

N° Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2022

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE D'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

**Merimi adlen
Guerroumi mokhtar**

En vue de l'obtention du diplôme de Master :

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :

**Conception et étude d'un pont à poutres en béton précontraint situé
à Djabahia**

Devant le jury composé de :

Laib abdelghanie
Salhi ahmed
Saoudi B
Bakheti R

UAMOB / GENIE CIVIL	Encadreur
E.N.G.O.A	Co-Encadreur
UAMOB / GENIE CIVIL	Examineur
UAMOB / GENIE CIVIL	Examineur

Année Universitaire 2021/2022

Remerciement

Nous remercions avant tout notre Dieu le tout puissant qui nous à donné la force et la volonté de réaliser et achever ce travail.

Nous remercions aussi de tout nos cœurs nos parents et toute la famille pour leurs sacrifices, leurs encouragements, leurs soutiens jusqu'à ce que nous avons réalisé ce travail.

nous remercions tout d'abord le monsieur LAIB.A de nous avoir proposé ce sujet de mémoire, de l'intention qu'il a portée à notre travail. Nous le remercions pour ses conseils qui ont Contribué à l'élaboration de ce travail. Sans oublier les ingénieurs de E.N.G.O.A pour tout conseil et de l'aide.

Nos remerciements vont aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner, d'évaluer et d'enrichir ce travail.

Enfin, notre gratitude, Nos reconnaissances et nos très vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin et en particulier l'ensemble des enseignants du département de génie civil de bouira, à ma formation d'études de la graduation et de la post graduation.

Dédicace

Je dédie ce présent travail en signe de reconnaissance à mes très chers parents qui ont tout fait pour me soutenir dans mes études.

A ma grande mère.

A mes frères et sœurs.

A mes oncles, tantes et mes cousins.

A toute ma famille.

A mon amis ADLEN et sa famille.

Mokhtar Guerroumi

Dédicaces

Je dédie ce travail.

A ma très chère mère, à mon père.

A mes frères et sœurs.

A toute ma famille.

A toute la Promotion.

A mes amies, A tous ceux qui nous ont soutenus, Aidé,

Encouragé de près ou de loin.

Et à tout personne que j'ai connus et j'ai aimé.

Adel merimi

Mokhtar guerroumi

Résumé

Le but de ce projet est l'étude d'un pont à poutre en béton précontraintes, isostatique identique de 84m de longueur par post-tension.

Ce pont situé sur la pénétrante reliant **TIZI OUZOU** à l'autoroute **Est-Ouest** au niveau de **DJEBAHIA**.

Après le calcul des sollicitations et calcul numérique à l'aide du logiciel ROBOT, nous procédons au calcul de la précontrainte et à la détermination de ferrailage des éléments constructifs du tablier ainsi qu'à leurs vérifications selon les règlements en vigueur. En dernier lieu,

En établira le dimensionnement des appuis de pont.

Mots Clés: pont, béton précontraint, isostatique, post-tension.

الغرض من هذا المشروع هو دراسة جسر شعاع خرساني سابق الإجهاد ، متوازنة بطول 84 مترًا بفعل التوتر المسبق.

يقع هذا الجسر على الاختراق الذي يربط تيزي أوزو بالطريق السريع الشرق والغرب في جيباحيا .

بعد حساب الضغوط والحساب العددي باستخدام برنامج Robot ننتقل إلى حساب الإجهاد المسبق وتحديد تقوية العناصر البناءة للسطح وكذلك التحقق منها وفقًا للوائح المعمول بها. أخيرًا ، سيتم إنشاء أبعاد دعائم الجسر.

Introduction général.....	01
Chapitre1 : Présentation et conception de l'ouvrage	
I-1.Introduction	02
I-2.Présentation de l'ouvrage.....	02
I-3. Les caractéristiques principales de l'ouvrage	03
I-4. Conception général de l'ouvrage	03
I-5. Les Données de projet	03
I-6.Choix du type d'ouvrage	06
I-7.Conception de tablier	06
I-7.1. La 1 ère variante pont à poutres en béton précontraint a travées indépendantes ...	07
I-7.2. La 2ème variante pont mixte a poutres métalliques	08
I-7.3. La 3ème variante Pont en béton armé	11
I-8.Analyse multicritères	12
I-9. Conclusion	12
Chapitre II : caractéristiques des matériaux	
II-1.Introduction.....	13
II-2.Le béton	13
II-3.L'acier.....	15
II-4.Conclusion	18
Chapitre III : Caractéristiques du tablier	
III-1.Introduction	19
III 3-2.Caractéristiques de l'ouvrage.....	19
III-3.Pré dimensionnement du tablier	19
III-4. Dimensionnement de la poutre.....	20
III-5.Les équipements de pont (superstructure).....	22
III-6.Calcul des caractéristiques géométriques de la poutre	24
III-Conclusion.....	25
Chapitre IV : Calcul des charges et surcharges	
IV-1.Introduction	26
IV-2.Calcul des charges permanentes	26
IV-3.Calcul des surcharges.....	27
IV-3.1. Surcharge A (L).....	28
IV-3.2 Surcharge Bc	29
IV-3.3. Système Bt	31
IV-3.4. Coefficient Bt	31
IV-3.5. Système Br	32
IV-3.6. Surcharge militaire Mc120	32
IV-3.7. Charge exceptionnelle D240	33
IV-3.8. Charge exceptionnelle D280	33
IV-3.9.Surcharge de trottoir	34
IV-3.10 Effort de freinage à A(L)	34
IV-3.11 Effort de freinage du Bc	34
IV-3.12 Effet du vent	34
IV-3.13. L'effet du séisme.....	34
IV-3.14. Actions thermiques.....	35
IV-4. Conclusion	35
Chapitre V : Calcule Des efforts Longitudinaux	
V.1. Introduction.....	36
V.2. Evaluation des efforts dus aux charges et surcharges réglementaires	36
V.3. Détermination de la section critique	36

IV.4. Calcul des efforts dus aux différents chargements.....	39
IV.4. 1. Surcharge A.....	39
IV.4.2. Surcharges B.....	40
IV.4. 3. Surcharge Bt	43
IV.4.4. Surcharge Br.....	43
IV.4.5. Surcharge de trottoir	44
IV.4. 6. Surcharges Mc120 et D240	45
IV.5. conclusion	45
Chapitre VI : calcul numérique	
VI.1. Introduction	46
VI.2. La Modélisation	46
VI.3. Modélisation de la poutre	47
VI.4. Model de calcul	48
VI.5. Charges Appliquées Sur La Structure (complément de charge)	49
VI.5.1Système de charge AL (RCPR Art.4.4)	50
VI.5.2. Système de charge Bc (RCPR Art.4.5)	50
VI.5.3. Charges militaires MC120 (RCPR Art.4.10.1.2)	51
VI.5.4. Convoi exceptionnel : D240 (RCPR Art.4.11.1.2)	51
VI.6. Résultats du modèle de calcul	52
VI.6.1Résultat moment max	53
VI.6.2Résultat moment min	53
VI.6.3Effort tranchant a ELU sous G	54
VI.6.4. Effort tranchant a ELU sous combinaison max (1.35G+1.35D240)	54
VI.7.Conclusion	55
Chapitre VII : Étude de la précontrainte	
VII.1.Introduction	56
VII.2.La post tension	56
VII.3. Gaine	57
VII.4. Torons	57
VII 4.1. Injection des câbles	58
VII 4.2. Caractéristiques des matériaux	58
VII.5. Détermination de l'effort de précontrainte	59
VII 5.1. Détermination du nombre de câbles	60
VII 5.2. Vérification de la borne supérieure de précontrainte	61
VII 6.1. Détermination de l'angle de relevage	64
VII 6.2. Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections	66
VII 6.3. Calcul des pertes dans les armatures de précontrainte	68
VII 6.4. Pertes instantanées	68
VII 6.5. Pertes Par Frottement	68
VII 6.6. Pertes par reçu d'ancrage	68
VII 6.7. Pertes par raccourcissement instantané du béton	70
VII 7. Vérification des contraintes au 28 ^{ème} jour	73
VII 7.1. Pertes différées	73
VII 7.2. Pertes Par Retrait Du Béton	73
VII 7.3.Détermination du fuseau de passage	76
VII 8.Conclusion	77
Chapitre VIII : Calcul justificatif des poutres	
VIII.1.Introduction	78
VIII.2. Justifications de la poutre	78
VIII.2. 1. Justification des contraintes normales	78

VIII.2.2. Justification des contraintes tangentielles	85
VIII.3. Détermination de la contrainte normale « σ_x »	86
VIII.4. Détermination de la contrainte tangentielle « r »	86
VIII.5. Ferrailage passif longitudinal	89
VIII.6. Justification de la poutre à l'ELU	90
VIII.6.1. Justification des contraintes normales	90
VIII.6.2. Justification des contraintes tangentielles	94
VIII.6.3. Calcul justificatif réglementaire en section particulières	94
VIII.6.4. Vérification des contraintes d'éclatement	97
VIII.7. Conclusion	100
Chapitre IX : Étude de la dalle et l'entretoise	
IX.1.1. Introduction	101
IX.1.2. Caractéristiques des matériaux	101
IX.1.3. Model de Calcul.....	101
IX.1.4. RESULTATS	102
IX.1.5. Ferrailage	109
IX.1.6. Conclusion	115
IX.2. Calcul de l'entretoise au soulèvement	115
IX.3. Conclusion.....	115
IX.2.1. Introduction	115
IX.2.2. Schématisation statique de l'entretoise d'about	116
IX.2.3. Calcul des sollicitations	117
IX.2.4. ferrailage de l'entretoise	120
Chapitre X : Calcul des déformations	
X.1. Introduction	121
X.2. Calcul des flèches	121
X.2.1. Calcul de la flèche due au poids propre.....	121
X.2.2. Calcul de la flèche due à la précontrainte	122
X.2.3. Flèche de construction	122
X.2.4. Flèche due à la surcharge exceptionnelle D240	123
X.3. Calcul des rotations	125
X.3.1. Rotation due aux charges permanentes.....	125
X.3.2. Rotation due à la précontrainte	125
X.3.3. Rotation due à la surcharge D240	126
X.4. Calcul des déplacements horizontaux	126
X.4.1. Déplacement dû à la rotation d'appui	126
X.4.2. Déplacement dû au retrait	127
X.4.3. Déplacement dû au fluage	127
X.5.1. Déplacement dû à la variation de la température	127
X.5.2. Bilan des déplacements	127
X.6. Conclusion.....	127
Chapitre XI : Étude des appareils d'appuis	
XI.1. Introduction	128
XI.2. Dimensionnement des appareils d'appui	128
XI.2.1. Surface de l'appareil d'appui	128
XI.2.2. Détermination de la hauteur	128
XI.2.3. Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui	129
XI.2.4. Hauteur totale de l'appareil d'appui	129
X.3. Répartition des efforts horizontaux	130

X.3.1. Calculs des rigidités.....	130
XI.3.2. Évaluation des efforts horizontaux	131
XI.3.2.1. Effort statique	131
XI.3.2.2. Effort dynamique	132
XI.4. Vérification des appareils d'appui	134
XI.4.1. Vis-à-vis de la contrainte due à l'effort normal	134
XI.4.2. Vis-à-vis de la contrainte due à l'effort horizontal	135
XI.4.3. Vis-à-vis de la contrainte due à la rotation d'un feuillet par rapport à l'autre	136
XI.4.4. Condition de non-cheminement	136
XI.4.5. Condition de non soulèvement	136
XI.4.6. Condition de non glissement	136
XI.4.7. Vérification des dimensions des frettes.....	137
XI.5. Étude du Dé d'appui	137
XI.5.1. Dimensionnement du dé d'appui.....	137
XI.5.2. Ferrailage du dé d'appui	138
XI.5.2.1. Armature de chaînage	138
XI.5.2.2. Armature de diffusion	138
XI.6. Les joints de chaussée	139
XI.7. Conclusion	140
Chapitre XII : Evaluation des efforts sous l'action sismique	
XII.1. Introduction	141
XII.2. Calcul Parasismique	141
XII.2.1. Critères de classification	141
XII.2.2. Evaluation des efforts sismiques	142
XII.2.2.1 Composante horizontale du séisme	143
XII.2.2.2. Séisme longitudinal	144
XII.2.2.3 Composante verticale du séisme	147
XII.3. Conclusion	149
Chapitre XIII : Étude de la pile	
XIII.1. Introduction	150
XIII.2. Étude du chevêtre	150
XIII.2.1. Évaluation des efforts	150
XIII.2.3. Ferrailage longitudinal du chevêtre	151
XIII.3.1. Etude de voiles	151
XIII.3.2. Le ferrailage de voile	152
XIII.4. Ferrailage de la semelle	155
XIII.5. Etude des pieux	156
XIII.5. 1. Les Dimensions de la pile	156
XIII.5. 2. Evaluation des efforts	157

XIII.5. 3. Répartition des charges et surcharges sur la pile	157
XIII.5. 4. Sollicitation horizontales	158
XIII.5. 5. Séisme	158
XIII.5. 6. Récapitulatif	159
XIII.5. 7. Combinaisons des cas de charge	159
XIII.5. 8. Effort revenant à chaque pieu	159
XIII.5. 9. Action sur les pieux	160
XIII.5. 10. Effort tranchant en tête du pieu	160
XIII.5. 11. Ferrailage	161
XIII.6. conclusion	163
Chapitre XIV : Étude de la culée	
XIV.1. Introduction	164
XIV.2. Etude des éléments de la culée.....	164
XIV.2.1. Mur garde grève	164
XIV.2.2. Le corbeau d'appui	168
XIV.2.3. La dalle de transition	168
XIV.2.4. Le mur en retour	171
XIV.2.5. Étude du mur de front	179
XIV.2.6. Les pieux	181
XIV.2.7 ferrailage de la semelle	189
XIV.3. ferrailage de la culée	191
XIV.4. conclusion	192
Conclusion générale	193

Chapitre I : Présentation et conception de l'ouvrage	
Figure I.2. Position de l'ouvrage dans la carte.....	02
Figure I.2. Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	05
Figure I.3. Coupe transversal de la poutre métallique.....	10
Chapitre II. caractéristiques des matériaux	
Figure II.1. diagramme contrainte déformation.....	14
Figure II.2. diagramme déformation-contrainte de l'acier de BA.....	15
Figure II.3. diagramme contrainte déformation des aciers actif.....	18
Chapitre III : Caractéristiques du tablier	
Figure III.1. Coupe schématique d'un tablier à poutrelles précontraintes par pré tension.....	19
Figure III.2. Les équipements de pont (superstructure).....	23
Figure III.3. Dimensions de la poutre	24
Figure III.4. Détails des sections de la poutre (cm).....	25
Chapitre IV : Calcul des charges et surcharges	
Figure IV.1 Le système Bc.....	29
Figure IV.2. Le système Bt.....	31
Figure IV.3 Le système Br.....	32
Figure IV.4. Surcharge Mc120(5).....	33
Figure IV.5. Disposition de D240 en plan.....	33
Figure IV.6. Surcharge D280(5).....	33
Chapitre V : Calcule Des efforts Longitudinaux	
Chapitre VI : calcule numérique	
Figure 1 Choix du mode.....	46
Figure 2 la modélisation de la poutre.....	47
Figure 3 la position des câbles.....	48
Chapitre VII : Étude de la précontrainte	
Figure VII.1. Précontrainte par pos-tension.....	57
Figure VII.2. Injection des câbles	58
Figure VII.3. Disposition des câbles dans la section médiane.....	60
Figure VII.4. Disposition des câbles dans la section médiane.....	63
Figure VII.5. Tracé des câbles.....	65
Figure VII.6. Perte par glissement d'ancrage.....	69
Chapitre VIII : Calcul justificatif des poutres	
Figure VIII.1. Détermination de la largeur de la table de la section d'about	86
Figure VIII.2. La poutre	87
Figure VIII.3. Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU.....	91
Figure VIII.4. Zone de concentration des contraintes.....	97
Figure VIII.5. Ferrailage de la 1 ^{ère} zone de régularisation.....	100
Figure VIII.6. Ferrailage de la poutre.....	100
Chapitre IX : Étude de la dalle et l'entretoise	
Figure IX.1. Le ferrailage de la dalle (transversale).....	115
Figure IX.2. Le ferrailage de la dalle (Longitudinale).....	115
Figure IX.3. Ferrailage de l'entretoise d'about.....	120
Chapitre X : Calcul des déformations	
Figure X.1. Diagramme des moments dus à la précontrainte M_p, M	123
Figure X.2. Diagramme des moments dus à la surcharge exceptionnelle.....	124

Figure X.3 .Diagramme des moments dus à la précontrainte.....	125
Chapitre XI : Étude des appareils d'appuis	
Figure XI.1. Appareil d'appui.....	129
FigureXI.2. Déplacement de l'appareil.....	135
Figure XI.3. Schématisation du Dé d'appui.....	138
Figure XI.3. Ferrailage du dé d'appui.....	139
Chapitre XII : Evaluation des efforts sous l'action sismique	
Figure XII.1. séisme longitudinal.....	144
Figure XII.2. Modélisation du pont au séisme vertical.....	147
Chapitre XIII : Étude de la pile	
Figure XIII.1. Ferrailage du chevêtre.....	152
Figure XIII.2.Ferrailage du voile	154
Figure XIII.3. Ferrailage des pieux.....	156
Chapitre XIV : Étude de la culée	
Figure XIV.1. schéma présentation de la culée	164
Figure XIV.2. Poussée de la charge locale située en arrière du mur.....	165
Figure XIV.3. Ferrailage mur garde grève.....	167
Figure XIV.4. Ferrailage mur garde grève et corbeau d'appui	186
Figure XIV .5 . Schéma de la dalle de transition.....	186
Figure XIV.6.Charges et surcharges agissants sur la dalle de transition.....	169
Figure XIV.7. Ferrailage de la dalle de transition.....	171
FigureXIV.8. Forces appliquées sur le mur en retour.....	171
Figure. XIV.9. Ferrailage du mur de front.....	181
Figure .XIV.10. ferrailage des pieux.....	189
Figure XV.11. : Le ferrailage longitudinal de la semelle sous culée.....	191
Figure XIV.12. ferrailage de la culée.....	191

Chapitre I : Présentation et conception de l'ouvrage	
Tableau I.1. Analyse multicritères.....	12
Chapitre II : caractéristiques des matériaux	
Chapitre III : Caractéristiques du tablier	
Tableau III.2. Récapitulatif des caractéristiques géométriques de la poutre.....	24
Chapitre IV : Calcul des charges et surcharges	
Tableau IV.1. Charges permanentes.....	26
Tableau IV.2. Classe de pont.....	27
Tableau IV.3. Les valeurs du coefficient a_1	28
Tableau IV.4. Les valeurs de L_{v0}	28
Tableau IV.5. Les valeurs du coefficient b_c	29
Tableau IV.6. Charge (b_c) par voie.....	30
Tableau IV.7. Les valeurs du coefficient b_t	31
Tableau IV.8. Charge (b_t) par essieu.....	32
Chapitre V : Calcul des efforts longitudinaux	
Tableau V.1. Valeurs des moments et efforts tranchants sous G.....	39
Tableau V.2. Les valeurs de $A(L)$	40
Tableau V.3. Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants sous A.....	40
Tableau V.4. Valeur des moments fléchissant sous le système Bc.....	41
Tableau V.5. Valeur des efforts tranchant sous le système Bc.....	42
Tableau V.6. Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants sous Bt.....	43
Tableau V.7. Valeurs des moments et efforts tranchants sous Br.....	44
Tableau V.8. Valeurs des moments et efforts tranchants sous q_{trott}	44
Tableau V.9. Valeurs des moments et efforts tranchants sous Mc120 et D240.....	45
Chapitre VI : calcul numérique	
Chapitre VII : Étude de la précontrainte	
Tableau VII .1. la pression initiale des câbles.....	60
Tableau VII .2. Caractéristiques de la section médiane (Poutre seule).....	61
Tableau VII.3. les contraintes dans la section médiane au 7 ^{ème} jour.....	62
Tableau VII.4. Les contraintes dans la section médiane au 28 ^{ème} jour.....	62
Tableau VII .5. Valeur de y_k et x_k	65
Tableau VII .6. Positions et angles des différents câbles.....	66
Tableau VII .8. Caractéristiques géométriques homogènes (poutre + dalle).....	67
Tableau VII .9. Pertes par frottement en différentes sections.....	69
Tableau VII .10. Valeurs de d et de σ_M	70
Tableau VII .11. Les pertes par recul d'ancrage.....	70
Tableau VII .12. Effet de la 1 ^{ère} famille sur elle-même.....	71
Tableau VII.13. Effet de la dalle sur la 1 ^{ère} famille.....	72
Tableau VII .14. Effet des compléments sur la 1 ^{ère} famille.....	72
Tableau VII .15. Pertes par déformation instantanée.....	72
Tableau VII .16. Vérification des contraintes au 28 ^{ème} jour.....	73
Tableau VII .17. Les pertes par retrait du béton.....	74
Tableau VII .18. Pertes par relaxation des armatures.....	75
Tableau VII .19. perte de fluage.....	75
Tableau VII .21. Récapitulatif des pertes totales.....	76
Tableau VII .22. Valeurs des pertes totales.....	76

Tableau VII .23. Fuseau de passage.....	77
Chapitre VIII : Calcul justificatif des poutres	
Tableau VIII.1. Caractéristiques nettes de la poutre seule pour le calcul de r_{sc} et σ_x ...	87
Tableau VIII.2. Caractéristiques homogène de la poutre +dalle pour le calcul de r_{sc} et σ_x	87
Tableau VIII.3. Vérification des contraintes tangentielles.....	89
Chapitre IX : Étude de la dalle et l'entretoise	
Chapitre X : Calcul des déformations	
Tableau X.1. Valeurs des moments dus à la précontrainte.....	122
Tableau X.2. Récapitulatif des flèches totales à vide et en charge	125
Tableau X.3. récapitulatif des rotations totales à vide et en charge.....	126
Chapitre XI : Étude des appareils d'appuis	
Tableau XI.1. Récapitulatif des déplacements et des rigidités des appuis.....	131
Tableau XI.2. Récapitulatif des efforts statiques.....	132
Tableau XI.3. Récapitulatif des efforts dynamiques.....	134
Chapitre XII : Evaluation des efforts sous l'action sismique	
Tableau XII.1. Classification des ponts	141
Tableau XII.2. Coefficient d'accélération de zone.....	142
Tableau XII.3. répartition des charges verticales en chaque 6,8 m.....	149
Chapitre XIII : Étude de la pile	
Tableau XIII.1. Valeurs des charges et surcharges aux états limites.....	151
Chapitre XIV : Étude de la culée	
Tableau XIV.1 : Valeurs de M^{\max} et de T^{\max}	169
Tableau XIV.2. Valeurs de M et T à l'ELU et l'ELS.....	170
TableauxXIV.4 . les charges appliquant sur la culée.....	170
TableauxXIV.5. Valeurs des paramètres k_{ad} ; k et θ	182
Tableaux XIV.5. les charges appliquant sur la culée.....	184
Tableaux XIV.6. Combinaisons des cas de Charges	185

Introduction générale

Dans le cadre de l'amélioration de la vie, l'être humain a toujours cherché à enrichir son environnement avec les voiries nécessaires à la vie quotidienne. Dans la plus large gamme des structures, nous trouvons une grande classe d'ouvrages.

Un pont est une structure qui permet à une voie de franchir une barrière naturelle ou une autre voie. Les ingénieurs se préoccupent de répondre à la question : comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service au meilleur coût.

Il était également important de veiller à ce que la forme et les proportions de la structure s'intègrent de manière satisfaisante dans le site.

Ce mémoire de fin d'études consiste à concevoir et étudier un pont qui traverse OUED sur la voie de transit reliant **TIZI OUZOU** et l'autoroute **Est-Ouest** à **DJEBAHIA** Sur **48m** .

Pour ce faire, nous devons suivre les étapes ci-dessous, en commençant par une proposition de trois variantes qui seront pré-dimensionnées, et après une analyse multicritères, nous retiendrons la variante la plus favorable pour le dimensionnement le plus profond.

Chapitre I :
Présentation et Conception de
l'Ouvrage

I-1.Introduction:

Le pont est un ouvrage d'art qui permet à une voie de communication de franchir une barrière naturelle ou une autre voie de circulation terrestre.

Il se compose de deux parties principales:

- ***Superstructure:***

Il s'agit d'un appareil qui se trouve au-dessus d'un roulement ou "tablier"

- ***infrastructure:***

Il s'agit d'un ensemble d'éléments situés en dessous du tablier de roulement, elle est constituée d'un support de bord "CULEE", d'un support intermédiaire "PILE", et d'un "FONDATION"

Dans ce chapitre, on va présenter les données de l'ouvrage nécessaires à la conception et les variantes possibles pour aboutir au type de pont le plus convenable à travers une analyse multicritère.

I-2.Présentation de l'ouvrage:

Position de l'ouvrage:



Figure I.2.Position de l'ouvrage dans la carte

L'ouvrage en question est situé à peu près **PK 45+090** et s'incarne dans le cadre de la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant la ville de TIZI OUZOU à l'autoroute **Est-Ouest** au niveau de **DJEBAHI**.

I-3. Les caractéristiques principales de l'ouvrage :

- Ouvrage en béton précontraint en pré-tension
- La structure est constituée par 3 travées de 28.00 mètres égaux et parallèles avec une longueur totale de 84.00 mètres
- La section transversale de chaque travée a une largeur de 13.60 mètres et elle est formée par 32 poutres de 1.50 mètres de hauteur appuyées sur des appareils d'élastomère fretté.
- Une dalle supérieure de 25 cm d'épaisseur.
- Sur les parties extérieures des trottoirs, un garde-corps est prévu.
- Le revêtement est en béton bitumineux avec une épaisseur de 8 cm

La construction est vérifiée d'après les exigences et la recommandation donnée par le B.A.E.L 91 (B.A) ainsi que DTR (document technique réglementaire) pour les surcharges routières. Ainsi le RPOA 2008 règlement parasismique algérien applicable aux ponts.

