39	86,58	85,63	8,69	0,03	0,01	0,57	8176157,26	8176157,26	8140638,71
4/ 12	2,58	0,39	86,58	85,63	64,64	0,00	0,00	55,96	8176157,26	8176157,26	8140638,71

ANNEXE C. TABLEAUX DE LA METHODE SPECTRALE

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Cumulées UX [%]	Cumulées UY [%]	Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 13	2.65	0.38	86.58	85.63	64.69	0.00	0.00	0.04	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 14	2.66	0.38	86.58	85.63	64.69	0.00	0.00	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 15	2.69	0.37	86.59	85.63	64.94	0.00	0.00	0.25	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 16	2.72	0.37	86.59	85.63	65.16	0.00	0.00	0.22	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 17	2.85	0.35	88.01	86.15	65.16	1.43	0.52	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 18	2.94	0.34	88.01	86.15	65.16	0.00	0.00	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 19	2.95	0.34	88.01	86.15	65.16	0.00	0.00	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 20	3.25	0.31	88.06	86.16	65.16	0.05	0.01	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 21	3.36	0.30	88.10	86.16	65.16	0.03	0.00	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 22	4.27	0.23	88.10	86.16	65.17	0.00	0.00	0.01	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 23	4.30	0.23	90.19	87.24	65.18	2.09	1.08	0.01	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 24	4.37	0.23	90.21	87.25	65.18	0.02	0.01	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 25	4.39	0.23	90.31	87.29	65.19	0.11	0.04	0.01	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 26	4.55	0.22	90.35	87.29	65.20	0.03	0.00	0.01	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 27	4.62	0.22	90.47	87.36	65.20	0.12	0.07	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 28	4.73	0.21	90.81	87.36	65.20	0.34	0.00	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 29	4.75	0.21	92.96	88.36	65.20	2.15	1.00	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 30	4.87	0.21	93.83	89.97	65.20	0.87	1.61	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 31	4.88	0.20	94.64	92.48	65.20	0.81	2.51	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 32	4.93	0.20	95.47	93.10	65.20	0.83	0.62	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 33	5.14	0.19	95.47	93.10	65.20	0.00	0.00	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 34	5.38	0.19	96.63	94.92	65.20	1.16	1.83	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
4/ 35	5.41	0.18	96.63	94.92	65.20	0.00	0.00	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 1	0.70	1.42	52.75	30.82	0.00	52.75	30.82	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 2	0.72	1.38	52.86	30.82	0.00	0.11	0.00	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 3	0.73	1.38	85.22	81.56	0.00	32.36	50.74	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 4	0.73	1.36	85.73	82.13	0.00	0.51	0.57	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 5	0.80	1.26	86.49	85.52	0.00	0.76	3.39	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 6	0.82	1.22	86.50	85.60	0.00	0.01	0.08	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 7	2.33	0.43	86.50	85.60	0.65	0.00	0.00	0.65	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 8	2.34	0.43	86.50	85.60	0.00	0.00	0.00	7.17	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 9	2.41	0.42	86.53	85.61	7.91	0.03	0.01	0.08	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 10	2.42	0.41	86.55	85.61	8.12	0.02	0.01	0.21	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 11	2.58	0.39	86.58	85.63	8.69	0.03	0.01	0.57	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 12	2.58	0.39	86.58	85.63	64.64	0.00	0.00	55.96	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 13	2.65	0.38	86.58	85.63	64.69	0.00	0.00	0.04	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 14	2.66	0.38	86.58	85.63	64.69	0.00	0.00	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 15	2.69	0.37	86.59	85.63	64.94	0.00	0.00	0.25	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 16	2.72	0.37	86.59	85.63	65.16	0.00	0.00	0.22	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 17	2.85	0.35	88.01	86.15	65.16	1.43	0.52	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 18	2.94	0.34	88.01	86.15	65.16	0.00	0.00	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 19	2.95	0.34	88.01	86.15	65.16	0.00	0.00	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 20	3.25	0.31	88.06	86.16	65.16	0.05	0.01	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 21	3.36	0.30	88.10	86.16	65.16	0.03	0.00	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 22	4.27	0.23	88.10	86.16	65.17	0.00	0.00	0.01	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 23	4.30	0.23	90.19	87.24	65.18	2.09	1.08	0.01	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 24	4.37	0.23	90.21	87.25	65.18	0.02	0.01	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 25	4.39	0.23	90.31	87.29	65.19	0.11	0.04	0.01	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 26	4.55	0.22	90.35	87.29	65.20	0.03	0.00	0.01	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 27	4.62	0.22	90.47	87.36	65.20	0.12	0.07	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 28	4.73	0.21	90.81	87.36	65.20	0.34	0.00	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 29	4.75	0.21	92.96	88.36	65.20	2.15	1.00	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 30	4.87	0.21	93.83	89.97	65.20	0.87	1.61	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 31	4.88	0.20	94.64	92.48	65.20	0.81	2.51	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 32	4.93	0.20	95.47	93.10	65.20	0.83	0.62	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 33	5.14	0.19	95.47	93.10	65.20	0.00	0.00	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 34	5.38	0.19	96.63	94.92	65.20	1.16	1.83	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71
5/ 35	5.41	0.18	96.63	94.92	65.20	0.00	0.00	0.00	8176157.26	8176157.26	8140638.71

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	11,4	13,7	2,2	0,003	0,005	0,001
Noeud	673	673	1380	660	449	1727
Cas	6 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	1	1	10 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-4,0	-5,0	-5,4	-0,003	-0,005	-0,000
Noeud	673	673	3709	1682	726	908
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	1	1	1	9 (C) (CQC)
Mode						

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée (pieu)

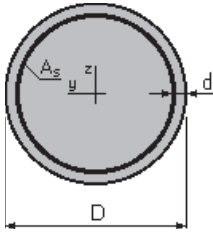
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELS	2617,36	190,81	0,00
2.	ELU	3523,91	258,23	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 113,1$ (cm²)

théorique $\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)

Section maximum $A_{s \max} = 565,5$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 2617,36 (kN)** **$M_y = 190,81$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 5,53

Position de l'axe neutre: $y = 193,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 61,4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma'_s = 42,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 169,6$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = 3523,91 (kN)** **$M_y = 258,23$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**



Coefficient de sécurité: 5,14 Pivot: C
Position de l'axe neutre: $y = 127,9$ (cm)
Bras de levier: $Z = 59,7$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,34$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Calcul d'une Section Comprimée Corbeau d'appui

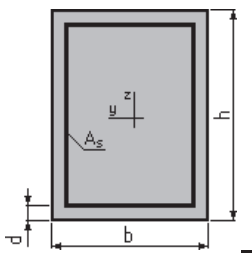
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 30,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	97,72
Etat Limite de Service	74,16
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 3000,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 2744,0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 225000,0$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 2500000,0$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8,7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 34,6$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,65$		N_u (béton seul)	$= 4596,67$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0,2 (MPa)
 $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Acier:

Section théorique	A_s	= 10,4 (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}}$	= 10,4 (cm ²)
Section maximum	$A_{s \text{ max}}$	= 150,0 (cm ²)
théorique	ρ	= 0,52 (%)
minimum	ρ_{min}	= 0,35 (%)
maximum	ρ_{max}	= 5,00 (%)