I-4. Conception général de l'ouvrage :

La conception des ouvrages d'art en matière de sismicité est prise en compte selon les paramètres spécifiques en Algérie relatifs aux actions appliquées (RCPR) et aux zones sismiques du projet du règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA 2008).

Il est à noter que cet ouvrage est situé dans une région assigné à une zone de sismicité moyenne Iia. Il est classé en itinéraire important (groupe 2).

Il est donc recommandé de prendre une accélération sismique horizontale $A_h = 0.20$ pour le calcul de dimensionnement. Une classe de sol S2 est adoptée selon l'étude géotechnique. Une valeur du taux d'amortissement critique est de 5% (appuis en élastomère frette est considérée) selon l'article 4.2.4 du RPOA.

Les culées sont sollicitées par des poussées de terre majorées pour tenir compte des accélérations sismiques selon la méthode Mononobe-Okabe.

I-5. Les Données de projet :

L'étude d'un pont ne peut commencer que lorsque toutes les données relatives au franchissement sont réunies afin de permettre au concepteur de choisir l'ouvrage le mieux adapté.

Données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction de franchissement.

a. Tracé en plan :

La disposition du plan d'étage est une ligne qui définit la géométrie des axes orbitaux pris en charge, est dessinée sur la disposition et est identifiée par les coordonnées de ces points caractéristiques. La structure géométrique de l'ouvrage mesure 84m de long.

b. Profil en long :

Les profils en long sont des lignes qui sont sur l'axe de la structure et définissent la hauteur du plan d'étage. De nombreux paramètres liés aux limites fonctionnelles ou naturelles du franchissement d'obstacles doivent être considérés et définis. Notre structure a une longueur de 84 mètres et une pente de 6,00%.

c. Profil en travers :

Un profil en travers est un ensemble d'éléments qui définissent la forme d'une voie horizontale et de l'équipement. Il est très difficile de changer (augmenter, etc.) et doit être considéré avec soin.

- La section transversale dans la direction de la structure est définie comme suit :
- Largeur chargeable (rouable): $L_c = 11.60\text{m}$
- Largeur utile : $L_u = 13.88\text{ m}$
- Largeur de corniche et bordure: $l = 0.65\text{ m}$
- Nombre de voies de circulations : $N = 3$ voies de 3.5 m
- une bande dérasée de **1m** a chaque coté
- Dévers unique de 2.5 %.
- Classe du pont : 1^{ème} classe

Données naturelles :

a. Données géologiques (géotechniques) :

Les données de géo-ingénierie sont clairement la base des études structurelles. Ils sont l'un des facteurs de choix d'une solution d'intersection planifiée ainsi que la détermination du type de fondation de support. Ils sont dérivés d'explorations qui doivent fournir des informations souhaitables sur les sols naturels, les hauteurs de la nappe phréatique (au sens le plus général) et les hauteurs de fondation possibles.

b. Données topographiques :

Il est conseillé de planifier une étude de terrain et de site montrant les options d'accès et les zones disponibles pour l'installation du site, le stockage, etc.

c. Les données climatiques :

-Le vent : La force appliquée à la structure par le vent est spécifiée par les règles de charge (RCPR) (2KN/m²).

-La température : La zone de température de TIZIOUZOU est située dans la zone A de la carte des zones climatique de l'Algérie, L'effet de la température est très souvent et affecte le niveau des joints et des appuis routiers.

-La neige : Les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans les calculs des ponts, mais peuvent survenir.

d. Données sismologiques :

II Données sismologiques :

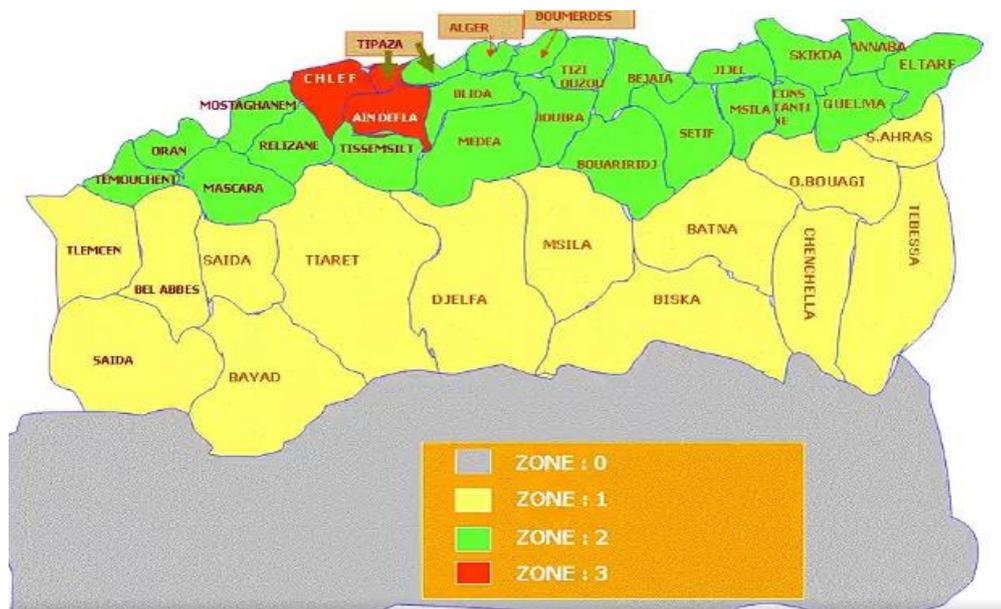


Figure I.2. Carte de zonage sismique de l'Algérie

La zone de Bouira est située en Zone IIa, une zone d'activité sismique modérée. La conception et la construction proposées doivent tenir compte de l'activité sismique et de la classe de pont de la zone conformément à la réglementation sismique algérienne en vigueur.

I-6.Choix du type d'ouvrage :

La conception des ponts résulte généralement d'une approche itérative. Il a pour objet l'optimisation technico-économique des ouvrages transversaux projetés, intégrant un ensemble d'exigences architecturales ou paysagères de qualité et prenant en compte l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

Pour cela, il faut connaître à la fois toutes les contraintes à respecter et toutes sortes de travaux envisageables.

En comparant ces deux groupes, vous pouvez conserver une ou plusieurs solutions apparemment meilleures pour une enquête plus approfondie. Il s'agit d'une opération complète qui contient de nombreux paramètres et nécessite essentiellement le jugement et l'expérience de l'ingénieur.

Critères de choix du type d'ouvrage :

Pour les intersections, certaines variantes sont envisagées, mais citons d'abord les différents critères de sélection.

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

I-7.Conception de tablier :

Il existe de nombreux choix de tabliers pour la conception de tabliers. Limitez-vous aux variantes suivantes :

- Variante 1 : Pont a poutres en béton précontraint à travées indépendantes.

Chapitre I : Présentation et conception de l'ouvrage

- Variante 2 : Pont mixte a poutres métalliques
- Variante 3 : Pont en béton armée

I-7.1. La 1 ère variante pont à poutres en béton précontraint a travées indépendantes :

Pont en béton précontraint de 84 m ayant (03) travées isostatiques de 28 m

a-Pré dimensionnement de la poutre en béton précontraint par post tension :

- Entraxe deux poutres :

$0.9 \leq d \leq 1.5 \text{ m}$. On fixe l'entraxe $d = 1.20 \text{ m}$.

Le nombre des poutres:

La : larguer de tablier La=12.5m

N=10 poutre

La hauteur des poutres:

$\Rightarrow H_p \leq 1.60 \text{ m}$, alors la hauteur des poutres est $H_p = 1.50 \text{ m}$.

- L'épaisseur de l'âme:

$E_a \geq 14 \text{ cm}$. On prend une épaisseur $E_a = 20 \text{ cm}$.

- La largeur de talon :

$0.50 \leq L_t \leq 0.80 \text{ m}$. On prend une largeur de talon $L_t = 55 \text{ cm}$

- L'épaisseur de talon :
- On prend $E_t = 20 \text{ cm}$.

- L'épaisseur de l'hourdis :

$E_h \geq 15 \text{ cm}$. Justification au poinçonnement par charge concentré. On prend une épaisseur $E_h = 25 \text{ cm}$

b- Les avantages :

- Facilité de contrôle de réalisation et rapidité d'exécution des travaux
- Le béton dans le domaine des ateliers ou des postes fixes est généralement de bonne qualité.
- Les préfabriqués peuvent réduire le temps d'exécution des travaux parce que la fabrication des poutres peut être indépendante du reste du site
- Le coffrage de poutres peut être utilisé plusieurs fois

- Les poutres préfabriquées évitent l'encombrement des échafaudages, qui interfère souvent avec les opérations sur le terrain.
- Les ponts à poutres en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés allant jusqu' à 30m en précontrainte par pré tension, et pour les portés qui sont comprise entre 30 et 50m en précontrainte en post tension)

b. Les inconvénients :

- la nécessité de produire un béton plus résistant
- La nécessité de qualification de la main d'oeuvre pour l'exécution de la précontrainte (prétension et post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir ou décoffrer

I-7.2. La 2ème variante pont mixte a poutres métalliques :

Pour cette variante, il y a 03 travées de même longueur de 28m.

a. Pré dimensionnement de la poutre :

- nombre de poutres (N) :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement $N = La/d$.

La : est la largeur du tablier égale à 12.5m.

$N = 10$ poutres.

- Elancement de poutres:

L'élancement économique (hauteur de la poutre) est de $L/25$ ce qui nous donne :

$h = 1.2m$.

- Epaisseur de l'âme des poutres:

L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les quatre conditions suivantes :

- ✓ Résistance à la corrosion.
- ✓ Résistance au cisaillement.
- ✓ Flambage verticale de la semelle dans l'âme et la fatigue.

Chapitre I : Présentation et conception de l'ouvrage

En considérant ces quatre critères nous allons dimensionner l'âme des poutres à mi travée et sur appui.

- A mi- travée $8 \leq e_t \leq 14 \text{ mm}$.

- Sur appui e_a

$\leq 20 \text{ mm}$ On prendra :

- une épaisseur de 12 mm à mi travée ;
- une épaisseur de 15 mm sur appui.
- semelles :

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- de résistance.
- d'instabilité.

- ✓ semelle supérieure en travée :

La largeur de la semelle $200 \leq l_s - t \leq 500 \text{ mm}$. L'épaisseur $12 \leq e_s - t \leq 40 \text{ mm}$, on prendra :

- une largeur de 500 mm.
- une épaisseur de 20 mm.

- ✓ semelle supérieure sur appui :

La largeur de la semelle $400 \leq L_s - a \leq 900 \text{ mm}$. L'épaisseur $20 \leq e_s - a \leq 40 \text{ mm}$, on prendra donc :

- une largeur de 600 mm ;
- une épaisseur de 30 mm.

- ✓ semelle inférieure en travée :

La largeur de la semelle $300 \leq L_s - t \leq 600 \text{ mm}$.

L'épaisseur $20 \leq e_s - t \leq 40 \text{ mm}$, on prendra donc :

- une largeur de 200 mm ;
- une épaisseur de 20 mm.

- ✓ semelle inférieure sur appui :

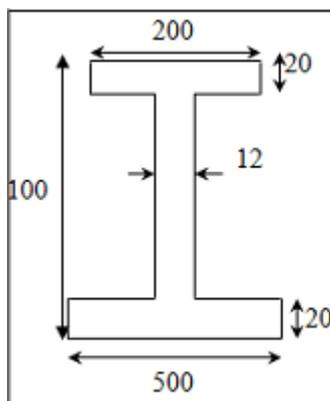
La largeur de la semelle $600 \leq L_s - a \leq 1000 \text{ mm}$.

L'épaisseur $30 \leq e_s - a \leq 60 \text{ mm}$, on prendra donc :

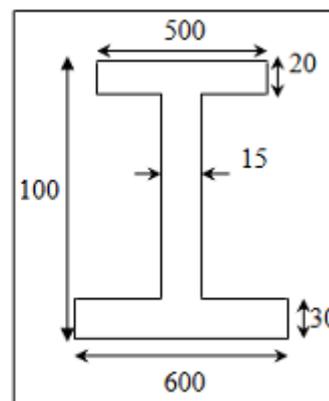
- une largeur de 500 mm.
- une épaisseur de 30mm.

Dans le cas des ponts mixtes, les dimensions des semelles des poutres métalliques sont fixées aussi bien par les conditions de montage que par celle de service, car avant que la liaison acier béton ne soit réalisée, les poutres métalliques assurent la résistance d'ensemble de l'ouvrage.

Pour un ouvrage d'importance, les dimensions des semelles inférieures d'un pont mixte et d'un pont à dalle orthotrope sont très voisines.



Coupe transversale à mi travée



Coupe transversale sur appui

Figure I.3. Coupe transversal de la poutre métallique

b. Les avantages :

- Plus léger que les autres types de tabliers de pont, notamment lors de l'exécution, ce qui facilite son transport.
- Vitesse d'exécution globale (réduction des coûts)
- Moins d'échafaudages requis
- Précision dimensionnelle structurelle
- Qualité architecturale dérivée de la clarté et de l'ouverture de la solution adoptée
- Manipulation aisée des poutres grâce à l'âme solide

- Les coûts de main-d'œuvre sont meilleurs que les processus concurrents (B.P)
- Options améliorées et de réparation
- Travail délicat sur le terrain (manque de travailleurs qualifiés, béton de haute qualité)

c. Les inconvénients :

- Le problème majeur des ponts métallique et mixte c'est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier
- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage. Influençant notablement la répartition des efforts intérieurs, on opte pour les bétons qui ont un retrait et un fluage minimum
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service
- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton
- Une surveillance avec visite périodique

I-7.3. La 3ème variante Pont en béton armé :

a. Les avantages :

- Portée allant de 10 à 20m
- Economique
- Entretien réduit
- Durabilité
- Exécution facile
- Bonne résistance aux chocs

b. Les inconvénients :

- Complication des coffrages
- La structure est très rigide et sensible aux tassements différentiels.
- Mal résistance aux séismes
- Tablier lourd

I-8. Analyse multicritères :

Pour cette analyse nous résumerons notre étude de variantes en trois points importants

	Ponts à poutres en béton précontraint	Ponts en béton armé	Ponts mixte
Economie	+	+	-
Entretien	+	-	-
Esthétique	+	+	-
Exécution	+	+	+

Tableau I.1. Analyse multicritères

+ : favorable

- : peu

favorable

I-9. Conclusion :

D'après l'analyse multicritère ci-dessus d'un point de vue économique, technique voire esthétique et tenant compte les données naturelles et fonctionnelles, on a adopté le pont à poutres en béton précontraint par post tension dont les détails sont présentés précédemment.

II-1.Introduction :

Dans ce chapitre on reporte les principales indications des matériaux structuraux utilisés pour la réalisation de l'ouvrage, toutes les spécifications techniques ont été faites conformément aux règlements B.A.E.L91 pour le béton armé et le B.P.E.L91 pour le béton précontraint.

II-2.Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle ». On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques. le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression et de l'ordre de 20 à 40 et a la traction de 2 à 4 MPa). Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de ce lui destiné au béton arme Le béton résistant mieux en compression qu'en traction, le but de la précontrainte est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression. Les forces de traction engendrées par les charges appliquées à l'ouvrage viendront en déduction des forces de compression créées par la mise en tension des câbles des précontrainte.

Le module d'élasticité longitudinal est élevé, pour réduire les pertes de tension des aciers, Pour le béton précontraint, le dosage du ciment sera de l'ordre de 400 à 450 kg/cm³, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/cm³, qui nous garantiront une résistance de 35 mpa au minimum.

Le béton précontraint a connu un développement important dans le domaine des ponts routiers et ferroviaires, domaine qu'il couvre de nos jours exclusivement, du moins pour les travées courantes. L'adoption de structures suspendues en béton précontraint pour de très grandes portées a conduit dans ce cas aussi à des solutions qui concurrencent les structures métalliques.

-Résistance à la compression :

Dans les cas courants le béton est défini par sa résistance à la compression en 28 jours d'âge, D'après le B.A.E.L, la relation qui donne la variation de f_{cj} dans le temps pour un béton âgé de moins de 28 jours est les suivantes :

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{4,76 + 0,83j} \right) f_{C28} \text{ si: } f_{C28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{1,40 + 0,95j} \right) f_{C28} \text{ si: } f_{C28} > 40 \text{ Mpa}$$

Dans notre projet on a :

Chapitre II : caractéristiques des matériaux

- $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$ Pour le béton de poutres préfabriquées du tablier.
- $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$ Pour le béton de la pile, la culée, les semelles

-Résistance caractéristique à la traction :

Notée f_{t28} , st conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} \dots \dots \dots (1)$$

Cette formule linéaire valable pour une résistance à la compression supérieure à 20 MPA.

- $f_{t28} = 2.7 \text{ Mpa}$ Pour le béton de $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$
- $f_{t28} = 2.22 \text{ Mpa}$ Pour le béton de $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$

-Contrainte admissible de compression du béton :

L'ELU : $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$.

$\gamma_b = 1,5$ En situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ En situations accidentelles.

Le coefficient θ est fixé à (1) lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à (0,9) lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, à (0.85) Lorsqu'elle est inférieure à 1h.

D'où :

- $f_{bu} = 19.83 \text{ Mpa}$. En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$.
- $f_{bu} = 25.87 \text{ Mpa}$. En situations accidentelles pour $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$
- $f_{bu} = 15.3 \text{ Mpa}$. En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$.
- $f_{bu} = 19.95 \text{ Mpa}$. En situations accidentelles pour $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$.

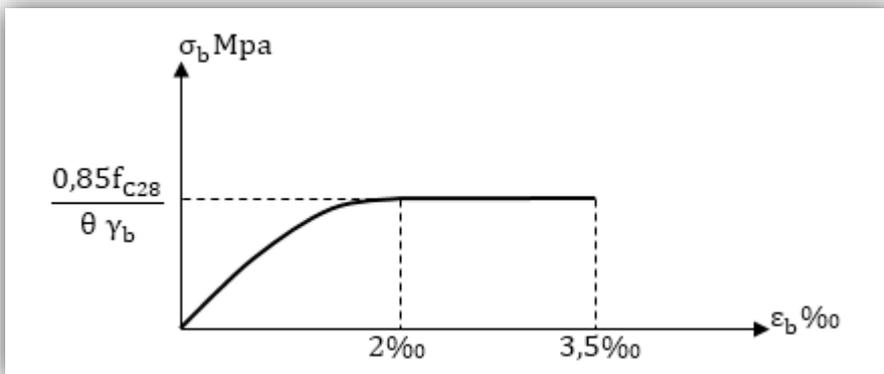


Figure II.1. Diagramme contrainte déformation

L'ELS :

La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivant :

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

-Module de déformation différée du béton :

Les Règles BAEL définissent les valeurs des modules de déformation instantanée et différée, nécessaires dans certains calculs (notamment état limite de déformation).

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est obtenu par la formule :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ (Mpa)}$$

Le module de déformation différé E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ (Mpa)}$$

-Module de déformation transversale :

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$.

Avec : ν = 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 (ELS).
- $\nu = 0$ Pour un béton fissuré (ELU).

II-3.L'acier :

-Aciers de béton armé :

Les aciers les plus utilisés sont des aciers à haute adhérence (HA) de classe **FeE400** ou **FeE500**. Ils sont caractérisés par :

-Limite d'élasticité :

Elle est notée **feE50**. Pour tous les éléments, on emploie un acier courant à haute adhérence de classe **FeE50** dont la limite élastique égale à **500 Mpa**.

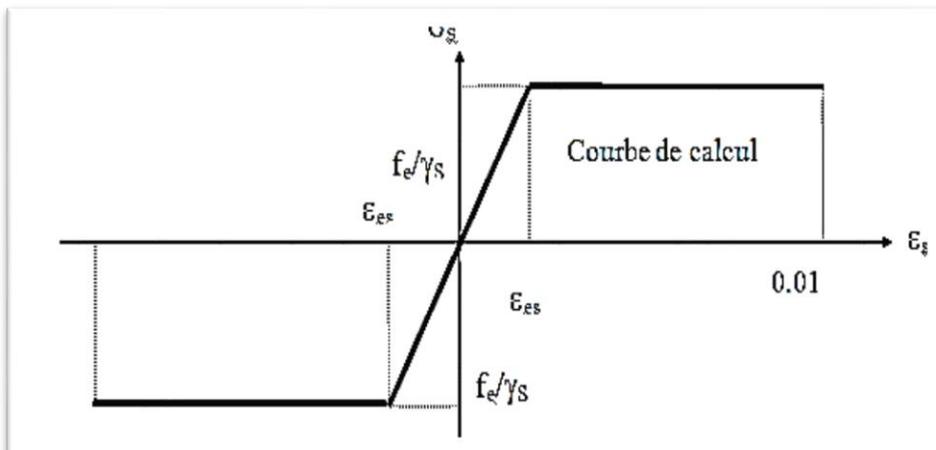


Figure II.2. Diagramme déformation-contrainte de l'acier de BA

-Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 2.10^5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (3)$$

-Contrainte limite de traction :

E.L.U :

$$\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_e} \dots\dots\dots (4)$$

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U, on introduit un coefficient γ_s tel que :

- $\gamma_s = 1$ En situation accidentelle.
- $\gamma_s = 1,15$ En situation durable ou transitoire

E.L.S :

Dans cet état, la contrainte limite de traction dépend de type de fissuration :

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_e}$.
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \dots\dots\dots (5)$
- En fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \dots\dots\dots (6)$

Avec :

- $\eta = 1$ Pour les treillis soudés et les ronds lisses.
- $\eta = 1,6$ Pour les treillis soudés et les ronds lisses.

- Acier de béton précontraint :

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

- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration, ils sont de classe *FeE50*.
- Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.

Pour la précontrainte par post-tension, la précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = \min(0,8f_{prg}; 0,9f_{peg}) \dots\dots\dots (7)$$

- f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.
- f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

-Catégories d'acier de précontrainte :

❖ Les fils

Les fils sont des armatures dont la plus grande dimension transversale est inférieure à 12.5mm ; ils sont livrés en couronnes.

Chapitre II : caractéristiques des matériaux

On distingue :

- Les fils d'acier ronds et lisse.
- Les fils autres que ronds et lisses.
- ❖ Les barres :

Les barres sont définies comme des armatures rondes et lisses de diamètre supérieur à 12,5mm, ou non rondes ou non lisses ne pouvant être livrées en couronnes.

-Les caractères géométriques sont le diamètre et la section :

- ❖ Les torons :

Un toron est un assemblage de 3 ou 7 fils enroulés en hélice et répartis en une couche, éventuellement autour d'un fil central.

Les torons sont caractérisés par le nombre de leur fils, par leur diamètre, et par leur section.

- ❖ Caractéristiques mécaniques :

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

- Section nominale de l'armature.
- La contrainte maximale garantie à rupture f_{prg} .
- La contrainte à la limite conventionnelle d'élasticité f_{peg} .
- Coefficient de relaxation ρ_{1000} .
- $\rho_{1000}=2,5\%$ pour la classe TBR (Très Basse Relaxation).
- $\rho_{1000}=8\%$ pour la classe RN (Relaxation Normale).
- Adhérence au béton.
- Module de déformation longitudinale.

-La limite élastique :

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de **0,1%**. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie à la rupture.

-Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinal " E_p " des aciers de précontrainte est pris égale à :

$E_p = 200\,000\text{ Mpa}$ Pour les barres.

$E_p = 195\,000\text{ Mpa}$ Pour les torons.

-Diagramme contraintes-déformation :

Il est d'abord linéaire (phase élastique, la pente de la droite étant le module d'élasticité E_p de l'armature), puis il s'incurve, pour aboutir à un quasi-palier plastique. Enfin, la rupture survient pour une contrainte $1,06f_{peg}$ et un allongement relatif de 2%.

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\gamma_p \sigma_p}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \quad \text{Si } \sigma_p > 0,9f_{peg}.$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} \quad \text{Si } \sigma_p < 0,9f_{peg}.$$

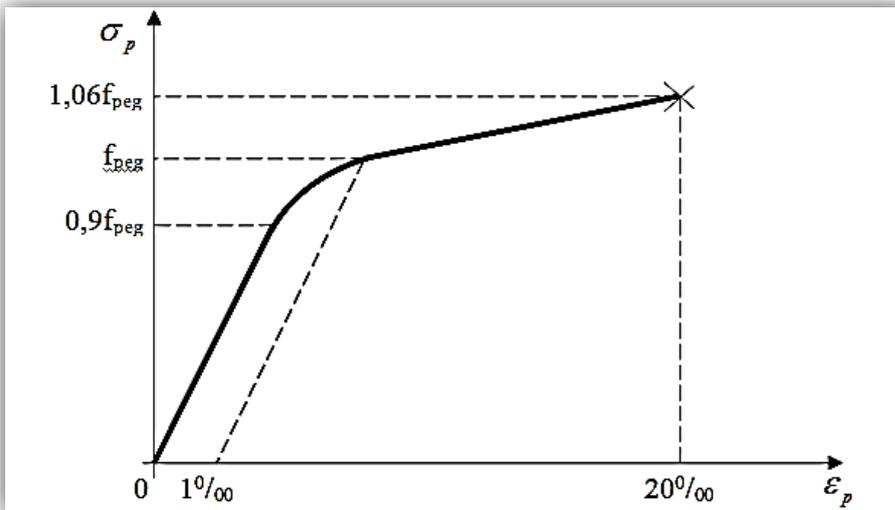


Figure II.3. Diagramme contrainte déformation des aciers actif

❖ Pour notre projet

On utilise l'acier de type T15TBR (très basse relaxation)

- $f_{prg}=1770$ MPa.
- $f_{peg}= 1573$ MPa.
- Section pour 1T15=150mm²
- Soit 12T15 dont $A_p = 1800$ mm²
- Diamètre de gaine pour 12T15 : $\theta_g=82$ mm.

II-4.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents matériaux (le béton, le béton précontrainte, les armatures passives « aciers hautes adhérence » et armatures actives «torons»), utilisés pour effectuer l'étude et la réalisation de notre ouvrage, ces derniers ont été traités et exposés toutes en précisant les différentes caractéristique mécanique requises.

Chapitre III :
Caractéristiques du tablier

III-1.Introduction :

Nous avons vu dans le chapitre précédent (chapitre 3) les caractéristiques des matériaux utilisés pour qu'on puisse évaluer la capacité de nos éléments constituant notre ouvrage. Nous allons estimer dans ce chapitre les caractéristiques géométriques des poutres seules et avec hourdis, pour les différentes sections.

III 3-2.Caractéristiques de l'ouvrage :

- longueur totale du pont $L=84$ m compose de **03** travées indépendants de **28 m** de longueur
- la portée des poutres $L=28.40$ m
- la largeur de tablier $L=13.60$ m
- la largeur rouable $LR=11.60$ m
- la largeur chargeable $Lc=11.60$ m
- le nombre de voies de circulation, d'après les recommandations :
 $n= LR/3= 4$ voies
- la largeur d'une voies $v= Lc/n=2.90$ et une bande dérasée de **1m** a chaque côté, Donc c'est un pont de 1 ère classe $L_R \geq 7m$

III-3.Pré dimensionnement du tablier :

Les éléments constituant le tablier sont :

- Les poutres
- La dalle
- La superstructure

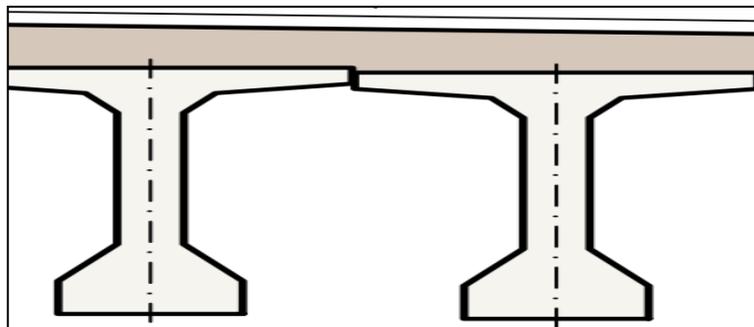


Figure III.1.Coupe schématique d'un tablier à poutres précontraintes par pré- tension

III-4. Dimensionnement de la poutre :

Les poutres sont un milieu continu tridimensionnel dont la deuxième dimension est plus petite que la troisième dimension, c'est-à-dire que les poutres sont des pièces allongées de bois, de métal, de béton armé et de béton précontraint utilisées pour supporter le plancher (pont).

Hauteur des poutres :

La hauteur du faisceau est un paramètre très important. Si les poutres préfabriquées sont trop hautes, il y a un risque que la résistance au vent soit trop élevée. Sinon, on augmentera considérablement dès que vous baisserez la hauteur. La quantité de profilés en acier précontraint et même en béton.

Les dimensions de la poutre précontrainte suivent les recommandations du SETRA, et la hauteur de la poutre est réduite selon l'équation suivante :

$$\frac{l}{22} \leq h_t \leq \frac{l}{18}$$

Avec : l_r : la portée réel de la poutre.

$$l_r = 28,40\text{m}$$

$$1,22\text{m} \leq h_t \leq 1,57\text{m}$$

$$h_t = 1,50\text{m}$$

$$h_p = h_t - h_h = 1,50\text{m} - 0,25\text{m} = 1,25\text{m}$$

Avec :

h_p : hauteur de la poutre h_h : hauteur de l'hourdis

h_t : La hauteur totale du tablier

Épaisseur de l'âme :

L'épaisseur de l'âme est dimensionnée de telle sorte qu'elle respecte les conditions suivantes:

- la résistance à l'effort tranchant
- facilite le bétonnage et éventuellement la vibration
- enrobage convenable pour les armatures de précontrainte
 - limitation de la contrainte de cisaillement a une contrainte admissible.
- Elle est d'autant plus importante a l'appui ou l'effort tranchante est maximal **D'après**

G.DREUX:

Chapitre III : Caractéristiques du tablier

Valeur moyenne courant : $b_0 = 20\text{cm}$

Valeur minimale au milieu : $b_0 = 9\text{cm} + \frac{Ht(\text{en cm})}{40}$

$b_0 = 12.75\text{ cm}$ Donc :

$12.50\text{ cm} \leq b_0 \leq 20\text{ cm}$, on adopte $b_0 = 20\text{ cm}$

Largeur de talon (L_t) :

$0.50\text{ m} \leq L_t \leq 0.80\text{ m}$ On prend largeur de talon : $L_t = 55\text{ cm}$

Épaisseur du talon :

On prend $E_t = 20\text{ cm}$.

L'espacement entre axes des poutres (λ) :

L'espacement entre axes des poutres est compris entre 0,9 et 1,5m. ($0,9 \leq \lambda \leq 1,5\text{m}$.)

Donc nous allons fixer l'espacement $\lambda = 1,3\text{m}$

Dimensionnement de La dalle (l'hourdis):

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, En effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civiles et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres.

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus (pré-dalle), Ces coffrages se présentent sous la forme de dalle en mortier de fibres ou en béton armé. Pour notre cas il n'y a pas de pré-dalle parce que le pont est une type PRAD (poutres pré fabrique par adhérents).

Largeur de la dalle :

La largeur de la dalle ou de l'hourdis égal à la largeur de la chaussée rouable plus les trottoirs. Pour notre cas la largeur rouable est de 11.60 m et pour les bordures et corniches elle est de $2 \times 1\text{ m}$. Donc : $L_d = 13.60\text{ m}$

Épaisseur de la dalle :

En général L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre les axes des poutres, plus l'entre axe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répandre mieux les efforts des flexions transversales.

Donc : $E_d = 0,25\text{m}$

III-5. Les équipements de pont (superstructure):

Les trottoirs :

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolants. En général, par simple surélévation par rapport à la voie de circulation automobile.

Sur les ponts des autoroutes il y a un simple passage de service, dont la largeur ne dépasse pas 1,25m. Cette largeur loge la glissière de sécurité et un garde-corps.

Pour le cas de notre pontet comme il sera conçu pour les trottoirs autoroutiers :

On fixe : $L_T = 0.65 \text{ m}$, $e_t = 0.20 \text{ m}$.

Les corniches :

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique; situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc la ligne de l'ouvrage; outre son rôle esthétique intrinsèque, la corniche doit également servir de larmier.

Afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse; En Algérie on utilise souvent les corniches en béton armé préfabriqué.

Dans notre projet on prendra une corniche de 08 cm de largeur et 70 cm de hauteur.

La chape d'étanchéité :

La chape joue un rôle essentiel pour la durabilité de l'ouvrage, et elle ne doit être appliquée que sur une surface assez plane, ce qui peut amener à un surfacage du tablier.

Dans notre cas, on prend en épaisseur de 2cm.

Assainissement :

D'un point de vue esthétique, les descentes d'eau doivent être aussi discrètes que possible, notamment dans le cas des ouvrages urbains. Lorsque ces descentes doivent être évitées, il est également possible de recourir à des corniches caniveaux ou de recueillir les eaux dans un collecteur sur ouvrage.

Joints de chaussée :

Le choix du type de joint dépend principalement du souffle du joint, du trafic de l'itinéraire et du type d'étanchéité (chape mince ou épaisse). Le souffle ou espacement maximal des deux éléments en regard est dû aux effets du retrait, du fluage, de la température et des charges d'exploitation, qui peuvent comporter non seulement une composante longitudinale parallèle à l'ouvrage.

Les dispositions retenues :

❖ Les garde-corps :

Les garde-corps sont retenue pour protégées les piétons ; et aussi au point de vue esthétique surtout dans les zones urbaines : Ils sont classés en trois catégories :

- Les garde-corps de type S.
- Les garde-corps de type I.
- Les garde-corps de type U.

La hauteur des garde-corps pour piétons doit être comprise entre les limites résultant de la formule suivante :

$$0,95 + 0,005 \cdot H \pm 0,05 \text{ m avec un maximum de } 1,20 \text{ m.}$$

H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan

D'eaux franchies par l'ouvrage.

Dans notre projet H = 14 m

Donc la hauteur du garde-corps égale à 1.02 m On prend la

hauteur

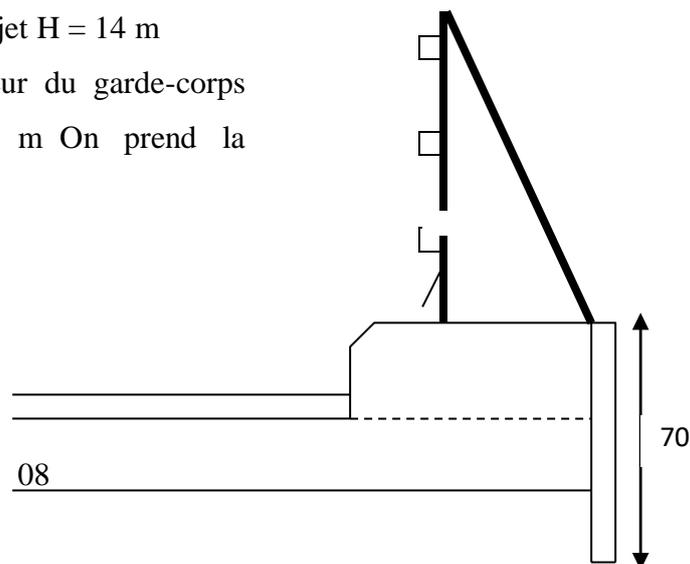


Figure III.2. Les équipements de pont

Coupe 1-section d'about coupe 2-section intermédiaire coupe 3- médiane

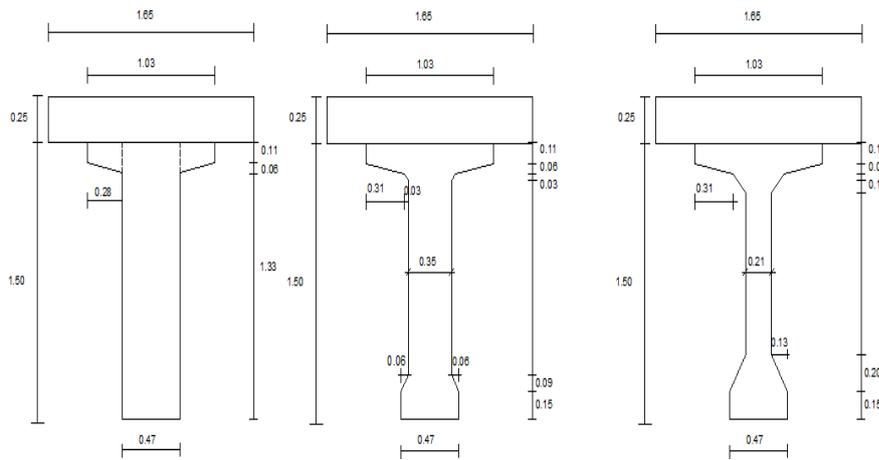


Figure III.3. Dimensions de la poutre

III-6. Calcul des caractéristiques géométriques de la poutre :

Après avoir subdivisé chaque section en petites sections, on détermine les paramètres géométriques de la poutre par le biais des relations ci-après, les résultats seront représentés dans le tableau (III.1).

Section rectangulaire : $B = b \times h$ $I = \frac{bh^3}{12}$

Section triangulaire : $B = \frac{b \times h}{2}$ $I = \frac{bh^3}{6}$

Centre de gravité : $Y_G = \frac{\sum B_i \times y_{Gi}}{\sum B_i}$

Moment d'inertie : $I_G = \sum I_i + \sum (B_i \times (y_{Gi} - y_G)^2)$

Rayon de giration : $i^2 = \frac{I_G}{B}$

Rendement géométrique : $\rho = \frac{i^2}{v.v'}$

	About		Intermédiaire		Médiane	
	P	P+d	P	P+d	P	P+d
B (m ²)	0,7818	1,1193	0,6461	0,9836	0,5108	0,8483
v' (m)	0,8168	1,0605	0,8288	1,102	0,8417	1,1533
v (m)	0,6832	0,6895	0,6712	0,648	0,6583	0,5967
I _G (m ⁴)	0,1644	0,3201	0,1494	0,2917	0,1383	0,2648
i ² (m ²)	0,210	0,286	0,231	0,297	0,271	0,312
ρ	0,377	0,391	0,416	0,415	0,489	0,454

Tableau III.2. Récapitulatif des caractéristiques géométriques de la poutre

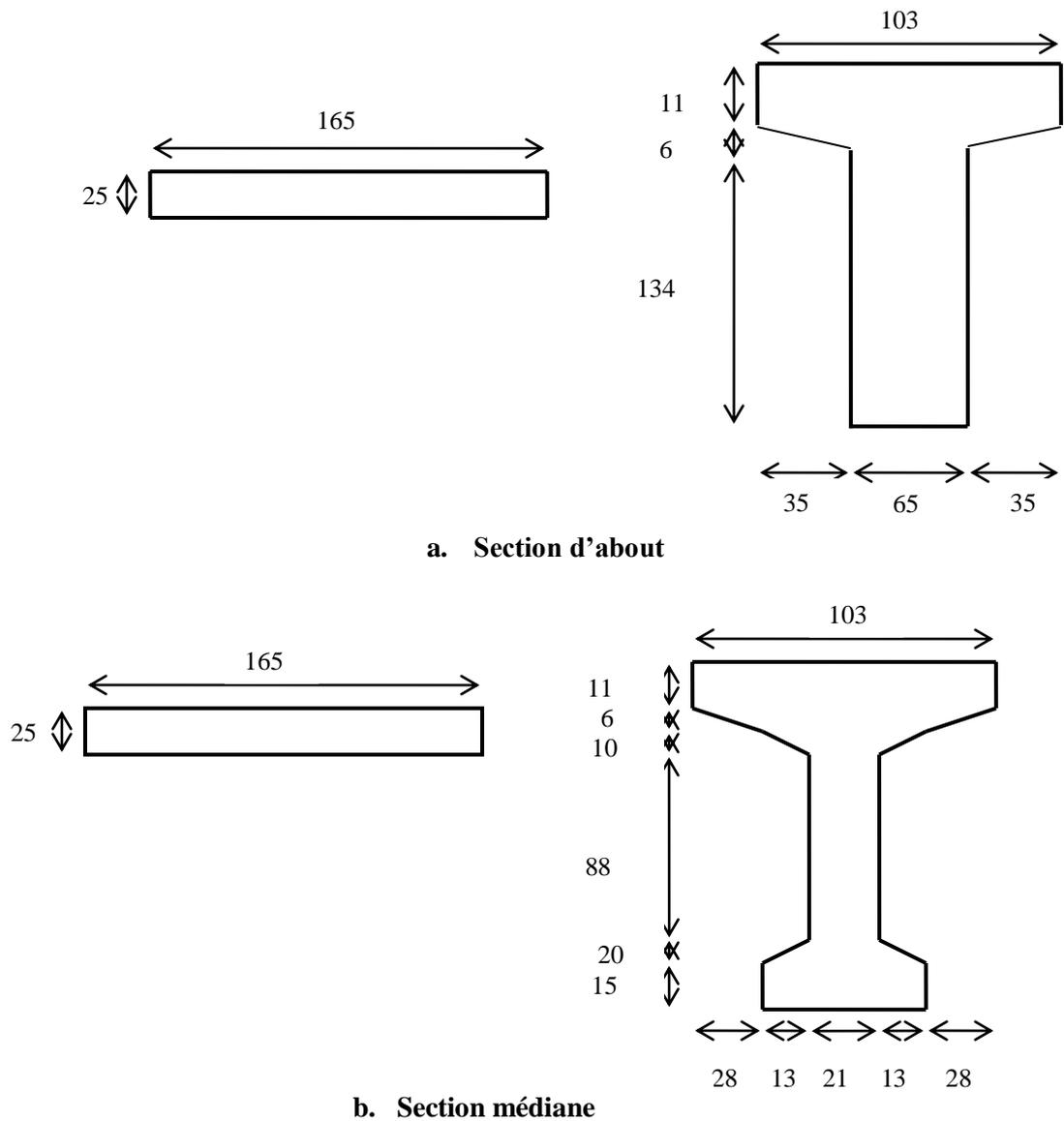


Figure III.4. Détails des sections de la poutre (cm)

III-Conclusion

Dans ce chapitre, les caractéristiques géométriques de la poutre sont calculées pour différentes sections, ces caractéristiques seront utilisées pour le calcul des armatures actives et passives

Chapitre IV :
Calcul Des Charges Et Surcharges

Chapitre IV : Calcul des charges et surcharges

IV-1.Introduction :

Il s'agit d'étudier les différentes charges qui agissent sur le tablier car le pont a une fonction porteuse, elles sont classées en deux catégories :

- Les charges permanentes
- Les surcharges

IV-2.Calcul des charges permanentes :

Poutres, dalle, revêtement de la chaussée, corniche plus trottoirs, garde-corps.

Eléments	Données	Formules	Résultats	Commentaire
Poutre	$\gamma_b=2,5t/m^3$ $S_1=0,51m^2$ $S_2=0,61m^2$ $l_1=18,50m$ $l_2=6,70m$ $N=10$	$g_1=\gamma_b \times N(S_1l_1+2S_2l_2)$	$g_1=440,225t$	γ_b : masse volumique du béton S_i : surface des différentes surfaces de la poutre L_i : longueur de la partie i de la poutre
Dalle	$e_d=0,25m$ $L_d=13,60m$ $\gamma_b=2,5t/m^3$ $l_r=28,40m$	$g_2=e_d \times L_d \times \gamma_b \times l$	$g_2=241,40t$	e_d : épaisseur de la dalle
Revêtement de la chaussée	$e_r=0,085m$ $L_r=11,6m$ $l_r=28,40m$ $\gamma_b=2,2t/m^3$	$g_3= e_r \times l_r \times L_r \times \gamma_b$	$g_3=61,605t$	e_r : épaisseur du revêtement
Corniches	$l_r=28,40m$ $\gamma_c=1,12t/m^3$	$g_4= 2 \times l_r \times \gamma_c$	$g_4=63,616t$	L_r : la portée des poutres
Garde-corps	$l_r=28,40m$ $\gamma_g=0,1t/m^3$	$g_5=2 \times l_r \times \gamma_g$	$g_5=5,68t$	
Entretoise	$e_e=0,3m$ $S_e=1,05m$ $\gamma_b=2,5t/m^3$ $N=5$	$g_6=N \times S_e \times e_e \times \gamma_b$	$g_6=3,50t$	e_e : épaisseur de l'entretoise
Charge totale		$G=\sum g_i$	$G=816,463t/travée$	

Tableau IV.1. Charges permanentes

IV-3. Calcul des surcharges :

D'après le fascicule 61 du document technique réglementaire (D.T.R), les surcharges utilisées pour le dimensionnement du tablier sont les suivantes :

- Surcharge A (L).
- Système B_C.
- Système B_t.
- Système B_r.
- Surcharge militaire MC120.
- Charge exceptionnelle D240.
- Surcharges sur trottoirs.
- Surcharges dues au vent et au séisme.

-Efforts de freinage :

Sachant que :

La largeur rouable est définie comme étant la largeur comprise entre les bordures ; elle est de 7,5m (2×3,75).

D'après le RCPR, On distingue trois classes de ponts, en fonction de leur largeur rouable les suivantes :

La classe	La largeur rouable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5,50 \text{ m}$

Tableau IV.2. Classe de pont

- Largeur rouable : $L_r \geq 7 \text{ m}$: Donc ce pont est de **la 1^{ère} classe**.
- Largeur chargeable : $L_C = L_R$
- Nombre des voies : $v = L_C/n = 3 = 4 \text{ voie}$

Largeur d'une voie :

$$L_V = 2.90 \text{ m}$$

$$L_{v0} = 3.5 \text{ m}$$

Chapitre IV : Calcul des charges et surcharges

IV-3.1. Surcharge A (L) :

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont la l'intensité dépend de la longueur 'L' chargée est donne par la formule suivante :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} (\text{Kg/m}^2) \dots \dots \dots (1)$$

L : la portée du pont = 28.40 m

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{28.40 + 12} = 1121,01 \text{kg/m}^2 = 1,121 \text{ t/m}^2$$

La valeur A(L) est multiplié par les coefficients a₁ et a₂.

- Le coefficient a₁ est obtenu à partir du tableau en fonction de la classe du pont et dunombre de voies chargées :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	>=5
Classe de pont	Première	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième	1	0,9	0,9	0,75	0,7
	Troisième	0,9	0,8	0,9	0,75	0,7

Tableau IV.3. Les valeurs du coefficient a₁

D'après le tableau : a₁ = 1

- a₂ = Lv₀ / LV

V: la largeur d'une voie ; V₀: valeur donnée par le tableau

Classe de pont	Lv ₀
Première classe	3,5 m
Deuxième classe	3,0 m
Troisième classe	2,75 m

Tableau IV.4. Les valeurs de Lv₀

$$a_2 = \frac{3.5}{2.9} = 1,206$$

$$A(L) \text{ final} = A(L) \times a_1 \times a_2 = 1351,938 [\text{kg/ m}^2] = 1,352 [\text{t/ m}^2]$$

IV-3.2 Surcharge Bc :

Le système de charge B comprend trois systèmes distincts, leur charge est multipliée par le coefficient de majoration dynamique :

Il se compose de camions type comportant trois essieux. Dans le sens longitudinal le nombre de camions par file est égal à deux. Dans le sens transversal on dispose sur la chaussée autant de files de camions que la chaussée comporte de voie de circulation et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable, comme le montre la figure suivante :

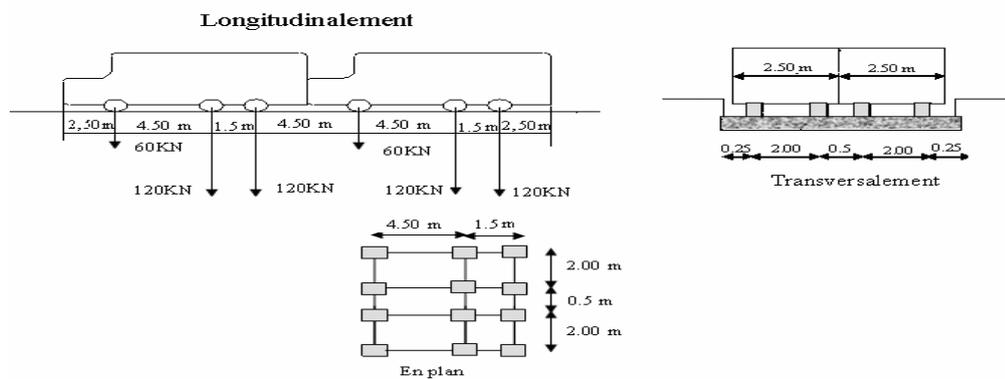


Figure IV.1 Le système Bc

La valeur des charges du système Bc sont multipliées par les coefficients b_c obtenus à partir du tableau :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
	Deuxième	1,0	1,0	0,95	0,80	0,70
	Troisième	1,0	0,80	0,95	0,80	0,70

Tableau IV.5. Les valeurs du coefficient b_c

Chapitre IV : Calcul des charges et surcharges

D'après le tableau : $b_c = 1,1$

Le poids d'un camion est : 30 t

Soit : $B_c = 30 \times 4 = 120$ t

$S = B_c \times b_c = 120 \times 1,1 = 132$ t = 1320 kn

Le coefficient de majoration dynamique sera égal :

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

L : portée du pont = 28.40 m

G : charge permanente = 816.463 t

S : surcharges max = $30 \times 2 \times 2 = 120$ t

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 28,40} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{816,463}{120}} = 1,08$$

Bc final = S. δ_{Bc} = 142,56t

Dynamique sera égal à :

Nombre de Voies	B_c	Charge par essieu (t)		
1	1.2	Essieu. Avant	1x6x1.2x1.08	7.776
		Essieu. Arrière	2x6x1.2x1.08	15.552
2	1.1	Essieu. Avant	2x6x1.1x1.08	14.256
		Essieu. Arrière	4x6x1.1x1.136	28.512

Tableau IV.6. Charge(bc) par voie

IV-3.3. Système Bt :

Un tandem du système B_t est applicable seulement sur la 1^{ère} et 2^{ème} classe, il comporte deux essieux (2x16t), chaque un à deux roues simples qui répond aux caractéristiques suivantes :

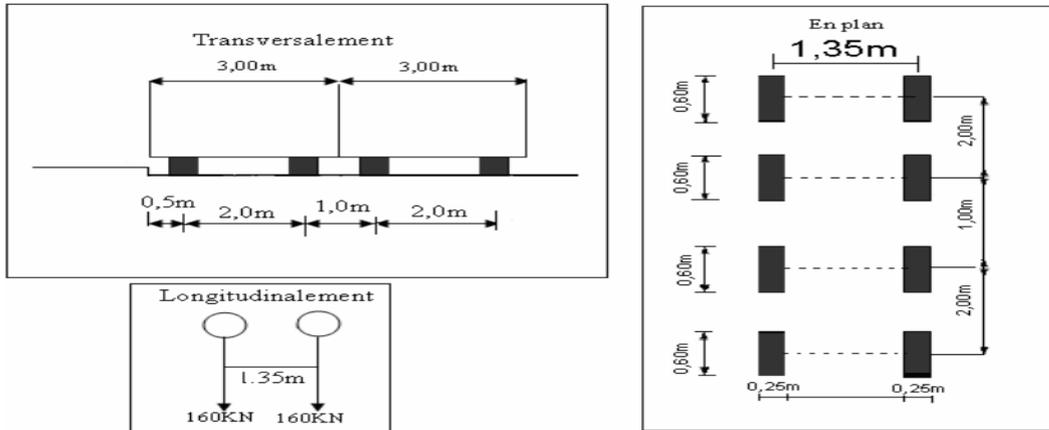


Figure IV.2. Le système B_t

La valeur des charges du système B_t sont multipliées par le coefficient b_t obtenu à partir du tableau :

Classe de pont	b _t
Première classe	1
Deuxième classe	0.9

Tableau IV7. Les valeurs du coefficient b_t

IV-3.4. Coefficient Bt :

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{G}{S}} \dots \dots \dots (3)$$

B_t = 1

L : portée du pont = **28.40 m**

G : charge permanente = **816.463 t**

S : surcharges max = S = Q × b_t = 64 × 1 = **64 t**

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 28,40} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{816,463}{64}} = 1,07$$

Bt final = S. δ_{Bt} = 68.48t

Chapitre IV : Calcul des charges et surcharges

Nombre de tandem	B _t	Δ _{bt}	Charge par Essieu (t)
1	1	1.07	16x1.07x1=17.12
2	1	1.07	16x2x1.07=34.24

Tableau IV.8. Charge (bt) par essieu

IV-3.5. Système Br :

Ce système se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10t à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,3m x 0,6m. Cette surface peut être placée n'importe où sur la largeur pour avoir le cas le plus défavorable.

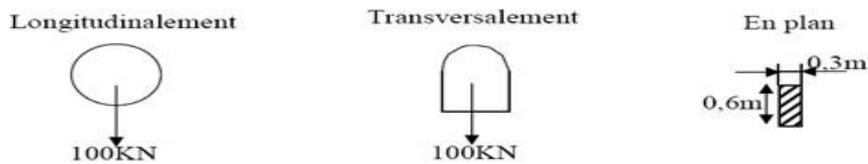


Figure IV.3 Le système Br

L : portée du pont = 28.40 m

G : charge permanente = 816.463 t

S : surcharges max = S = Q×br = 10×1 = 10 t

Le coefficient de majoration dynamique sera égale

à :

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 28,40} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{816,463}{10}}$$

$$= 1.06$$

Bt final= S. δ_{Br} =10.61

IV-3.6. Surcharge militaire Mc120 :

Les véhicules types militaires sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B pour les éléments de couverture et d'ossature des tabliers, on distingue particulièrement le convoi Mc₁₂₀ qui comporte deux chenilles.

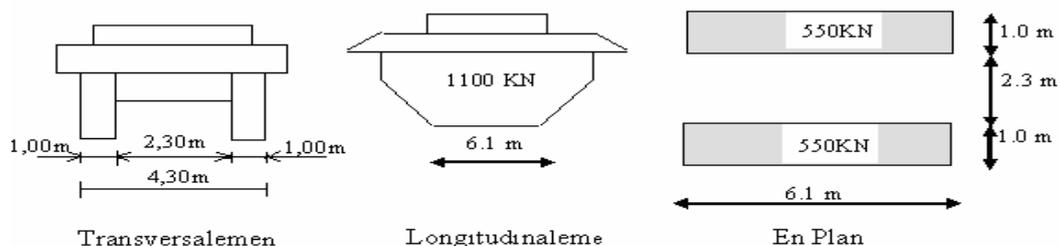


Figure IV.4 Surcharge Mc120(5)

Chapitre IV : Calcul des charges et surcharges

Charge total des chenilles : $1100 \text{ kn}=110\text{t}$

Longueur d'une chenille = 6.10 m

Largeur d'une chenille = 1.00m

$S=110\text{t}$

$\delta M=1.0793$

$M_c 120=110 \times 1.0793$

$M_c 120=118.73\text{t}$

IV-3.7. Charge exceptionnelle D240 :

Il comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 t de poids total.

Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de $3,20\text{m}$ de large et de $18,60\text{m}$ de long.

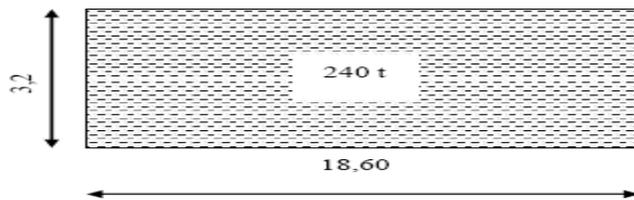


Figure IV.5. Disposition de D240 en plan

$P= 240 \text{ t}$

$p = 240 / 18,6 = 12,903 \text{ t/ml}$

IV-3.8. Charge exceptionnelle D280 :

Il comporte deux remorques supportant chacune 1400 kn ; dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle chargé de $3,30\text{m}$ de large et de 11m de long.

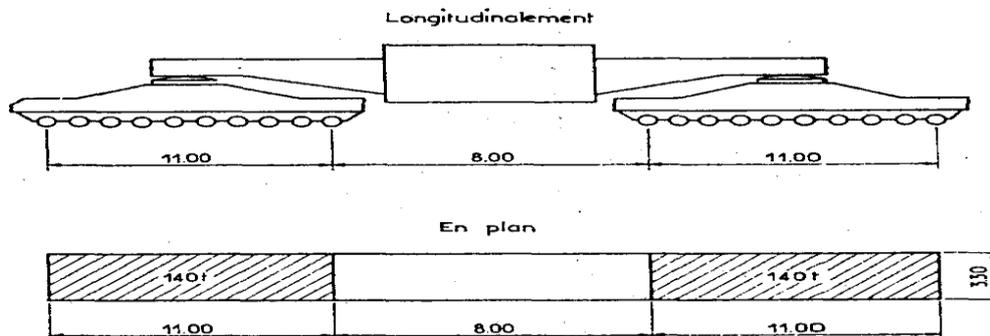


Figure IV.6. Surcharge D280(5)

Chapitre IV : Calcul des charges et surcharges

$$S = 1400 \times 2 = 2800 \text{ KN} = 280 \text{ t}$$

Le coefficient de majoration dynamique sera égal à :

$$\delta = 1,107$$

$$D_{280} = S \cdot \delta = 310,032 \text{ t}$$

IV-3.9. Surcharge de trottoir :

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m^2 Largeur du trottoir est $1,25 \text{ m}$

Pour 1 trottoir chargé

$$P = 0,15 \times 1,25 = 0,1875 \text{ t/ml}$$

$$P = 0,1875 \text{ t/ml}$$

Pour 2 trottoirs chargés $P = 2 \times 0,1875 = 0,375 \text{ t/ml}$.

$$P = 0,375 \text{ t/ml}$$

IV-3.10 Effort de freinage à A(L) :

$$H_{FA(L)} = (1/20) \times A(L) \times S$$

$$S : \text{surface surcharge } S = 2 \times 3,75 \times 28,40 = 213 \text{ m}^2$$

$$H_{FA(L)} = (1/20) \times 1,0229 \times 213$$

$$H_{FA(L)} = 10,893$$

IV-3.11 Effort de freinage du B_c :

Chaque camion B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids propre. Parmi le camion B_c placés sur le pont, il est considéré qu'un seul peut freiner.

$$H_{FB_c} = 30 \text{ t.}$$

Remarque :

- cet effort de freinage ne doit pas être majoré pour effet dynamique ;
- les coefficients b_c ne s'appliquent pas à cet effort.

IV-3.12 Effet du vent :

Le vent souffle horizontalement est perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée, le vent développé sur toute la surface frappé normalement une pression de (2000 N/m^2) .

IV-3.13. L'effet du séisme :

Les charges sismiques sont classées parmi les actions accidentelles, les efforts de séisme sont très importants sur les appuis, et même pour le dimensionnement des appareils d'appuis et ferrailage des piles.

$$F_{ah} = 0,25G \text{ dans le sens horizontal .}$$

$F_{av} = 0,07G$ dans le sens vertical

IV-3.14. Actions thermiques :

Les effets de température sont évidemment pris en compte dans le calcul des ponts surtout pour le dimensionnement des joints de chaussée. L'Euro code 1 (ENV-1991-2.5) définit les actions thermiques à prendre en compte et fait intervenir un coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12E - 6$.

IV-4. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a estimé les charges permanentes et les surcharge routière appliquées sur le pont selon le RCPR, ces charges seront utilisées pour l'estimation des efforts internes dans la poutre et par la suite dans le calcul du ferrailage de la poutre.

Chapitre V :

Calcule Des efforts Longitudinaux

V.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous allons procéder à l'évaluation des moments fléchissant et des efforts tranchants pour chaque cas de charge ceci en utilisant les lignes d'influences pour différentes sections de poutres (0, L/8, L/4, 3L/8, XΣ, L/2).

V.2. Evaluation des efforts dus aux charges et surcharges réglementaires :

Sous les charges routières réparties (A, G, Mc120, D240, Q trot), la section dont le moment est le plus défavorable se situe à mi-travée.

Pour les charges routières concentrées, on détermine la position de la section la plus sollicitée en utilisant le "théorème de BARRE".

V.3. Détermination de la section critique :

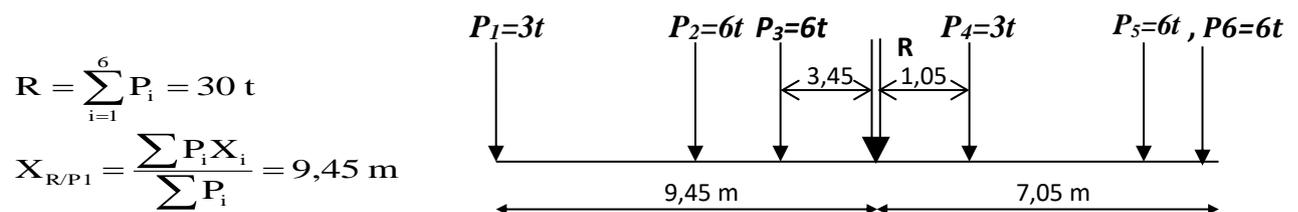
- Théorème de BARRE:

« Le moment fléchissant est maximal au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi occupent des positions symétriques par rapport au milieu de la poutre ».

Et la charge critique trouvée doit vérifier la relation suivante :

$$\sum P_i^g \leq \frac{R \times x_\Sigma}{L} \leq \sum P_i^g + P_K .$$

— **Sous Bc:** La section critique notée " xΣ " ; c'est la position des essieux donnant l'effort le plus défavorable en faisant dérouler le convoi sur la travée dans les deux sens de la circulation.



-Le moment fléchissant et l'effort tranchant :

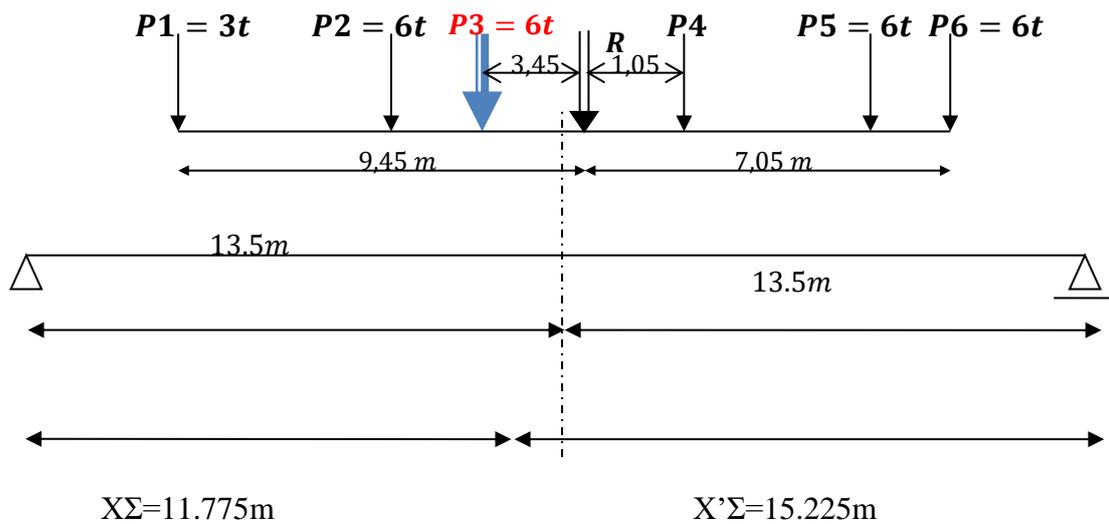
Pour les différentes sections, on fait dérouler le convoi dans les deux sens de circulation afin d'obtenir le moment max ainsi que l'effort tranchant maximum pour chaque section.

$$M = n \cdot b_c \cdot \delta_B \cdot \sum p$$

$$T = n \cdot b_c \cdot \delta_B \cdot \sum p_i y_i$$

D'après le théorème de BARRE, on a deux charges (P3 et P4) de part et d'autre de la résultante

- 1^{er} cas: $P_3 = P_k$



❖ **Test de la charge critique:**

$$\sum P_i^{eg} \leq \frac{R \times x_{\Sigma}}{L} \leq \sum P_i^{eg} + P_k$$

$$9 t < 13.083t < 15 t \quad (\text{Vérfiée}).$$

Donc P_3 peut être une charge critique.

❖ **Vérification du débordement :**

$$d(P_1, P_3) = 6 m < x_{\Sigma} = 11.775 m. \quad (\text{Vérfiée})$$

Donc il n'y a pas de débordement.

$$d(P_3, P_6) = 10.5 m < x'_{\Sigma} = 15.225 m. \quad (\text{Vérfiée})$$

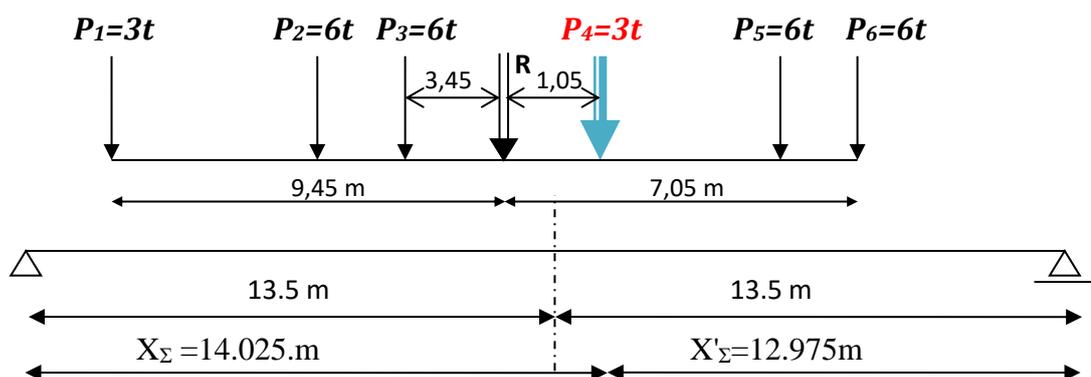
❖ **Calcul du moment maximum:**

$$M_{x_{\max}} = \frac{R \cdot x_{\Sigma}^2}{L} - \sum P_i^{eg} \cdot d_i$$

$$M_{x_{\max}} = \frac{30 (15.225)^2}{34} - (3 \times 6 + 6 \times 1.5) = 178.8756 \text{ t.m}$$

Pour une file de roues.

-2^{ème} cas: $P_4 = P_k$



❖ *Test de la charge critique:*

$$\sum p_i^g \leq \frac{R \times x_\Sigma}{L} \leq \sum p_i^g + p_K$$

15 t < 15.58 t < 18 t (Vérifiée).

Donc P₄ peut être une charge critique.

❖ *Vérification du débordement :*

d(P₁,P₄) = 10.5 m < x_Σ=14.025 m. (Vérifiée) Donc il n'y a pas de débordement.

d(P₄,P₆) = 6 m < x_Σ'=12.975m. (Vérifiée)

❖ *Calcul du moment maximum:*

$$M_{x_{max}} = \frac{R \cdot x_\Sigma^2}{L} - \sum P_i^g \cdot d_i$$

$$M_{x_{max}} = \frac{30(17,525)^2}{34} - (3 \times 10,5 + 6 \times 6 + 6 \times 4,5) = 176,4932t.m \quad \text{Pour une file de roues.}$$

124.05625m < 178.8756 n.m.

- La charge critique est la charge P₃.

- La section critique qui donne le moment maximal sous le système Bc est à X_Σ=14.025 m de l'appui gauche. **M_{xmax}=178.8756t.m**

— *Sous Bt:*

$$R = \sum P_i = 16 t$$

X_Σ = 12.975m

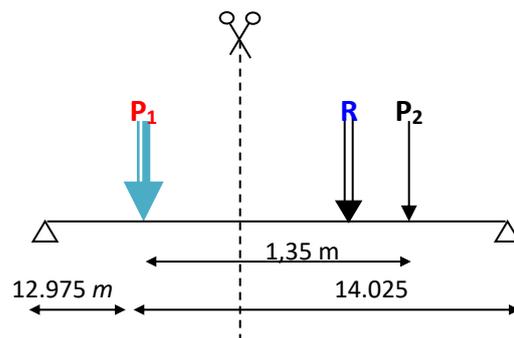
X'_Σ = 14.025.m

❖ *Test de la charge critique*

$$\sum p_i^g \leq \frac{R \cdot x_\Sigma}{L} \leq \sum p_i^g + p_K$$

0 < 7.68 t < 8 t (Vérifiée)

Donc P₁ est critique



Calcul du moment maximum :

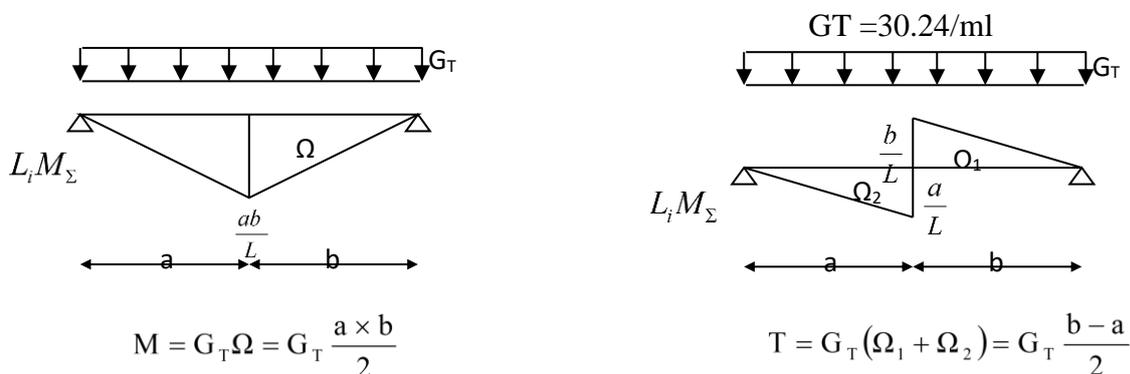
$$M_{x \max} = \frac{R x_{\Sigma}^2}{L} - \sum P_i^g \cdot d_i$$

$$M_{x \max} = \frac{16 (16,6625)^2}{34} - 0 = 130,6536 \text{ t.m} \quad \text{Pour une file de roues.}$$

la section critique qui donne le moment maximal sous le système Bt est à $X_{\Sigma}=12.975$ m de l'appui gauche. $M_{x \max}=99.7633$ t.m

IV.4. Calcul des efforts dus aux différents chargements:

a. Efforts dus à la charge permanente:



Charge et surcharge	Nombre de voies	Effort	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
G	/	M (t.m)	0	1206.8595	2066.715	2583.39	2755.62
		T(t)	408.24	306.558	204.12	102.06	0

Tableau V.1. Valeurs des moments et efforts tranchants sous G

a. Efforts dus aux surcharges:

IV.4. 1. Surcharge A:

1- Moments fléchissant :

$$M = q_A^M \times \Omega = q_A^M \times \frac{a \times b}{2}$$

Avec

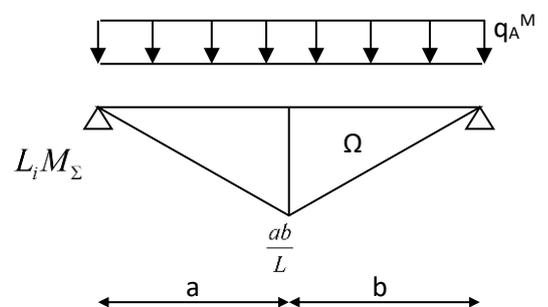
$$q_A^M$$

3.045/ml

n = 1 voie chargé

6.090 t/ml

n = 2voies chargées.



2- effort tranchant:

$$T = q_A^T \times \Omega_1 = q_A^T \times \frac{b^2}{2L}$$

$$q_A^T = A \times n \times l_v \quad \text{avec : } A = a_1 a_2 A(l)$$

Avec :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{b+12} \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

b : longueur chargée

longueur chargée (<i>b</i>).	27	23.625	20.25	16.875	13.5
<i>A(l)</i> (t/m ²)	1.153	1.240	1.346	1.476	1.641

Tableau V.2 . Les valeurs de *A(L)*

Charge et surcharg	Nombre de	Effort	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
	1	<i>M(t.m)</i>	0	121.52	208.106	260.148	277.47
		<i>T(t)</i>	45.1399	37.1680	29.6414	30,5088	16.0612
	2	<i>M(t.m)</i>	0	234.04	416.112	520.296	554.49
		<i>T(t)</i>	90.2799	74.4934	40.0756	45.1448	32.1225

Tableau V.3. Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants sous A

IV.4.2. Surcharges B:

- **Surcharge BC:** Il s'agit de chercher la position des essieux donnant l'effort le plus défavorable en faisant dérouler le convoi sur la travée dans les deux sens de la circulation.

a-Moment fléchissant :

Pour les différentes sections, on fait dérouler le convoi dans les deux sens de Circulation afin d'obtenir le moment max an chaque section.

Chapitre V : Calcul Des efforts Longitudinaux

$$M = 2 \times n \times b_c \times \delta_B \times \sum p_i y_i$$

Section (m)	Sens de circulation	Charge critique	Disposition la plus défavorable	$\sum p_i y_i$	n	$M_{x_{max}}$ (t.m)
0 a = 0 b = 27				0		
L/8 a = 3.375 b = 23.62	→	P ₆		62.088	1	187.75
					2	375.50
L/4 a = 6.75 b = 20.25	→	P ₅		101.214	1	306.071
					2	612.142
3L/8 a = 10.12 b = 16.87	←	P ₃		65.09	1	196.83
					2	393.66
X _Σ a = 12.975 b = 14.025	←	P ₃		251.037	1	543.75
					2	1087.50
L/2 a = 13.50 b = 13.50	←	P ₃		114.75	1	347.004
					2	694.008

Tableau V.4 : Valeur des moments fléchissant sous le système Bc

b- Effort tranchant :

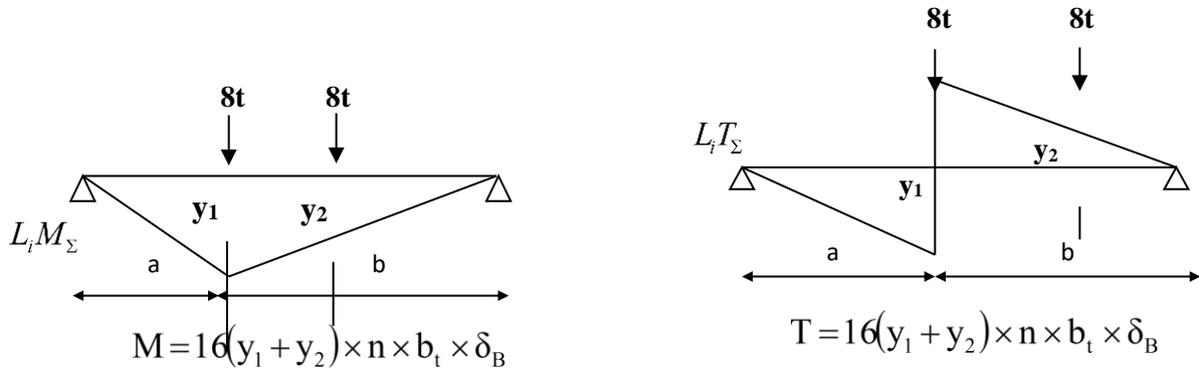
$$T=2.n.bc.\delta B .\sum piyi$$

Section (m)	Disposition la plus défavorable	$\sum piyi$	n	$T_{xmax} (t)$
0 a = 0 b = 27		22.167	1	67.03
			2	134.06
L/8 a = 3.375 b = 23.625		18.396	1	55.629
			2	111.259
L/4 a = 6.75 b = 20.25		13.259	1	40.095
			2	80.190
3L/8 a = 10.125 b = 16.875		10.911	1	32,994
			2	65.989
X Σ a = 12.975 b = 14.025		9.09	1	27.488
			2	54.976
L/2 a = 13.50 b = 13.50		7.476	1	22.607
			2	45.214

Tableau V.5 . Valeur des efforts tranchant sous le système Bc

IV.4. 3. Surcharge Bt :

On dispose le convoi Bt comme représenté sur la figure qui suit pour obtenir le moment de flexion maximum et l'effort tranchant maximum dans chaque section:

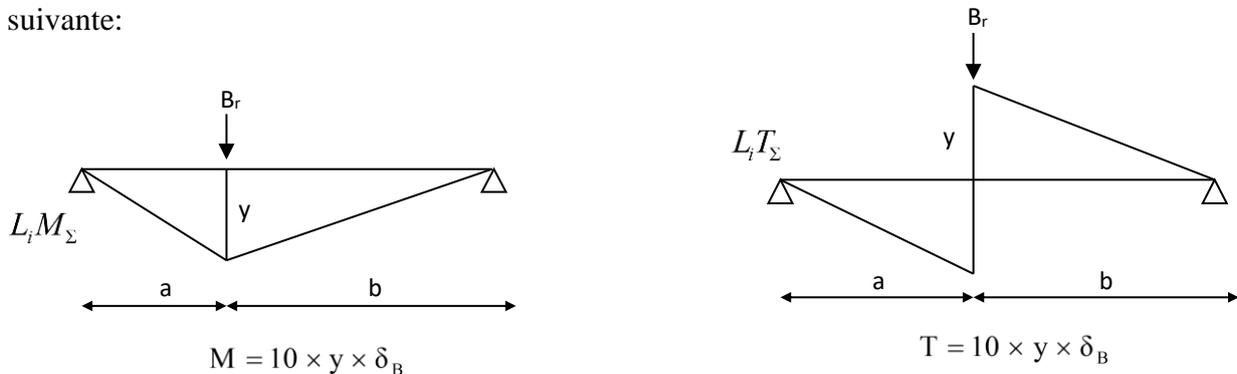


Charge et surcharge	Nombre de voies	Effort	0	L/8	L/4	3L/8	$X_{\Sigma}(B_C)$	L/2
Bt	1	M(t m)	0	99.169	169.128	209.954	221.698	221.616
		T(t)	33,5232	29.462	25,228	20.822	17.097	16,416
	2	M(t m)	0	198.339	338.256	419.908	443.397	443.232
		T(t)	67,0464	58.924	50,458	41.644	34.195	32.832

Tableau V.6 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants sous Bt

IV.4.4. Surcharge Br:

La charge Br sera disposée pour obtenir l'effet maximum tel que représenté dans la figure suivante:



D'où les valeurs calculées sont représentées dans le **Tableau V.7** :

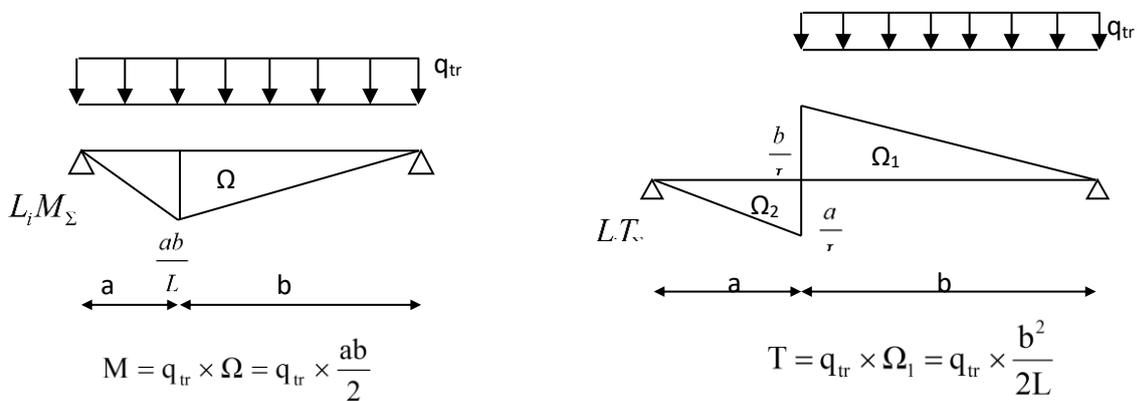
Charge et surcharge	Nombre de voies	Effort	0	L/8	L/4	3L/8	X _Σ (Bc)	L/2
Br	1 roue	M(t m)	0	31.893	54.675	68.343	78.789	78.900
		T(t)	10.800	9.450	8.100	6.750	5.550	5.400

Tableau V.7. Valeurs des moments et efforts tranchants sous Br.

IV.4.5. Surcharge de trottoir :

Disposition de la surcharge de trottoir :

.Dans notre cas il y a un seul trottoir :



Avec : $q_{tr} = 0,15 \times 1 \times n$.

$q_{tr} = 0,15t/ml$ $n=1$ trottoir chargé

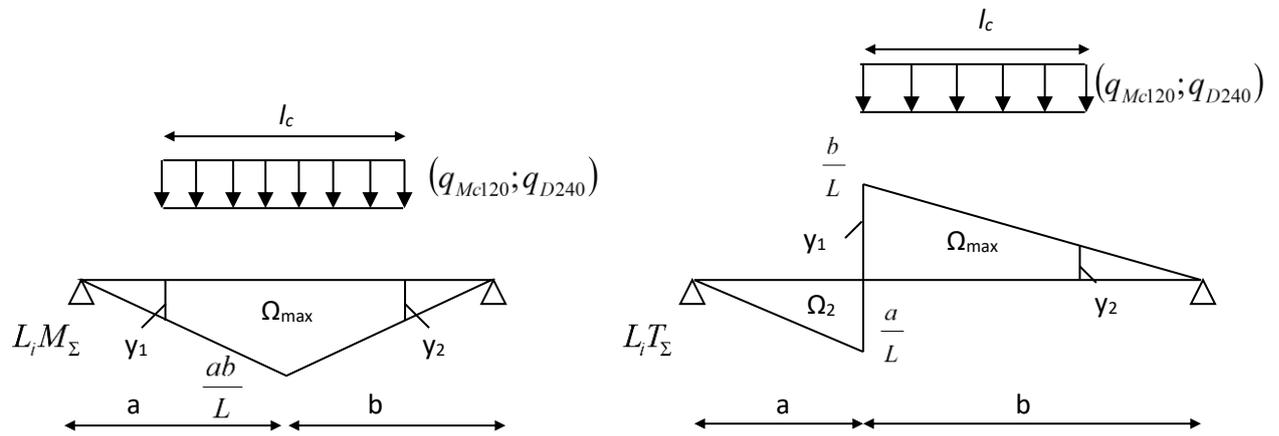
Ce qui nous permet d'établir le **Tableau V.8** :

Charge et surcharge	Nombre de voies	Effort	0	L/8	L/4	3L/8	X _Σ (Bc)	L/2
q _{tr}	1 trottoir	M(t m)	0	5.980	10.251	12.814	13.648	13.687
		T(t)	2.025	1.550	1.139	0.791	0.546	0.506

Tableau V.8 . Valeurs des moments et efforts tranchants sous q_{trottoir} .

IV.4. 6. Surcharges Mc120 et D240 :

Pour ce type de charges, on doit déterminer la position du convoi sur le tablier de façon à produire l'effet le plus défavorable, comme représenté sur le schéma suivant:



$$M_{\max}^{Mc120} = q \times \Omega_{\max} \times \delta_M$$

$$T_{\max}^{Mc120} = q \times \Omega_{\max} \times \delta_M$$

$$M_{\max}^{D240} = q \times \Omega_{\max}$$

$$TM_{\max}^{D240} = q \times \Omega_{\max}$$

$$\Omega_{\max} \Rightarrow y_1 = y_2 \Rightarrow \Omega_{\max} = \left[2 - \frac{l_c}{L} \right] \frac{abl_c}{2L}$$

$$\Omega_{\max} = (y_1 + y_2) \frac{l_c}{2}$$

l_c : Longueur du convoi.

$$\begin{cases} l_{c \text{ Mc120}} = 6,1 \text{ m} \\ l_{c \text{ D240}} = 18,6 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Avec : } y_1 = b/L \quad , \quad y_2 = (b-l_c)/L$$

$$q_{Mc120} = 18,0328 \text{ t/ml}$$

$$q_{D240} = 12,9032 \text{ t/ml}$$

Charge et surcharge	Nombre de voies	Effort	0	L/8	L/4	3L/8	XΣ(Bc)	L/2
Mc120	1	M(t.m)	0	308.337	528.600	660.737	703.724	704.801
		T(t)	104.404	89.687	75.269	60.262	47.786	45.549
D240	1	M(t m)	0	464.605	796.497	995.545	1060.359	1061.978
		T(t)	212.879	182.879	152.879	117.165	97.439	92.879

Tableau V.9. Valeurs des moments et efforts tranchants sous Mc120 et D240 .

IV.5. conclusion :

Dans ce chapitre on a calculé des moments fléchissant et des efforts tranchants permet de combiner des différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, Ces combinaisons sont à prendre en compte pour l'étude de la stabilité des éléments de fondation dans les chapitres qui suivent.

Chapitre VI :
Calcul Numérique

VI.1. Introduction :

Après avoir effectué un calcul manuel des efforts internes dans la poutre, dans cette partie on va passer au calcul automatique de notre ouvrage en utilisant logiciel Robot Structural Analysis 2014. Ce calcul nous a permis de valider notre calcul manuel et gagner du temps pour le reste du processus du calcul du projet.

VI.2. La Modélisation

En utilisant le logiciel **Robot Structural Analysis**.

Robot est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur, particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil. C'est un logiciel qui permet à calculer les efforts internes dans les structures, et qui utilise le principe des éléments finis.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique.

Le post processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Ce logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) d'une façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

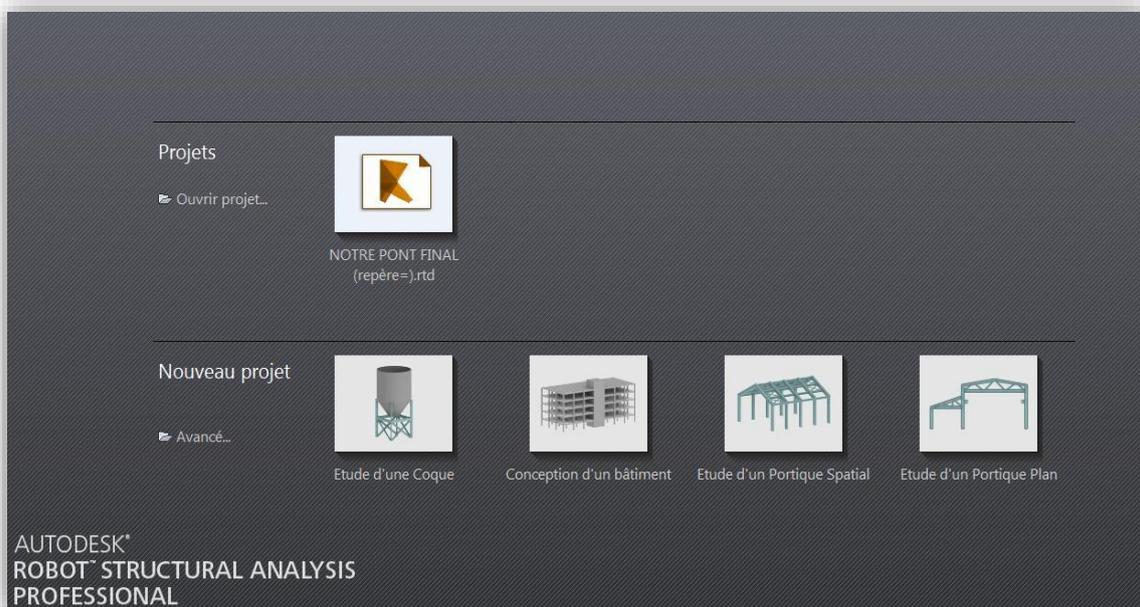


Figure 1 Choix du mode

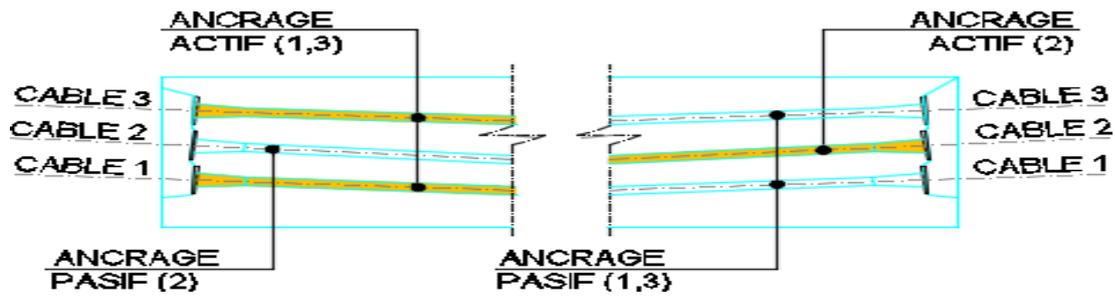
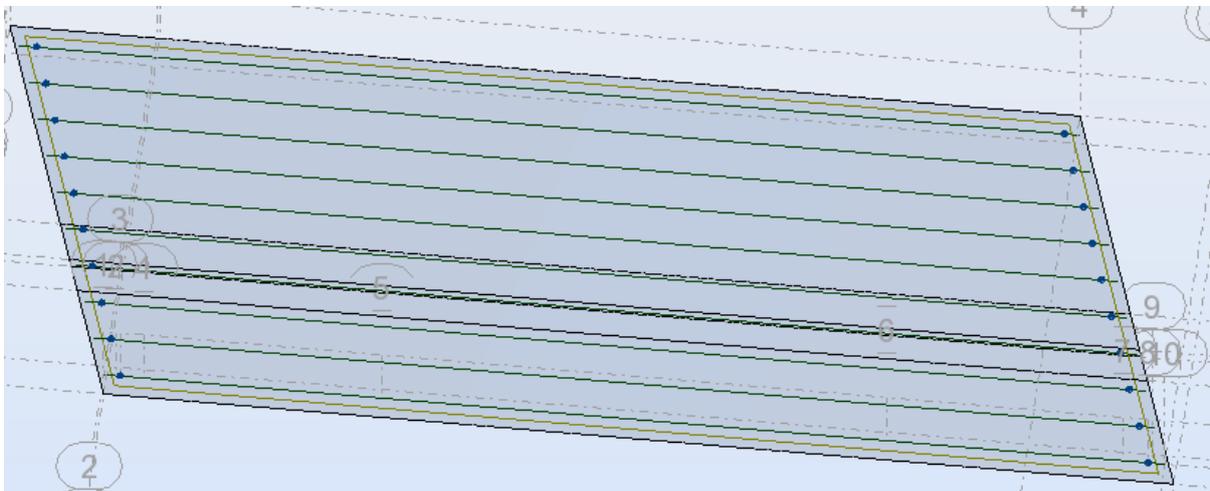


Figure 3 la position des câbles

- Pose des poutres sur les néoprènes
- Coffrages et bétonnage de l'entretoise
- Coffrages et bétonnage de la dalle
- Pose des superstructures,
- Mise en service de l'ouvrage,
- Fin de vie de l'ouvrage (100 ans).

VI.4. Model de calcul :



VI.5. Charges Appliquées Sur La Structure (complément de charge) :

-Poids propre de la structure :

Les effets du poids propre des éléments en béton sont calculés sur la base des dessins de coffrage, en tenant compte du poids des épaissements locaux, et en attribuant au béton armé une masse volumique de 2,5 t/m³.

-Poids des équipements et superstructures du tablier :

Les actions dues au poids propre des équipements et superstructures de toute nature sont prises en compte :

-Revêtement :

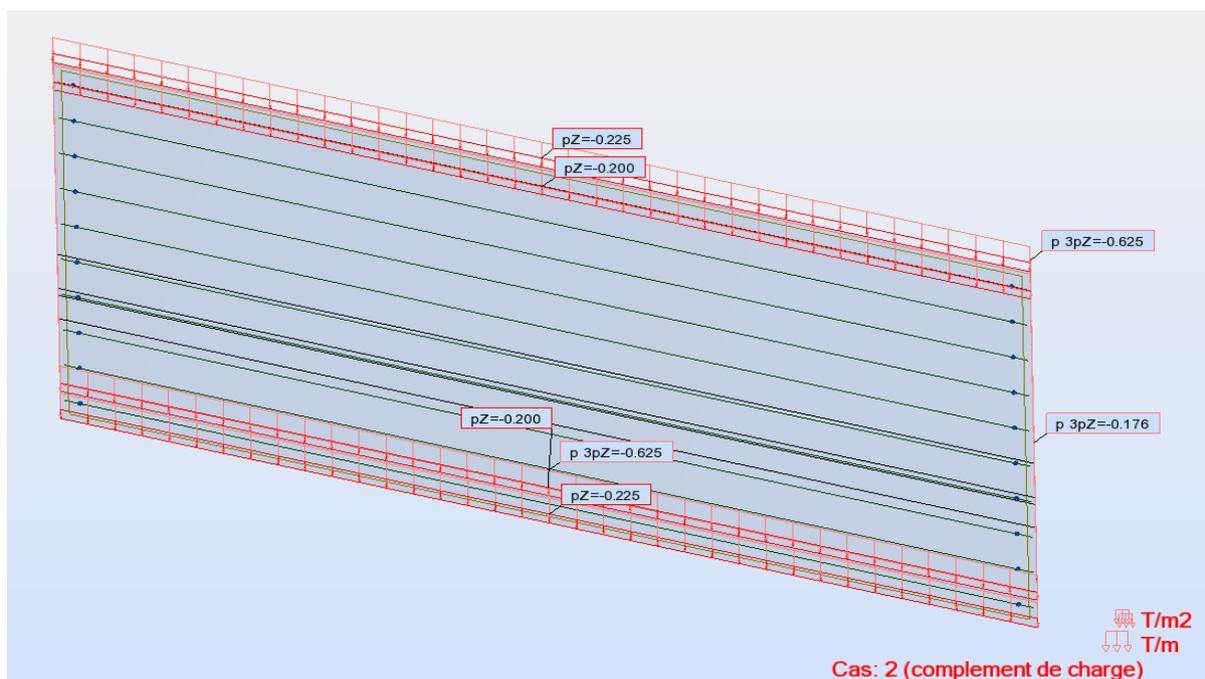
L'étanchéité de l'ouvrage est une étanchéité fine de 8cm.

La masse volumique de cette couche est considérée égale à 2,2 T/m³.

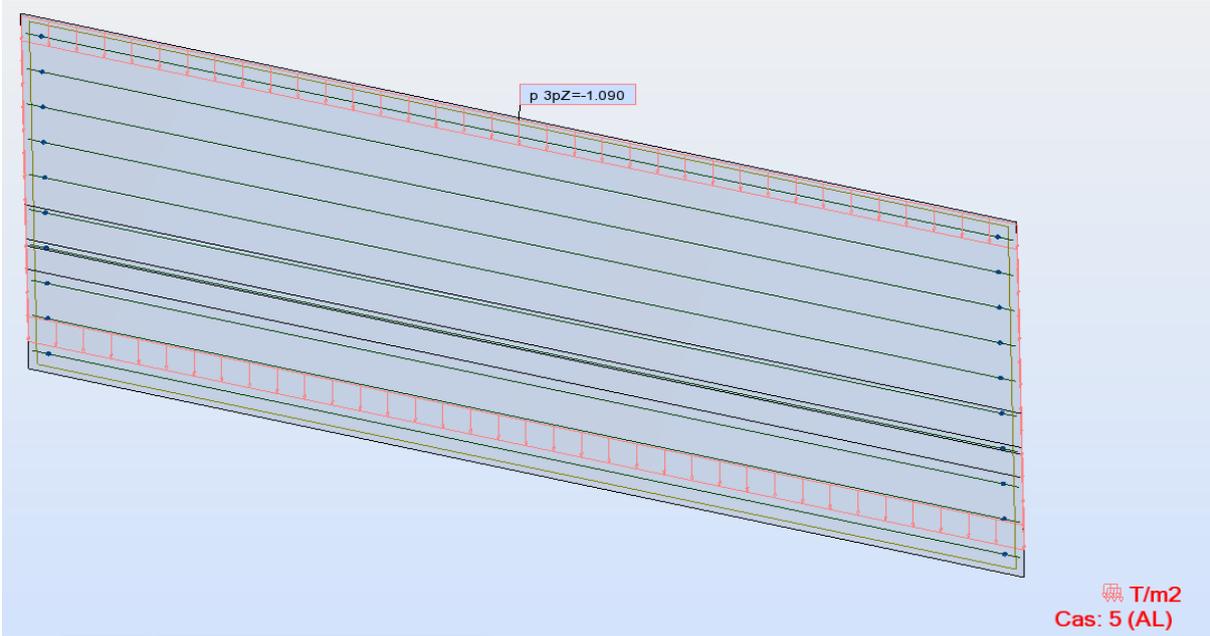
-Garde-corps et corniche :

Une charge verticale uniforme de 1 kN/ml est supposée susceptible d'être appliquée à la main courante d'un garde-corps.

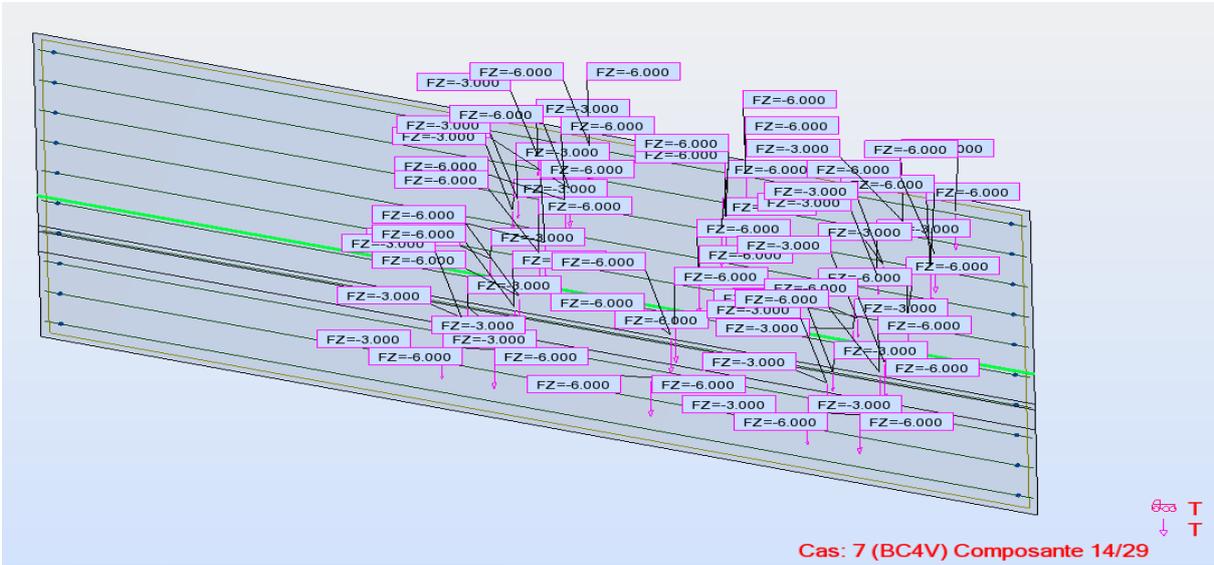
Les barrières de sécurité : 0.1KN/m



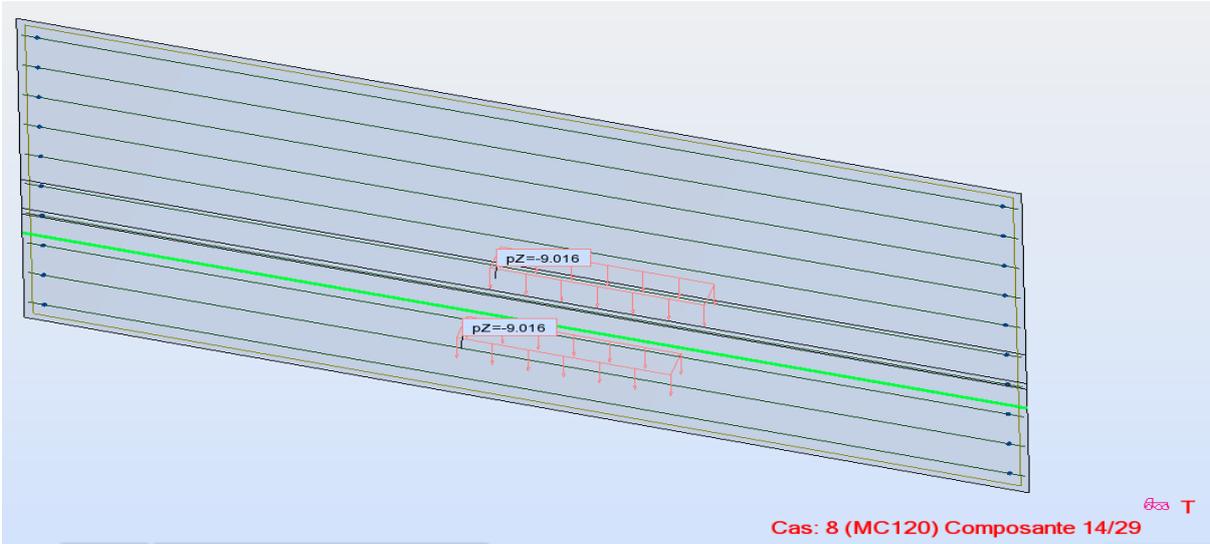
VI.5.1. Système de charge AL (RCPR Art.4.4) :



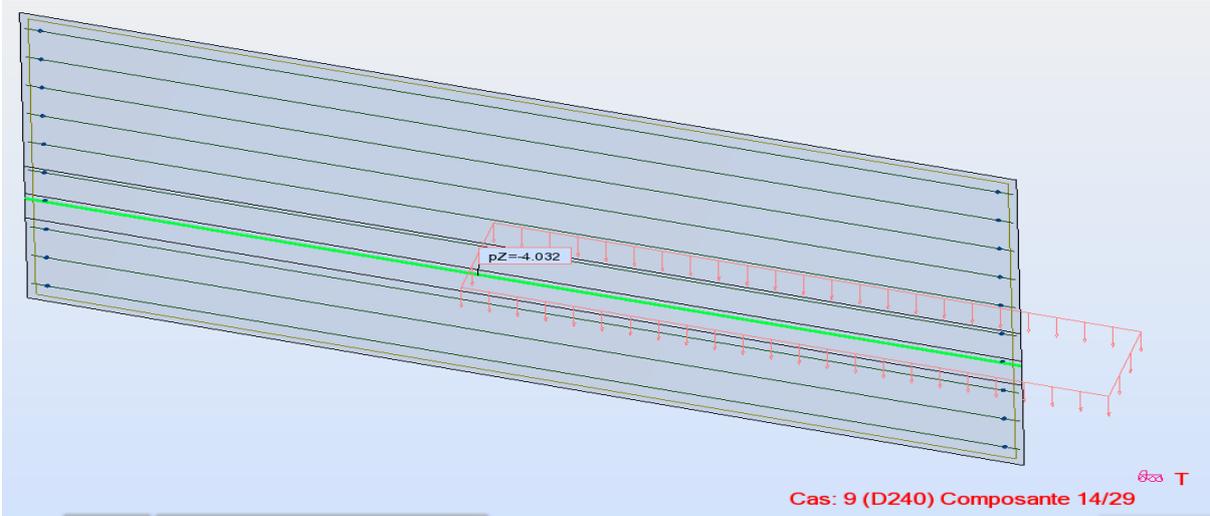
VI.5.2. Système de charge Bc (RCPR Art.4.5) :



VI.5.3. Charges militaires MC120 (RCPR Art.4.10.1.2) :



VI.5.4. Convoi exceptionnel : D240 (RCPR Art.4.11.1.2) :



VI.6. Résultats du modèle de calcul :

Combinaisons des cas de Charges : (RCPR Art.6.2) (RPOA Art.5.1)

ELU

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q_r + 1,5 \times 0,6 \times T + 1,5 \times 0,5 \times \Delta\theta$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 Q_{rp} + 1,5 \times 0,6 \times T + 1,5 \times 0,5 \times \Delta\theta$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q_r + 1,5 \times 0,6 \times W$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 Q_{rp} + 1,5 \times 0,6 \times W$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 W$$

ELS

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_r + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta$$

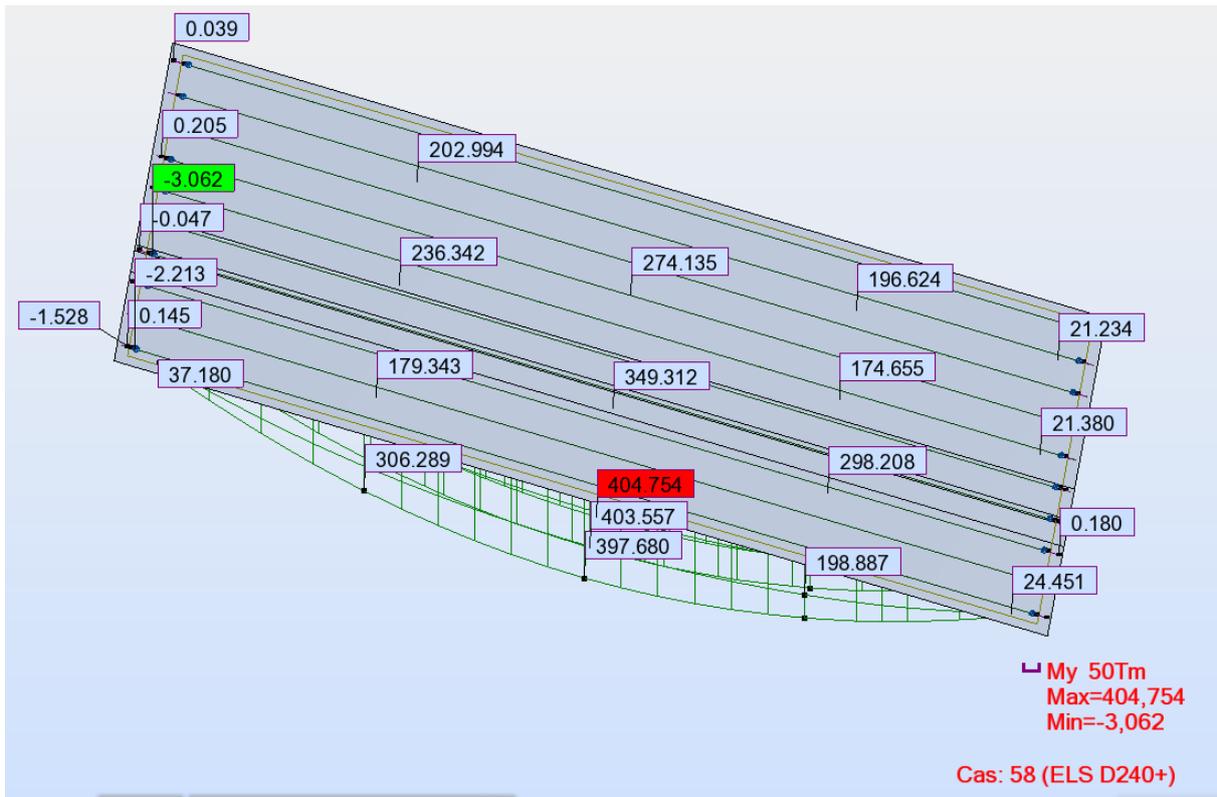
$$G_{\max} + G_{\min} + Q_{rp} + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta$$

$$G_{\max} + G_{\min} + T$$

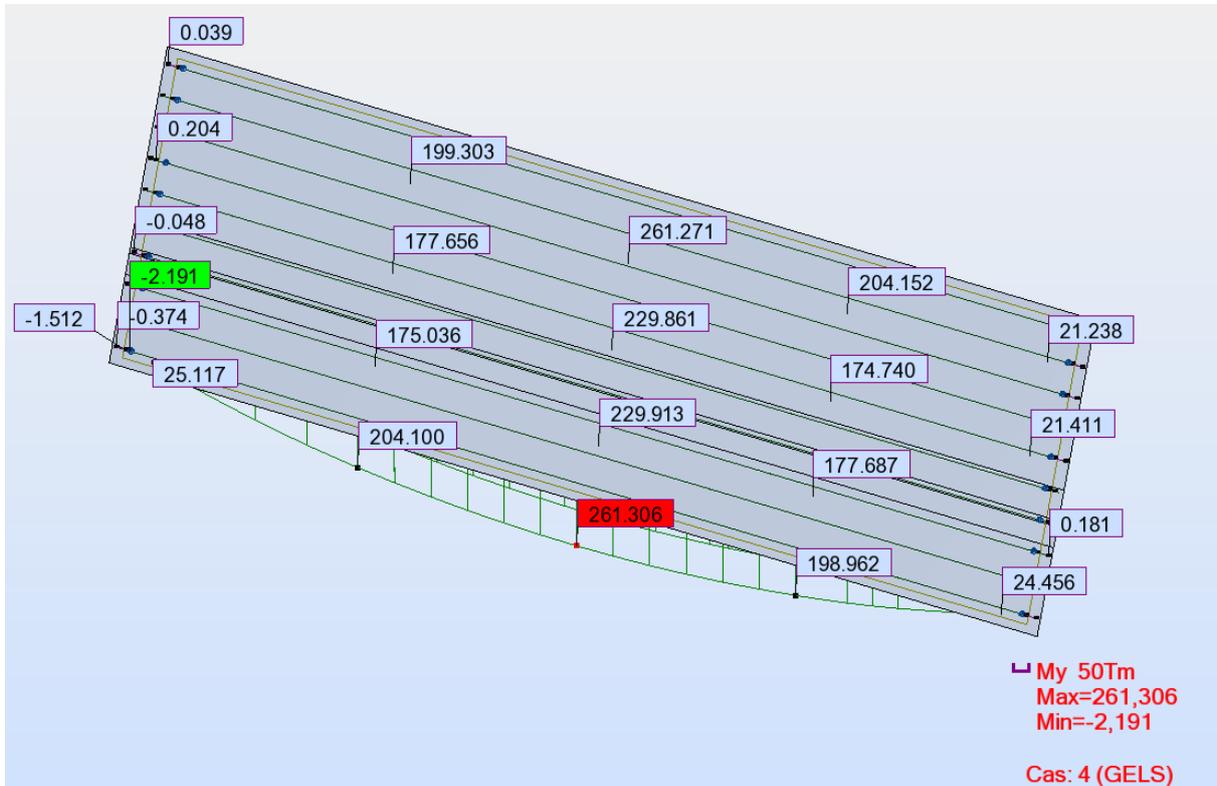
$$G_{\max} + G_{\min} + \Delta\theta$$

$$G_{\max} + G_{\min} + W$$

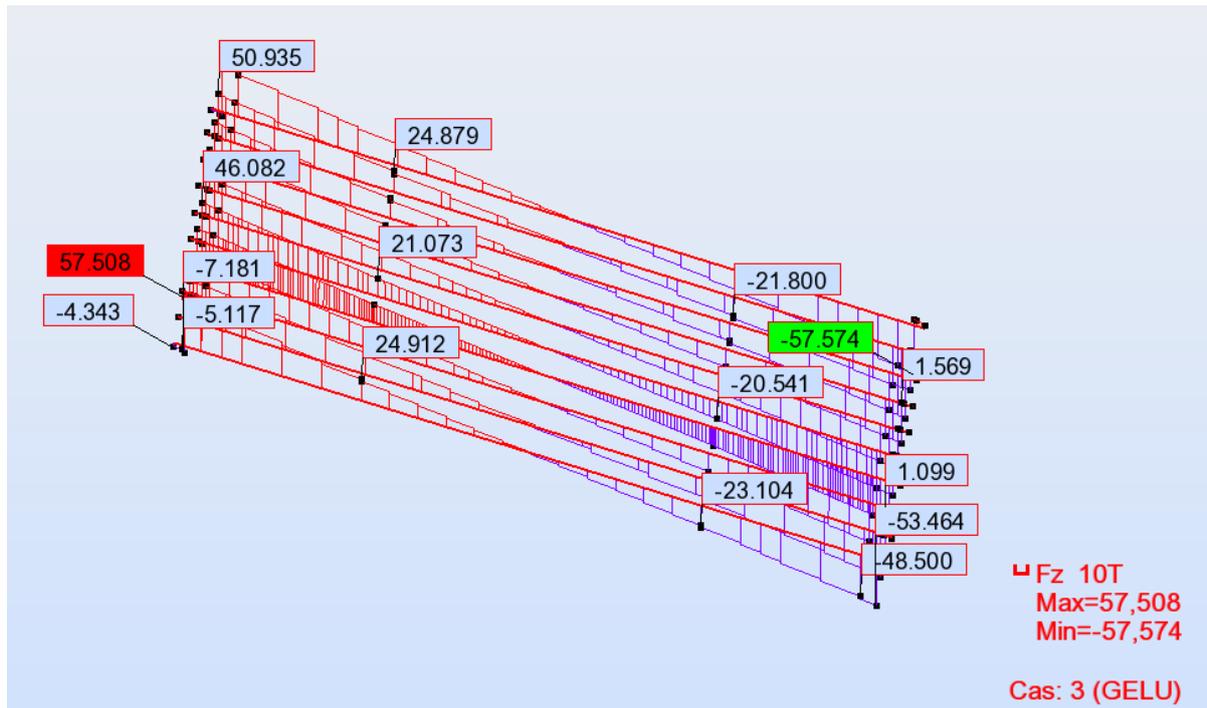
VI.6.1 Résultat moment max :



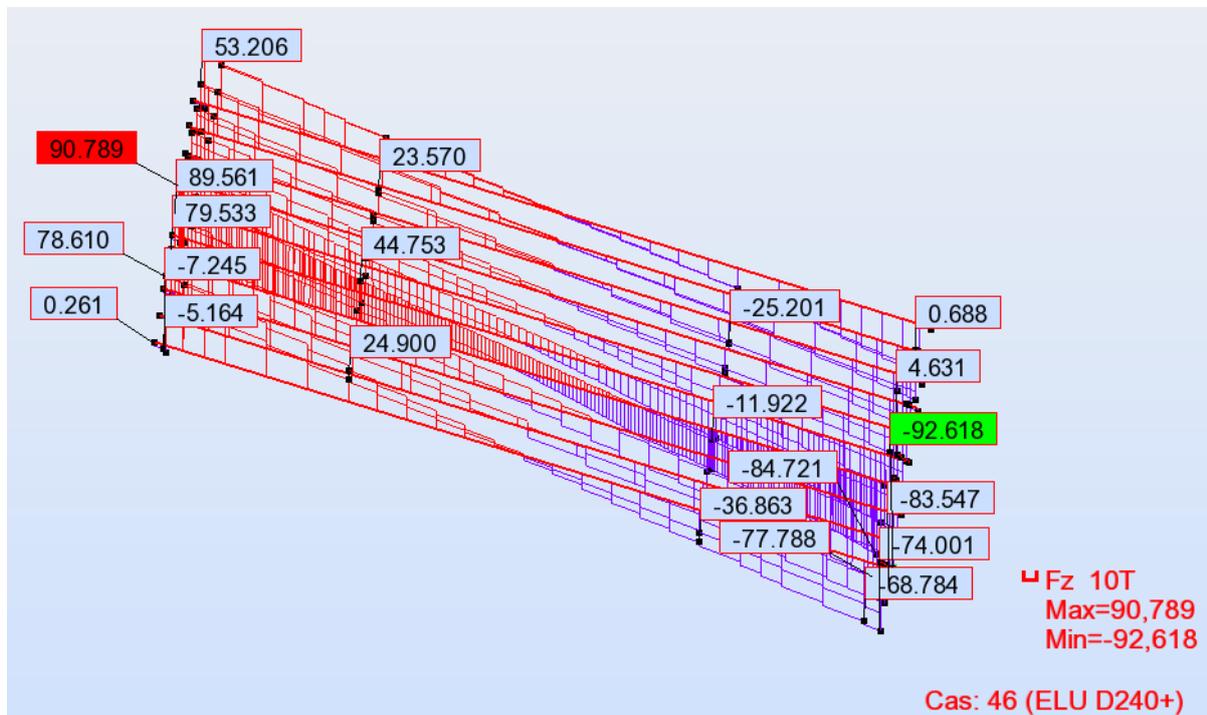
VI.6.2 Résultat moment min :



VI.6.3. Effort tranchant a ELU sous G :



VI.6.4. Effort tranchant a ELU sous combinaison max (1.35G+1.35D240) :



VI.7. Conclusion :

Dans cette partie, les calculs manuels ont été validés par le calcul automatique. Cette étape nous a permis de manipuler et maîtriser le logiciel Robot structurel et calculer les effort transversale manuellement ou lieux de calculer par la méthode de GYON-MASSONNET.

Les efforts internes créés par la combinaison la plus défavorable dans l'ELS et l'ELU qui il donne que le travée (intermédiaire) le plus soliste, Et les résultats trouvés seront utilisés dans la section suivante pour le calcul du ferrailage de la poutre et la dalle.

Chapitre VII :
Étude De La Précontrainte

Chapitre VII : Étude de la précontrainte

VII.1.Introduction :

Le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance en compression par contre, une faible résistance en traction, d'où l'intérêt à chercher un moyen d'utiliser le maximum de la résistance du béton, ceci constitue le but essentiel de la précontrainte.

Les constructions précontraintes sont des constructions soumises à un système d'effort permanent créé artificiellement dans le but de déterminer les contraintes permanentes qui composées avec les contraintes dues aux charges permanentes et aux surcharges engendrent les contraintes totales comprises entre les limites que le matériau peut supporter indéfiniment en toute sécurité.

Autrement dit, en béton précontraint, le béton reste toujours comprimé ou ne subisse tout au moins que des contraintes de traction faibles et jugées admissibles.

Pour les justifications des seules contraintes normales vis-à-vis des états limites de service, les constructions, éléments de construction ou section sont rattachés l'une des trois classes de vérification I, II ou III classées en ordre de sévérité décroissante.

Pour l'ouvrage étudié le calcul se fait en classe II.

En classe II, Le calcul des contraintes normales est toujours effectué sur la section non fissurée. Il doit être vérifié que les contraintes de traction du béton sont limitées aux valeurs suivantes :

-En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en

Situation de construction : f_{tj} dans la section d'enrobage ; $1.5f_{tj}$

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : 0 dans la section d'enrobage.

VII.2.La post tension :

La précontrainte est réalisée par des armatures (câbles ou torons) mises en tension lorsqu'il le béton a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis).

Il existe deux types de **précontrainte par post tension** :

- Intérieure au béton.
- Extérieure au béton.

La mise en précontrainte par posttension est réalisée par la succession des étapes suivantes :

Chapitre VII : Étude de la précontrainte

- Des conduits (les plus utilisés sont des "gaines") sont positionnés à l'intérieur du coffrage (précontrainte intérieure) ou à l'extérieur (précontrainte extérieure) avant bétonnage.
- Les armatures sont enfilées dans les conduits après bétonnage.
- Les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins et "ancrées" par des systèmes d'ancrages.
- Le contrôle de la tension des armatures est effectué par mesure de leur allongement (l'allongement étant proportionnel à l'effort de traction exercé sur les armatures).

Les conduits sont injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte.

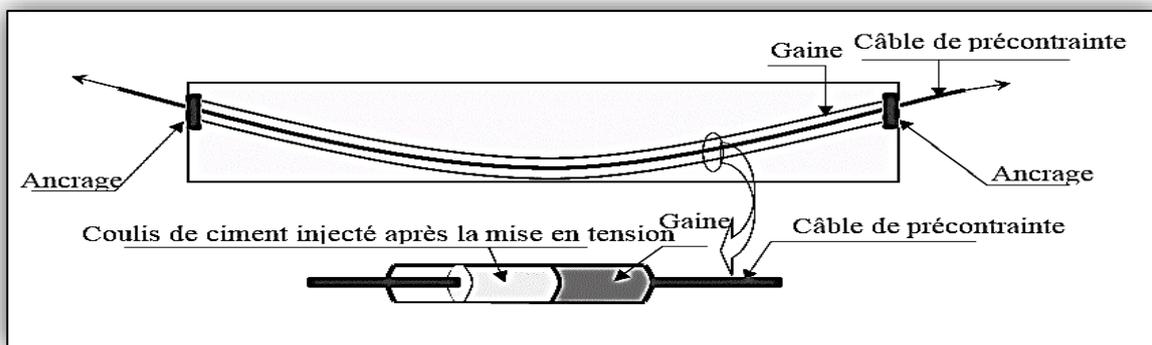


Figure VII.1. Précontrainte par pos-tension

VII.3. Gaine :

Les gaines qui ménagent le passage de l'armature à l'intérieur des éléments à précontraint sont le plus souvent en aciers. La gaine la plus courante est formée par un feuillard déformé à froid, enroulé en spirale et agrafé. De façon à former un tube souple, présentant des ondulations transversales, le but de ces ondulations est à la fois de permettre le cintrage de la gaine, de lui donner une meilleure rigidité vis-à-vis de l'écrasement, et aussi d'augmenter son adhérence au béton, en rendant impossible tout glissement longitudinal.

VII.4. Torons :

Sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe, le vérin prend appui sur une plaque d'about. Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte, pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble. Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté par coulis de ciment dont le but est de réaliser aussi l'adhérence entre l'acier et le béton.

VII 4.1. Injection des câbles :

Pour assurer une meilleure adhérence (acier - béton) et par conséquent une bonne transmission de contraintes ; Ainsi une protection du câble de précontrainte, ce dernier est injecté par un coulis de ciment. Cette injection se fait à partir de tubes ou évents dont la position est choisie en fonction de la géométrie et de la longueur du câble.

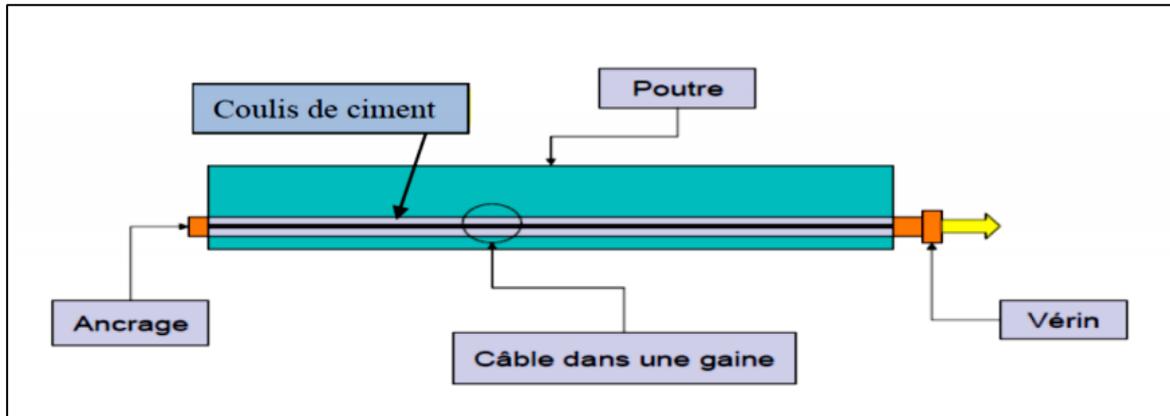


Figure VII.2. Injection des câbles

VII 4.2. Caractéristiques des matériaux :

Nombre de torons par câble : 12T15S

Section nominale de l'acier : $A_P = 1800 \text{ mm}^2$

Diamètre de la gaine : $\phi = 80.10^{-3} \text{ m}$

Nombre de torons par câble : 7T15

Section nominale de l'acier : $A_P = 1800 \text{ mm}^2$

Diamètre de la gaine : $\phi = 60.10^{-3} \text{ m}$

Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$.

Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$

Le module d'élasticité longitudinal (EP) pour les torons 195000 MPa.

Coefficient de Relaxation des câbles à 1000 heures $\rho = 2,5 \%$.

Coefficient de Recul d'encrage $g = 6 \cdot 10^{-3} \text{ m}$.

VII.5. Détermination de l'effort de précontrainte :

La valeur minimale du précontraint est donnée par l'expression suivante :

$$P_{min} = \text{Sup}(P I \times P II).$$

Avec:

$$P I = \frac{\Delta M + \rho_n \times A_n (v \times \sigma_{bt2} + v' \times \sigma_{bt1})}{\rho_n \times h} \text{ section sous-critique}$$

$$P II = \frac{\rho_n \times A_n \times v \times \sigma_{bt2} + M_{max}}{\rho_n \times v + v' - d'} \text{ section sur-critique}$$

Tell que :

σ_{bt1} : Contrainte de traction de béton en construction négative.

σ_{bt2} : Contrainte de traction de béton en service négative.

M_{max} : Moment maximum dus à la combinaison des charges

-Moments dû au poids propre et aux surcharges :

Les charges appliquées sur la poutre sont le poids propre du tablier (dalle, trottoir....) et les surcharges roulantes (AL, Bc, Mc120, D240, surcharges trottoirs.....), les combinaisons d'actions sont les suivants selon **(RCPR Art.6.2) (RPOA Art.5.1)**

$$\text{Soit à l'ELS : } M_{max} = M (G + D240) = 4.048 \text{ MN.m}$$

$$M_{min} = M (G) = 2.613 \text{ MN.m}$$

Pour le calcul Nous considérons les caractéristiques géométriques de la section la sollicité la section médiane (poutre + dalle).

$$B_{br} = 0.8483 \text{ m}^2 \rightarrow B_n = 0,95 B_{br} = 0.806 \text{ m}^2$$

$$I_{br} = 0,2648 \text{ m}^4 \rightarrow I_n = 0,9 I_{br} = 0,268 \text{ m}^4$$

$$v' = 1,1533 \text{ m}, v = 0,5967 \text{ m}, \rho_n = \frac{I_n}{B_n \times v \times v'} = 0,430$$

$$\text{D'où : } \Delta M = 1.43 \text{ MN.m} \begin{cases} \overline{\sigma_{bt1}} = -1.5 f_{t28} = -4,5 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_{bt2}} = -f_{t28} = -3.0 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 3.0 \text{ MPa}$

Chapitre VII : Étude de la précontrainte

-Détermination de la pression initiale :

$$\sigma_{\max} = \min(0.8f_{prg} ; 0.9f_{prg})$$

		Par câble	Par toron
Câble 01	$P_{04} =$	2,657	0,221
Câble 02	$P_{03} =$	1,550	0,221
Câble 03	$P_{02} =$	1,550	0,221

Tableau VII .1. la pression initiale des câbles

VII 5.1. Détermination du nombre de câbles :

On suppose trois câbles (n=3) :

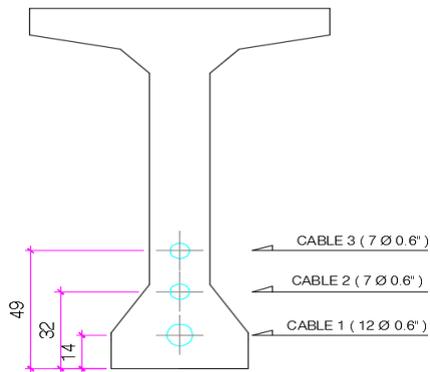


Figure VII .3. Disposition des câbles dans la section médiane

$$\phi = 0.08$$

n : nombre de câble

$$P_I = -1.307 \text{ MN}$$

$$P_{II} = 3.146 \text{ MN}$$

$$P_{\min} = \max(P_I, P_{II}) = 3.146 \text{ MN.}$$

$$e_0 = -(v' - d') = -(1,1533 - 0,32) = -0.833 \text{ m.}$$

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

$$P_0 \text{ cable 2 et 3} = 1.550 \text{ MN.}$$

$$P_0 \text{ cable 1} = 2.657 \text{ MN.}$$

$$P_0 \text{ moy} = 1.919 \text{ MN}$$

Pour déterminer le nombre de câbles nécessaires, on doit estimer les pertes totales à 32%.

D'où :

$$P = P_0 - 0,32 \times P_0 = 0,68 \times P_0 \text{ moy.}$$

$$P_{\min} \leq 0,68 n p_0. \rightarrow n \geq 2.41 \quad n=3 \text{ câbles}$$

VII 5.2. Vérification de la borne supérieure de précontrainte :

Cette vérification revient à s'assurer que P0 n'est pas excessive. On estime les pertes à 32% de P0 ,

$$P_{\min \text{ câble } 1} = P_0 - \Delta P = 0,68P_0 = 1,893 \text{ MN.}$$

$$P_{\min \text{ câble } 2 \text{ et } 3} = P_0 - \Delta P = 0,68P_0 = 1,395 \text{ MN.}$$

$$P_{\min. n} \leq \overline{\sigma}_{bc} B_n - \frac{\Delta M}{\rho h}.$$

$$5.18 \leq 17.43 \text{ MN. (Vérifiée) \quad Donc } P_0 \text{ n'est pas excessive.}$$

-Détermination du nombre de câble à l'about :

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P0 avant le coulage de la dalle.

Les pertes instantanées sont estimées à 10% de P0.

$$D'où : P_m 1 = 0,9 P_0 = 2.39 \text{ MN.}$$

$$P_m 2 \text{ et } 3 = 0,9 P_0 = 1.39 \text{ MN.}$$

On considère les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule).

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivantes :

$$\begin{cases} \text{Fibre supérieure : } & \sigma_{\text{sup}} \geq \overline{\sigma}_{bt} \\ \text{Fibre inférieure : } & \sigma_{\text{inf}} \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (Pe_0 + Mg) \geq -1,5 f_{ij} = \overline{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (Pe_0 + Mg) \leq 0,6 f_{cj} = \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

$$I_n = I_{br} - B_{br} (v'_n - v'_{br})^2 - [B(\phi) \sum (y_i - v'_n)^2]$$

$$B_n = B_{(P+d)} - n \frac{\pi \cdot \phi^2}{4}$$

B _{br} (m ²)	B _n (m ²)	I _{br} (m ⁴)	I _n (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e _o (m)	h (m)
0,5108	0,5001	0,1383	0,1358	0,6583	0,8417	-0,522	1,5

Tableau VII .2. Caractéristiques de la section médiane (Poutre seule)

Chapitre VII : Étude de la précontrainte

$$M_{min} = M_{g \text{ poutre}} = 1.289 \text{ MN m.}$$

$$\sigma_{sup} = 5.34 \geq -4,5 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{ionf} = 1.044 \leq 24 \text{ MPa} \\ n \leq 5.16 \end{array} \right.$$

$$n \leq 5.16$$

$$n \leq 2.782$$

On choisit $n = 3$ câbles.

-Remarque :

On place trois câbles à l'about.

-Vérification des contraintes dans la section médiane :

Au 7^{ème} jour :

On tire les 3 câbles d'about à 50% de P_0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%.

On tire les 3 câbles d'about à 50% de P_0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%.

$$f_{t7} = 2.19 \text{ MPa.} \quad f_{c7} = 26.49 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c7} = 15.894 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bt} = -1,5 f_{t7} = -3.284 \text{ MPa.}$$

$$P = 0,5(P_0 - (0,1P_0))n = 2.590 \text{ MN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} = 4.88 \geq -3.284 \text{ MPa} \\ \sigma_{ionf} = 5.56 \leq 15.894 \text{ MPa} \end{array} \right. \text{ vérifiée}$$

j	7,00						
fc7	26,49	σ_{sup}	4,88	>	$\overline{\sigma}_{bt}$	-3,284	vérifiée
ft7	2,19	σ_{ionf}	5,56	<	$\overline{\sigma}_{bc}$	15,894	vérifiée

Tableau VII.3. les contraintes dans la section médiane au 7^{ème} jour

Au 28^{ème} jour

On tire les câbles d'about à 100% de P_0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 24 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bt} = -1,5 f_{t28} = -4.5 \text{ MPa.}$$

$$P = 0,9 P_0 n = 5.181 \text{ MN}$$

Chapitre VII : Étude de la précontrainte

$$\begin{cases} 3.509 \geq -4,5 \text{ MPa} \\ 19.117 \leq 24 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{vérifiée}).$$

j	28						
fc28	40	σ_{sup}	3,509	>	$\overline{\sigma_{bt}}$	-4,5	vérifiée
ft28	3	σ_{ionf}	19,117	<	$\overline{\sigma_{bc}}$	24	vérifiée

Tableau VII.4. Les contraintes dans la section médiane au 28^{ème} jour

Les phases de mise en tension sont les suivantes :

-1^{ère} famille : (3 câbles à l'about) :

Tirés à 50% de P_0 au 7^{ème} jour.

Tirés à 100% de P_0 au 28^{ème} jour

-Disposition constructive des câbles :

Section d'about :

Nous disposons les câbles de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about

$$\sum M / f_{tb \text{ inf}} = 0 \Rightarrow 2Pv' = d_1 \cdot P_1 + P_2(d_2 + y) + P_3(d_3 + y)$$

$$P_1 = P_2 = P_3 = P \quad v' = 1.042m.$$

$$\text{On fixe } d_1 = 0.45m \quad d_2 = 0, m \quad d_3 = 1, m$$

Section médiane :

En respectant la distance limites autour de chaque gaine de précontrainte, on choisit la disposition suivante.

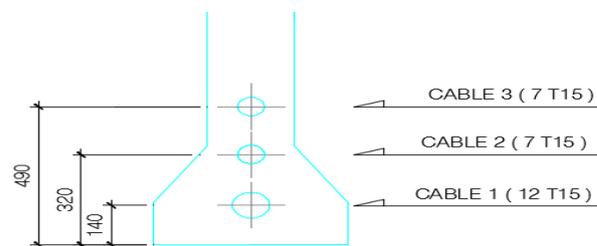


Figure VII.4. Disposition des câbles dans la section médiane

VII 6.1. Détermination de l'angle de relevage :

Dans la zone d'about, les contraintes de cisaillement sont importantes. De ce fait, les câbles sont relevés dans le but de développer des efforts verticaux ($P_i \sin \alpha_i$) afin de résister à l'effort tranchant.

L'angle de relevage α est donné par la formule suivante :

$$\text{Arc sin} \left(\frac{V_M - \bar{V}}{P} \right) \leq \alpha_{opt} \leq \text{Arc sin} \left(\frac{V_m + \bar{V}}{P} \right)$$

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

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

V_m : Effort tranchant à vide sous (G).

$$V_{m(G)} = 0,575 MN.$$

V_M : Effort tranchant en charge sous (G+D240).

$$V_{M(G+D240)} = 0.926 MN.$$

\bar{V} : Effort tranchant limite que la section d'about peut supporter.

$$\bar{V} = \bar{\tau} \cdot b_n \cdot 0.8 \text{ h}$$

$\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limite en état limite de service.

$$\bar{\tau} = \left[0.4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) \right]^{\frac{1}{2}}$$

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre.

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

$$\text{Avec } := 0,68 \cdot n \cdot P_0 = 0,68 \cdot (2.1,155 + 2.650) = 7.227 MN.$$

$$B_n = B_{(P+d)} - n \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$b_n = b_0 - m K \phi$$

$m = 1$: nombre de gaines par lit.

$K = 0,5$ Gaine injectée au coulis de ciment.

$$\phi = 0,08 \text{ m}; \quad \phi = 0,06 \text{ m}$$

$$B_{(P+d)} = 1,1193 \text{ m}^2$$

$$B_{(P+d)} = 1,1193 \text{ m}^2$$

$$B_n = B_{(P+d)} - n \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 1,109 \text{ m}^2.$$

$$b_n = 0,437 \text{ m}.$$

$$f_{t28} = 3.0 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_x = 3,531 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau} = 2,535 \text{ MPa}.$$

$$\bar{V} = 1.55 \text{ MN}.$$

$$\alpha' = -9.168^\circ$$

$$\alpha'' = 32.873^\circ$$

$$\alpha_{opt} = 11.054^\circ$$

On fixe : $\alpha_1 = 3.179^\circ$ $\alpha_2 = 4.506^\circ$ $\alpha_3 = 5.931^\circ$

-Détermination de x_k :

Les câbles sont d'un tracé parabolique sur une distance de $(X_K + 0,45)$

Le repère (x, y) a pour origine le point (0) à partir duquel les câbles deviennent rectilignes.

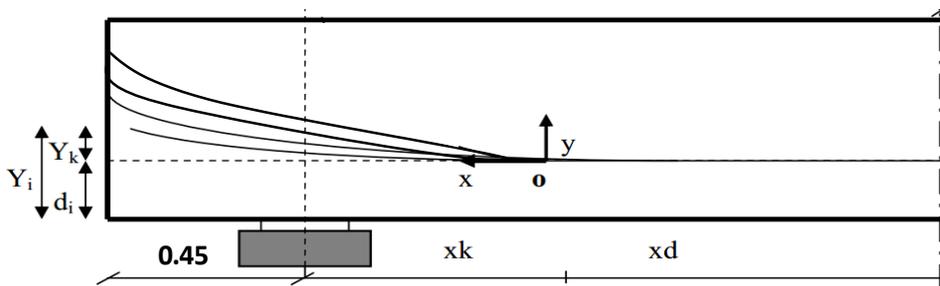


Figure VII.5. Tracé des câbles

-Pour les câbles d'about :

$$y = a \cdot x^2$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{dy}{dx} = 2 \cdot a \cdot x$$

Lorsque : $x = x_K \Rightarrow \operatorname{tg} \alpha = 2 \cdot a \cdot x_K \Rightarrow a = \operatorname{tg} \alpha / 2 \cdot x_K$ (1).

Lorsque : $x = x_K + 0,45$; $\operatorname{tg} \alpha = 2a (x_K + 0,45) \Rightarrow y_i = a \cdot (x_K + 0,45)^2$ (2).

$$y_i = \operatorname{tg} \alpha (x_K + 0,5)^2 / 2 \cdot x_K.$$

$$x_K^2 - \left(\frac{2y_k}{\operatorname{tg} \alpha} - 1 \right) x_k + 0.25 = 0$$
(3).

$$y_K = Y_i - d_i$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Câble	α_i (°)	y_i (m)	y_K (m)	x_K (m)	a_i (m)	d_i (m)
1,0000	0,0000	0,4500	0,3100	9,3000	0,0033	0,1400
2,0000	0,0000	0,7600	0,4400	9,3000	0,0046	0,3200
3,0000	0,0000	1,0700	0,5800	9,3000	0,0061	0,4900

Tableau VII .5. Valeur de y_k et x_K

Chapitre VII : Étude de la précontrainte

-Position et analyse de chaque câble en différentes sections :

Les équations paraboliques des différents câbles sont :

$$y_i = a (x_{Ki} - x_i)^2 + d_i$$

$$tg\alpha_i = 2a (x_{Ki} - x_i)$$

Les positions et angles dans les différentes sections sont donnés dans le tableau suivant :

		-0,45	0	3,4375	6,875	10,3125	13,75
Position caractéristique		-0,45	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
1	Y _i (m)	0,4500	0,422	0,252	0,159	0,143	0,130
	α _i (rd)	3,303	3,471	2,190	0,906	-0,378	0,000
2	Y _i (m)	0,760	0,720	0,479	0,347	0,325	0,215
	α _i (rd)	5,157	4,921	3,106	1,286	-0,537	0,000
3	Y _i (m)	1,070	1,018	0,700	0,526	0,496	0,385
	α _i (rd)	6,164	6,474	4,092	1,695	-0,708	0,000
Câble moyen	Y _i (m)	0,570	0,540	0,358	0,258	0,241	0,183
	α _i (rd)	3,656	3,716	2,347	0,972	-0,406	0,000

Tableau VII .6. Positions et angles des différents câbles

VII 6.2. Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections :

-Caractéristiques géométriques nettes :

$$B_n = B_{brut} - nB(\emptyset) \quad \text{Avec :} \quad B(\emptyset) = \frac{\pi\emptyset^2}{4} \begin{cases} n: \text{nombre de trous} \\ \emptyset: \text{diamètre de la gaine} \end{cases}$$

$$V'_{net} = \frac{V'_{brut}B_{brut} - B(\emptyset)\sum y_i}{B_{net}} ; \quad V_{net} = h - V'_{net} ; \quad I = \frac{\pi\emptyset^4}{64}$$

$$I_{net} = I_{brut} - B_{brut}(V'_{net} - V'_{brut})^2 - [B(\emptyset) \sum (y_i - v'_{net})^2]$$

$$\rho_{net} = \frac{I_{net}}{V'_{net}V_{net}B_{net}}$$

Les résultats de la poutre seule et la poutre plus dalle sont représentés respectivement dans les tableaux suivant :

Chapitre VII : Étude de la précontrainte

Section		about		intermédiaire		Médiane	
Nbr de cable		3	3	3	3	3	3
Position		-0,45	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
Caractéristique							
B _n (cm ²)	P	0,771	0,771	0,635	0,635	0,500	0,500
	P+D	1,109	1,109	0,973	0,973	0,838	0,838
v' _n (cm)	P	0,818	0,819	0,835	0,838	0,854	0,855
	P+D	1,064	1,064	1,109	1,111	1,164	1,165
v _n (cm)	P	0,682	0,681	0,665	0,662	0,646	0,645
	P+D	0,686	0,686	0,641	0,639	0,586	0,585
I _n (cm ⁴)	P	0,160	0,161	0,146	0,146	0,135	0,135
	P+D	0,313	0,313	0,285	0,286	0,254	0,255
ρ _n	P	0,373	0,374	0,415	0,415	0,488	0,489
	P+D	0,386	0,387	0,413	0,414	0,445	0,446

Tableau VII .6. Caractéristiques géométriques nettes de poutre+dalle et poutre seul

$$B_h = B_n + K \cdot n \cdot A_p \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} k = 5 : \quad \text{Coefficient d'équivalence à court terme} \\ n : \text{ Nombre de trous} \\ A_p : \text{ Section des câbles} \end{array} \right.$$

$$V'_h = \frac{B_n V'_n + 5 A_p \sum y_i}{B_h}$$

$$V_h = h - V'_h$$

$$I_h = I_n + B_n (V'_h - V'_n)^2 + 5 \sum (V'_h - y_i)^2 A_p$$

$$\rho_h = \frac{I_h}{v'_h v_h B_h}$$

-Caractéristiques géométriques homogènes :

Les caractéristiques géométriques homogènes de la poutre plus dalle sont données dans le tableau suivant :

Position	-0,45	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
Caractéristique						
B _h (m ²)	1,128	1,128	0,992	0,992	0,857	0,857
V' _h (m)	1,058	1,057	1,096	1,095	1,144	1,144
V _h (m)	0,692	0,693	0,654	0,655	0,606	0,606
I _h (m ⁴)	0,317	0,317	0,295	0,298	0,269	0,272
ρ _h	0,383	0,384	0,415	0,419	0,454	0,458

Tableau VII .8. Caractéristiques géométriques homogènes (poutre + dalle)

VII 6.3. Calcul des pertes dans les armatures de précontrainte :

-Pertes de tension instantanées.

- Pertes de tension différées.

VII 6.4. Pertes instantanées :

-Pertes par frottement.

-Pertes par glissement.

-Perte par raccourcissement du béton.

VII 6.5. Pertes Par Frottement :

L'expression de la tension le long du câble et de la perte sont donnée par la relation suivante :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} [1 - f_{sc}\alpha(x) - \varphi \cdot x]$$

$$(\Delta\sigma_p)_{frott} = \sigma_{p0} - \sigma_p(x)$$

σ_{p0} : Tension à l'origine.

f : coefficient de frottement en courbe et vaut $0,05 \text{ rad}^{-1}$.

α : La déviation angulaire du câble et de la perte, donnée par la relation suivante :

$$\alpha(x) = \theta(x) - \theta(0)$$

$\theta(x)$: Angle du câble à une distance (x).

$\theta(0)$: Angle du câble à $x = 0$.

φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur.

$$\varphi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{A_p} = \frac{2.657}{1800} \times 10^6 = \mathbf{1476 \text{ MPa.}}$$

Le résultat de calcul des pertes par frottement en différentes sections sont donnés dans le tableau suivant :

VII 6.6. Pertes par reçu d'ancrage :

La perte est donnée par :

$$(\Delta\sigma_p) = \sigma_{P(x)} - \sigma'_{P(x)}$$

Chapitre VII : Étude de la précontrainte

		0	0,45	3,8875	9,750	7,3250	10,7625	1
CABLES	POSITIONS	-0,45	0	L/8	Xk	L/4	3L/8	L/2
1	α (rd)	0,000	0,003	0,019	0,058	0,042	0,064	0,058
	$\sigma_p(x)$	1476,0	1473,895	1459,359	1431,900	1443,260	1427,157	1418,764
	$\Delta\sigma_p(x)$	0,000	2,105	16,641	44,100	32,740	48,843	57,236
2	α (rd)	0,000	0,004	0,036	0,090	0,068	0,099	0,090
	$\sigma_p(x)$	1476,0	1473,573	1455,014	1423,303	1436,425	1417,824	1410,167
	$\Delta\sigma_p(x)$	0,000	2,427	20,986	52,697	39,575	58,176	65,833
3	α (rd)	0,000	0,005	0,036	0,108	0,120	0,108	0,108
	$\sigma_p(x)$	1476,0	1473,230	1454,917	1418,637	1422,514	1415,649	1405,501
	$\Delta\sigma_p(x)$	0,000	2,770	21,083	57,363	53,486	60,351	70,499
1er	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	0	2,434	19,570	51,386	41,934	55,790	64,523

Tableau VII.9. Pertes par frottement en différentes sections

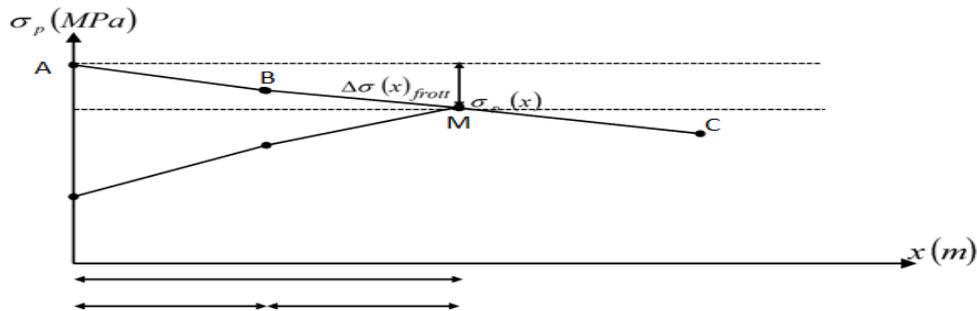


Figure VII.6. Perte par glissement d'ancrage

-Câble 1 :

$$gEp = 6 \cdot 10^{-3} \cdot 195000 = 1170 \text{ MPa.m}$$

On suppose que $M \in [AB]$.

$$d = \sqrt{\frac{gEp \cdot l_{AB}}{\sigma_A - \sigma_B}}$$

Avec : $l_{AB} = x_{K1,2,k3} = 9.75 \text{ mm}$.

$$(\sigma_A - \sigma_B) L_{AB} + (\sigma_B - \sigma_C) \cdot \frac{x^2}{l_{BC}} + 2x \cdot \frac{l_{AB}}{l_{BC}} (\sigma_B - \sigma_C) = gEp$$

Chapitre VII : Étude de la précontrainte

σ_A : Contrainte à l'origine.

σ_B : Contrainte à l'abscisse x_k .

σ_C : Contrainte à $L/2$.

σ_M : est calculée à partir des triangles semblables

$$\sigma_M = \sigma_B + \frac{\sigma_C - \sigma_B}{l_{BC}} x$$

Câble	1	2	3
d (m)	18,6	17,8	17,4
σ_M (MPa)	1391,896	1379,717	1373,768

Tableau VII.10. Valeurs de d et de σ_M

Les pertes par glissement pour chaque câble sont données dans le tableau suivant :

Avec : $\sigma'(x) = \sigma - 2(\sigma - \sigma_0)$ $(\Delta \sigma)(x) = \sigma(x) - \sigma'(x)$

CABLE S	POSITIONS	0,000	0,450	3.888	9.75	7.325	10.763	14.20
		-0,45	0	L/8	Xk	L/4	3L/8	L/2
1	$\sigma_p(x)$	1476,000	1473,895	1459,359	1431,900	1443,260	1427,157	1418,764
	$\sigma'_p(x)$	1307,793	1309,898	1324,433	1351,893	1340,533	1356,636	1365,029
	$(\Delta \sigma_p)g(x)$	168,207	163,996	134,926	80,007	102,727	70,520	53,734
2	$\sigma_p(x)$	1476,0	1473,6	1455,0	1423,3	1436,4	1417,8	1410,2
	$\sigma'_p(x)$	1283,434	1285,860	1304,420	1336,130	1323,009	1341,609	1349,267
	$(\Delta \sigma_p)g(x)$	192,566	187,713	150,594	87,173	113,417	76,215	60,900
3	$\sigma_p(x)$	1476,000 0	1473,230 4	1454,917 2	1418,637 4	1422,513 7	1415,648 5	1405,501
	$\sigma'_p(x)$	1271,535 7	1274,305 3	1292,618 5	1328,898 3	1325,022 0	1331,887 2	1342,034
	$(\Delta \sigma_p)g(x)$	204,4643	198,9251	162,2986	89,7391	97,4917	83,7613	63,4663
1 ^{ère}	$(\Delta \sigma_p)g$	188,413	183,545	149,273	85,640	104,545	76,832	59,367

Tableau VII.11. Les pertes par recul d'ancrage

VII 6.7 Pertes par raccourcissement instantané du béton :

a- Effet de la 1ère famille sur elle-même :

$$(\Delta \sigma_p)_{rac} = K_J * \frac{E_p}{Eb_{ij}} * \Delta \sigma_{c j}$$

$$\Delta \sigma_{c j} = \frac{M_g(x)}{I_n} * ep_1 + nAp \left[\sigma_{p0} - ((\Delta \sigma_p)_f + (\Delta \sigma_p)_g + (\Delta \sigma_{rac})) \right] \left[\frac{e_1^2}{I_n} + \frac{1}{B_n} \right]$$

$\Delta \sigma_{c j}$: Contrainte de compression sous l'action des charges à la mise en

Chapitre VII : Étude de la précontrainte

tension au niveau du câble moyen.

N : nombre de câbles tirés. ($n=2$).

$$M_g(x) = g_p \cdot \left(\frac{l-x}{2}\right) x \quad g_p = 1,506 \text{ t/ml}$$

$$J = 28 \text{ jours.} \quad E_b = 37619.471 \text{ (MPa).}$$

$$K_j = 0,5.$$

$$e_{p1} = -v_n' + y_i.$$

$$A_{p1} = 1800 \cdot 10^{-6} \text{ (m}^2\text{).}$$

$$A_{p2et3} = 1050 \cdot 10^{-6} \text{ (m}^2\text{).}$$

$$E_p = 195000 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{e_{p1}^2}{I_n} + \frac{1}{B_n} \quad \beta = \frac{M_g(x)}{I_n} \cdot e_{p1} \quad (\Delta) = K_j \cdot \frac{E_p}{E_{b_{ij} c_j}}$$

	-0,45	0,00	3,44	6,93	10,31	13,75
POSITIONS	-0,45	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$M_g p(x)$	0,00	0,00	0,59	0,99	1,21	1,29
$e_{p1} (m)$	-0,248	-0,279	-0,478	-0,580	-0,613	-0,672
$I_n (m^4)$	0,160	0,161	0,146	0,146	0,135	0,135
$B_n (m^2)$	0,771	0,771	0,635	0,635	0,500	0,500
$V'n (m)$	0,818	0,819	0,835	0,838	0,854	0,855
β	0,000	0,000	-1,925	-3,916	-5,485	-6,433
α	1,6816	1,7812	3,1347	3,8701	4,7859	5,3540
$\Delta\sigma_{rac} (MPa)$	21,520	22,815	35,309	40,639	47,789	53,150

Tableau VII .12. Effet de la 1ère famille sur elle-même

b-Effet de la dalle sur la 1ère famille :

$$(\Delta\sigma_p)_{rac} = \frac{M_g^{dalle+}}{I_n} \cdot e_{p1} \cdot \frac{E_p}{E_{b_{i28}}}$$

$$g_{Dalle/poutre} = 0,0085 \text{ /ml}$$

$$M_g(x) = g_{dalle} \cdot \left(\frac{l-x}{2}\right) x$$

$$J = 28 \text{ jours.} \quad E_b = 37619.471 \text{ (MPa).}$$

Chapitre VII : Étude de la précontrainte

$K_j=0,5$.

$e_{p1} = -v_n'(ps) + y_1$.

$E_p = 195000 \text{ MPa}$.

	0,45	0,00	3,44	6,93	10,31	13,75
Position	-0,45	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$M_g(x)$	0	0,000	0,352	0,606	0,753	0,804
e_{p1} (m)	-0,248	-0,279	-0,478	-0,580	-0,613	-0,672
I_n (m ⁴)	0,160	0,161	0,146	0,146	0,135	0,135
$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)	0	0	-5,953	-12,438	-17,763	-20,776

Tableau VII.13. Effet de la dalle sur la 1ère famille

c-Effet des compléments sur la 1ère famille :

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{M_c}{I_n} \cdot e_{p1} \cdot \frac{E_p}{E \cdot b_{ij}}$$

$$M_c = g_c \left(\frac{1-x}{2}\right)x$$

$$g_c = g_T - (g_p + g_d) = 0,0175 \text{ MN/ml}$$

$$E_{bi28} = E_{bi77} = 37619.471 \text{ (MPa)}$$

	-0,4500	0	3,4375	6,9250	10,3125	13,7500
Position	-0,5	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$M_c(x)$	0	0,000	0,724	1,246	1,550	1,654
e_{p1} (m)	0,313	0,313	0,285	0,286	0,254	0,255
I_n (m ⁴)	-0,304	-0,344	-0,632	-0,767	-0,843	-0,922
$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)	0,000	0,000	-8,310	-17,337	-26,631	-31,024

Tableau VII .14. Effet des compléments sur la 1ère famille

Les résultats de pertes par raccourcissement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Position	-0,45	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$\Delta\sigma_{racc 1/1}$	21,520	22,815	35,309	40,639	47,789	53,150
$\Delta\sigma_{racc D/1}$	0	0	-5,953	-12,438	-17,763	-20,776
$\Delta\sigma_{racc C/1}$	0	0	-8,310	-17,337	-26,631	-31,024

Tableau VII .15. Pertes par déformation instantanée

VII 7. Vérification des contraintes au 28^{ème} jour :

Position pert	-0,45	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$\Delta\sigma_f$ (MPa)	0,000	2,434	19,570	41,934	55,790	64,523
$\Delta\sigma_{pg}$ (MPa)	188,413	183,545	149,273	104,545	76,832	59,367
$\Delta\sigma_{prac}$ (MPa)	21,520	22,815	35,309	40,639	47,789	53,150
Pi (MN)	6,527	6,523	6,508	6,455	6,434	6,424
e_{p1} (m)ps	-0,248	-0,279	-0,478	-0,580	-0,613	-0,672
Mg_p (x)	0,000	0,000	0,589	0,988	1,206	1,290
B_n (m ²)	0,771	0,771	0,635	0,635	0,500	0,500
σ_{sup}	8,294	8,269	10,515	10,764	13,675	13,701
Sigma inf	8,667	8,688	10,053	9,656	12,183	12,130
Câbles moyen	0,760	0,720	0,477	0,344	0,321	0,243
	<u>Vérifiée</u>	<u>vérifiée</u>	<u>vérifiée</u>	<u>vérifiée</u>	<u>vérifiée</u>	<u>vérifiée</u>

Tableau VII .16. Vérification des contraintes au 28^{ème} jour

VII 7.1. Pertes différées :

- Pertes par retrait du béton.
- Pertes par relaxation des armatures.
- Pertes par fluage du béton.

VII 7.2. Pertes Par Retrait Du Béton :

Les pertes par retrait sont données par la formule suivante :

$$(\Delta\sigma_p)_r = \varepsilon_r [1 - r(t_0)] E_p \quad [Mpa]$$

$$\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$$

$$E_p = 195000 \text{ MPa}$$

t_0 : Le jour de la mise en tension.

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

Chapitre VII : Étude de la précontrainte

$$r(t) = \frac{t_0}{t_0 + 9 r_m} \quad (t : \text{exprimé en jour}).$$

$$r_m = \frac{\text{l'aire de la section nette}}{\text{périmètre de cette section}} \quad (\text{cm})$$

Les résultats sont donnés dans le tableau :

Position		-0,45	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
Périmètre	P	4,962	4,962	5,076	5,076	5,171	5,171
	P+D	6,102	6,102	6,216	6,216	6,311	6,311
$r_m(p)(cm)$		15,75 6	15,756	12,729	12,729	9,877	9,877
$r_m(p+d)(cm)$		18,34 3	18,343	15,824	15,824	13,441	13,441
$r(t_0)$ au 28 ^{ème} jour		0,165	0,165	0,196	0,196	0,240	0,240
$r(t_0)$ au 63 ^{ème} jour		0,276	0,276	0,307	0,307	0,342	0,342
$(\Delta\sigma_p)_r$ 1 ^{ère} famille (Mpa)		48,85 3	48,853	47,010	47,010	44,488	44,488
$(\Delta\sigma_p)_r$ 2 ^{ème} famille (Mpa)		42,34 2	42,342	40,558	40,558	38,46	38,466

Tableau VII .17. Les pertes par retrait du béton

-Pertes Par Relaxation Des Armatures :

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps.

La perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

$$\mu = \sigma_{p_i}(x) / f_{prg} = (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{inst}) / f_{prg}$$

$$\mu_0 = 0,43 \quad (TBR)$$

$$\rho_{1000} = 2,5$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{peg} = 1640 \text{ MPa.}$$

1^{ère} famille :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p_0} - (\Delta\sigma_{f1} + \Delta\sigma_{g1} + \Delta\sigma_{rac\ 1/1} + \Delta\sigma_{rac\ c/1} + \Delta\sigma_{rac\ d/1})$$

Chapitre VII : Étude de la précontrainte

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Position perte	-0,45	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$\sigma_{p_i}(x)$	1266,068	1267,206	1286.111	1318.658	1339.983	1350.760
μ	0,681	0,681	0.691	0.709	0.720	0.726
$(\Delta\sigma_p)_p$	47,607	47,766	50.440	55.177	58.374	60.017

Tableau VII .18. Pertes par relaxation des armatures

-Pertes Par Fluage :

Au cours du temps, le béton subit des déformations sous l'action des contraintes constantes permanentes de compression, et entraîne avec lui les câbles ce qui provoque une chute de tension.

Le BPEL propose la formule simplifiée qui permettant de calculer cette chute de tension :

$$(\Delta\sigma_p)_{fluage} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \frac{E_p}{Eb_{ij}}$$

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen de chaque famille, elle est fonction des charges permanentes et de la précontrainte.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen de chaque famille, elle est obtenue à la mise en précontrainte.

1^{er} famille :

$$\begin{cases} \sigma_M = \frac{M_g^p}{I_n} \cdot e_{n_1} + n Ap (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{inst})_1 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1}^2}{I_n} \right] \\ \sigma_b = \frac{M_g^T}{I_n} \cdot e_{n_1} + n Ap (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_T)_1 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1}^2}{I_n} \right] + n Ap (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_T)_2 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1}e_{n_2}}{I_n} \right] \end{cases}$$

En appliquant les formules précédentes, on trouve les résultats :

	-0,45	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$\Delta\sigma_{flu 1}$	77.030	83.118	125.336	140.327	163.212	200.890

Tableau VII .19. Perte de fluage

-Présentation des résultats finaux :

$$\Delta\sigma_{inst} = (\Delta\sigma_p)_{frott} + (\Delta\sigma_p)_g + (\Delta\sigma_p)_{rac}$$

$$\Delta\sigma_{diff} = (\Delta\sigma_p)_r + \frac{5}{6} (\Delta\sigma_p)_\rho + (\Delta\sigma_p)_{flu}$$

Les résultats finaux des pertes sont représentés dans le tableau suivant :

		-0,45	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
1F	$\Delta\sigma_{inst} (MII\alpha)$	209.932	208.794	189.889	157.342	136.017	125.240
	$\Delta\sigma_{diff} (MPa)$	165.556	170.674	216.683	238.158	266.670	289.203
	$\Delta\sigma_{ToT} (MPa)$	375.488	379.468	406.572	395.501	402.687	414.443
	$\% \Delta\sigma_{ToT}$	25.440	25.709	27.546	26.795	27.282	28.079

Tableau VII .21. Récapitulatif des pertes totales

Les valeurs des pertes totales sont représentées dans le tableau suivant :

	-0,5	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$\Delta\sigma_{ToT} (MPa)$	375.488	379.468	406.572	395.501	402.687	414.443
$\% \Delta\sigma_{ToT}$	25.440	25.709	27.546	26.795	27.282	28.079

Tableau VII .22. Valeurs des pertes totales.

-Le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à **(32%)**.

VII 7.3.Détermination du fuseau de passage :

$$a = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} -\gamma - \frac{M_{\min}}{P_i} \\ -c' - \frac{M_{\min}}{P_i} \end{array} \right. \leq e_p \leq a' = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \gamma - \frac{M_{\max}}{P_i} \\ c - \frac{M_{\max}}{P_i} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma' = \rho v_h \left(\frac{B_h \cdot \overline{\sigma_{bc}}}{P_i} - 1 \right) \\ \gamma = \rho v'_h \left(1 + \frac{B_h \cdot \overline{\sigma_{bt1}}}{P_i} \right) \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \left\{ \begin{array}{l} c' = \rho_h V'_h \left(1 - \frac{B_h \cdot \overline{\sigma_{bt1}}}{P_i} \right) \\ c = \rho_h V_h \left(1 + \frac{B_h \cdot \overline{\sigma'_{bt2}}}{P_i} \right) \end{array} \right.$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} = 1,5 f_{t28} = -4,50 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 24 \text{ MPa}$$

$$P_i = P_m \sum \cos \alpha_i \quad \sigma_{bt2} = f_{t28} = -3 \text{ MPa}$$

Chapitre VII : Étude de la précontrainte

Le calcul du fuseau de passage est donné par le tableau suivant :

Positions CARACT	-0,45	0	L/8		L/4	3L/8	L/2
			-e	+e			
$\Sigma \cos \alpha_i$	3,989	3,988	3,995	3,995	3,999	4,000	4,000
P_1	1,567	1,563	1,534	1,534	1,546	1,538	1,526
P_2	1,295	1,288	1,246	1,246	1,263	1,252	1,234
$P1*\Sigma \cos \alpha_i$	6,249	6,232	6,130	6,130	6,182	6,153	6,105
$P2*\Sigma \cos \alpha_i$	5,164	5,138	4,979	4,979	5,053	5,009	4,936
P_i	6,249	6,232	6,130	6,130	6,182	6,153	6,105
B_h	1,128	1,128	0,992	0,992	0,992	0,857	0,857
V'_h	1,058	1,057	1,096	1,096	1,095	1,144	1,144
V_h	0,692	0,693	0,654	0,654	0,655	0,606	0,606
ρ_h	0,383	0,384	0,415	0,415	0,419	0,454	0,458
C	0,409	0,410	0,403	0,403	0,407	0,390	0,394
C'	0,735	0,737	0,785	0,785	0,791	0,845	0,854
γ'	0,884	0,890	0,782	0,782	0,783	0,644	0,657
γ	1,351	1,358	1,311	1,311	1,310	1,216	1,240
M_{\min} (t.m)	0,000	0,000	1,209	1,209	2,019	2,471	2,613
M_{\max} (t.m)	0,000	0,000	1,886	1,886	3,120	3,791	4,048
M_{\min}/P_i	0	0	0,197	0,197	0,327	0,401	0,428
M_{\max}/P_i	0	0	0,308	0,308	0,505	0,616	0,663
$\gamma (M_{\min}/P_i)$	-0,884	-0,890	-0,979	-0,979	-1,110	-1,045	-1,085
$C' (M_{\min}/P_i)$	-0,735	-0,737	-0,983	-0,983	-1,117	-1,246	-1,282
$\gamma (M_{\max}/P_i)$	1,351	1,358	1,003	1,003	0,805	0,600	0,577
$C (M_{\max}/P_i)$	0,409	0,410	0,095	0,095	-0,098	-0,227	-0,269
a	-0,735	-0,737	-0,979	-0,979	-1,110	-1,045	-1,085
a'	0,409	0,410	0,095	0,095	-0,098	-0,227	-0,269
e_p	-0,304	-0,524	-0,752	-0,752	-0,853	-0,923	-0,983
vérification	VRAI						

Tableau VII .23. Fuseau de passage

VII 8. Conclusion :

Les contraintes normales sont vérifiées en toute phase sauf en 4^{ème}, d'où la solution pratique consiste à disposer un cotre poids qui va être enlevé le jour de la mise en tension de la 2^{ème} famille des câbles de précontraintes.

Chapitre VIII :
Calcul Justificatif Des Poutres

Chapitre VIII : Calcul justificatif des poutres

VIII.1.Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires en choisissant la section la plus sollicitée, (a mis travée). Selon le BPEL

VIII.2. Justifications de la poutre :

VIII.2. 1. Justification des contraintes normales :

On vérifie que la contrainte normale σ_y est comprise entre les contraintes limites $\overline{\sigma}_{bc}$ et $\overline{\sigma}_{bt}$.

Avec :

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

Phase 1 : Section résistante (Poutre seule et caractéristiques nettes).

$$P_1 = (1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma_p) \cdot n \cdot K \cdot A_p$$

$$P_1 = 5,0210 \text{ MN.}$$

$$\sigma_1(y) = \frac{p}{B_n} + \frac{p \cdot e_0 + M}{I_n} y.$$

$$\begin{cases} \sigma_1(v) = 6.407 \text{ MPa} \geq \sigma_{bt} = -3.284 \text{ MPa} \\ \sigma_1(v') = 7.791 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15.894 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{Vérfiée}).$$

Phase 1 :

Au 7^{ème} jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles de la première famille sont tirés à 50% de P0 et consomment 50% des pertes instantanées.

	Phase 1 :	7 ^{ème} jours	(Section résistante : Poutre seule avec caractéristiques nettes)				
Les câbles de la 1 ^{er} famille sont tirés à 50% de P0 et consomment 50% des pertes instantanées.							
		$\Delta\sigma_{inst}$ (Mpa)	=177,040				
F_{c28} (Mpa)	=40	F_{c7} (Mpa)	= 26,490				
j (jours) =	7	F_{t7} (Mpa)	= 2,189				
σ_{p0} (Mpa)	=1476	σ_{bc} (Mpa)	= 15,894				
$n \cdot A_p$ (m ²)	=0,0039	σ_{bt} (Mpa)	= -3,284				
n =	3						
K =	0,5			$P1 = (1.02 \times \sigma_{p0} - 0.8 \times \Delta\sigma_p) \times n \times K \times A_p$	=2,6596(MN)		
V_n (m) =	0,645						
$V_{n'}$ (m) =	0,855	$\sigma_1(v)$ =	3,631	>=	σ_{bt7} =	-3,284	Vérfiée
I_n (m ⁴) =	0,135	$\sigma_1(v')$ =	7,554	<=	σ_{bc7} =	15,894	Vérfiée
B_n (m ²) =	0,500						

Chapitre VIII : Calcul justificatif des poutres

	Phase 1 :	7 ^{ème} jours	(Section résistante : Poutre seule avec caractéristiques nettes)				
Les câbles de la 1 ^{er} famille sont tirés à 50% de P ₀ et consomment 50% des pertes instantanées.							
F _{c28} (Mpa)	=40	Δσ _{inst} (Mpa)	=177,040				
j (jours) =	7	F _{c7} (Mpa) =	26,490				
σ _{p0} (Mpa)	=1476	F _{t7} (Mpa) =	2,189				
n*Ap (m ²)	=0,0039	σ _{bc} (Mpa) =	15,894				
n =	3	σ _{bt} (Mpa) =	-3,284				
K =	0,5						
V _n (m) =	0,645			P1 = (1.02xσ _{p0} -0.8xΔσ _p) x n x K x Ap)	=2,4064(MN)		
V _{n'} (m) =	0,855						
I _n (m ⁴) =	0,135	σ ₁ (v) =	3,873	>=	σ _{bt 7} =	-3,284	Vérfiée
B _n (m ²) =	0,500	σ ₁ (v') =	6,056	<=	σ _{bc 7} =	15,894	Vérfiée
e _l (m) =	-0,6175						
e _l (m) =	-0,6175						

Phase 2 :

Au 28^{ème} jour, les câbles de la 1^{ère} famille sont tirés à 100% de P₀, ils consomment 100% des pertes instantanées

	Phase 2 :	28 ^{ème} jours	(Section résistante : Poutre seule avec caractéristiques nettes)				
Les câbles de la 1 ^{er} famille sont tirés à 100% de P ₀ et consomment 100% des pertes instantanées.							
		Δσ _{inst} (Mpa)	= 177,040				
F _{c28} (Mpa)	40	F _{c28} (Mpa)	40				
j (jours) =	28	F _{t28} (Mpa) =	3,0				
σ _{p0} (Mpa) =	1476	σ _{bc} (Mpa) =	24				
n*Ap (m ²)	0,0039	σ _{bt} (Mpa) =	-4,50				
n =	3						
K =	0,5			P1 = (1.02xσ _{p0} -0.8xΔσ _p) x n x K x Ap=2.65965(MN)			
V _n (m) =	0,645						
V _{n'} (m) =	0,855	Δσ ₁ (v) =	3,631				
I _n (m ⁴) =	0,135	Δσ ₁ (v') =	7,554				
B _n (m ²) =	0,500						
e _l (m) =	-0,6175	σ ₂ (v) =	7,262	>=	σ _{bt 21} =	-4,50	
Mg (MN.m) =	1,290	σ ₂ (v') =	15,108	<=	σ _{bc 21} =	24	

Chapitre VIII : Calcul justificatif des poutres

Phase 2 :		28 ^{ème} jours	(Section résistante : Poutre seule avec caractéristiques nettes)				
Les câbles de la 1 ^{er} famille sont tirés à 100% de P ₀ et consomment 100% des pertes instantanées.							
		$\Delta\sigma_{inst}$ (Mpa)	=177,040				
F_{c28} (Mpa) =	40	F_{c28} (Mpa) =	40				
j (jours) =	28	F_{t28} (Mpa) =	3,0				
σ_{p0} (Mpa) =	1476	σ_{bc} (Mpa) =	24				
$n \cdot A_p$ (m ²) =	0,0039	σ_{bt} (Mpa) =	-4,50				
n =	3						
K =	0,5		$P2 = (1.02 \times \sigma_{p0} - 0.8 \times \Delta\sigma_p) \times n \times K \times A_p$ $A_p = 2,4064$				
V_n (m) =	0,645						
$V_{n'}$ (m) =	0,855	$\Delta\sigma_1$ (v) =	-2,298				
I_n (m ⁴) =	0,135	$\Delta\sigma_1$ (v') =	14,235				
B_n (m ²) =	0,500						
e1 (m) =	-0,6175	σ_2 (v) =	1,575	>=	$\sigma_{bt21} =$	-4,50	Vérifiée
M_g (MN.m) =	1,290	σ_2 (v') =	20,291	<=	$\sigma_{bc21} =$	24	Vérifiée

Phase 3 :

Au 35^{ème} jour, on coule la dalle et les entretoises, les câbles de la 1^{ère} famille vont consommer en plus des pertes instantanées r(t)% des pertes différées,

t : étant le nombre de jours entre la mise en tension à 100% et cette phase.

Phase 3 :		35 ^{ème} jours	(Section résistante : Poutre seule avec caractéristiques nettes)				
Le coulage de la dalle et les entretoises .							
$\Delta\sigma_d^T =$	289,2034		r(t) % =	0,0730			
$\Delta\sigma_{rec(D/1)} =$	-20,7760		$\Delta\sigma_3$ (1 Φ) =	21,110	dif 1ère famille		
		F_{c28} (Mpa)	=40				
F_{c28} (Mpa)	=40	F_{t28} (Mpa)	=3,0				
j (jours) =	35	σ_{bc} (Mpa) =	24				
$n \cdot A_p$ (m ²)	=0,0039	σ_{bt} (Mpa) =	-4,50				
n =	3						
K =	1		$P1 = (-0.8 \times \Delta\sigma_p) \times n \times K \times A_p$	=0.0010			
V_n (m) =	0,645						
$V_{n'}$ (m) =	0,855	$\Delta\sigma_3$ (v) =	3,845				
I_n (m ⁴) =	0,135	$\Delta\sigma_3$ (v') =	-5,102				
B_n (m ²) =	0,500						
e1 (m) =	-0,6175	σ_3 (v) =	11,108	>=	$\sigma_{bt28} =$	-	4,50 Vérifiée
M_{d+e} (MN.m) =	0,804	σ_3 (v') =	10,006	<=	$\sigma_{bc28} =$	24	Vérifiée
$\Gamma_{m(ps)} =$	9,8774						

Chapitre VIII : Calcul justificatif des poutres

Phase 3 :		35 ^{ème} jours	(Section résistante : Poutre seule avec caractéristiques nettes)					
Le coulage de la dalle et les entretoises .								
$\Delta\sigma_d^T =$	289,2034		$r(t) \% =$	0,0730				
$\Delta\sigma_{rec} (D/1) =$	-20,7760		$\Delta\sigma_3 (1 \Phi) =$	21,110				
F_{c28} (Mpa)	=40	F_{c28} (Mpa)	=	40				
j (jours)	= 35	F_{t28} (Mpa)	=	3,0				
n^*A_p (m ²)	= 0,0039	σ_{bc} (Mpa)	=	24				
n =	3	σ_{bt} (Mpa)	=	-4,50				
K =	1							
V_n (m) =	0,645		$P2 = (-0.8x\Delta\sigma_p) x n x K x$ A_p		=	-0,0016		
V_n' (m) =	0,855							
I_n (m ⁴) =	0,135	$\Delta\sigma_3$ (v) =		3,846				
B_n (m ²) =	0,500	$\Delta\sigma_3$ (v') =		-5,105				
e1 (m) =	-0,6175							
M_{d+e} (MN.m)	0,804	σ_3 (v) =		5,421	>=	$\sigma_{bt28} =$	-4,50	Vérfiée
$r_{m(ps)}$ =	9,8774	σ_3 (v') =		15,186	<=	σ_{bc28}	24	Vérfiée

Phase 4 :

Au 63^{ème} jour, après durcissement de la dalle, on tire les câbles de l'extrados à 100% de P_0 , ces câbles consomment la totalité des pertes instantanées.

Les câbles de la 1^{ère} famille consomment r (63-35)% des pertes différées ; dans cette phase on prend en compte l'effet de la 2^{ème} famille sur la 1^{ère} famille.

Phase 4 :		63 ^{ème} jours	(Section résistante : Poutre +dalle avec caractéristiques nettes)					
Le durcissement de la dalle et les entretoises								
$\Delta\sigma_d^T =$	=289,203		$r(t) \% =$	0,2395		$\Delta\sigma_{inst} (2\Phi) =$	0,000	
$\Delta\sigma_{rec} (2/1) =$	=0,000		$\Delta\sigma_d (1 \Phi) =$	69,272				
F_{c28} (Mpa)	=40	F_{c28} (Mpa)	=	40				
j (jours)	=63	F_{t28} (Mpa)	=	3,0				
n^*A_p (m ²)	=0,0039	σ_{bc} (Mpa)	=	24				
σ_{p0} (Mpa)	=1476	σ_{bt} (Mpa)	=	-4,50				
n1 =	3							
n2 =	0		$P1 (1 \Phi) = (-0.8x\Delta\sigma_p) x n x K x A_p$		=	-0,216		
K =	1		$P1(2 \Phi) = (1.02x\sigma_{p0}-0.8x\Delta\sigma_p) x n x$ $K x A_p$		=	0,0000		
V_n (m) =	0,585							
ed=	0,250							
V_n-ed (m)	=0,335							
V_n' (m) =	1,165	$\Delta\sigma_4$ (v-0.3)	=	0,024				
I_n (m ⁴) =	0,255	$\Delta\sigma_4$ (v')	=	-1,239				
B_n (m ²)	0,838							
e1 (m) =	-0,993							
e2 (m) =	0,000	σ_4 (v-ed)	=	11,132	>=	σ_{bc28}	-4,5	Vérfiée
r_m =	13,4408	σ_4 (v')	=	8,766	<=	σ_{bc28}	24	Vérfiée

Chapitre VIII : Calcul justificatif des poutres

	Phase 4 :	63 ^{ème} jours		(Section résistante : Poutre +dalle avec caractéristiques nettes)			
				Le durcissement de la dalle et les entretoises			
	$\Delta\sigma_d^T$	=289,203		$r(t) \% =$	0,2395		$\Delta\sigma_{inst}^{(2\Phi)} = 0,000$
	$\Delta\sigma_{rec(2/1)}$	=0,000		$\Delta\sigma_d(1\Phi) =$	69,272		
F_{c28} (Mpa)	=40		F_{c28} (Mpa) =	=40			
j (jours)	=63		F_{t28} (Mpa)	=3,0			
n^*A_p (m ²)	=0,0039		σ_{bc} (Mpa)	=24			
σ_{p0} (Mpa)	=1476		σ_{bt} (Mpa)	=-4,50			
n1 =	3						
n2 =	0			$P2(1\Phi) = (-0.8x\Delta\sigma_p) x n x K x A_p$	=-0,324		
K =	1			$P2(2\Phi) = (1.02x\sigma_{p0}-0.8x\Delta\sigma_p) x n x K x A_p$	=0.0000		
V_n (m) =	0,585						
ed=	0,250						
V_n-ed (m)	=0,335						
V_n' (m) =	1,165		$\Delta\sigma_4(v-0.3)$	=0,036			
I_n (m ⁴) =	0,255		$\Delta\sigma_4(v')$	=-1,859			
B_n (m ²) =	0,838						
e1 (m) =	-0,993						
e2 (m) =	0,000		$\sigma_4(v-ed)$	=5,457	>=	$\sigma_{bc\ 28} = -4,5$	Vérifiée
r_m =	13,4408		$\sigma_4(v')$	=13,327	<=	$\sigma_{bc\ 28} = 24$	Vérifiée

Phase 5 :

Mise en place des éléments du tablier au 77^{ème} jour. Les câbles de la 1^{ère} famille

	Phase 5 :	77 ^{ème} jours		(Section résistante : Poutre +dalle avec caractéristiques nettes)			
				Mise en place des éléments du tablier.			
	$\Delta\sigma_d^T(1\Phi)=$	289,203		$r(t) \% =$	0,1037		$\Delta\sigma_{rec}^{(C/1)} = 31,024$
	$\Delta\sigma_d^T(\Phi)=$	0,000		$\Delta\sigma_d(1\Phi) =$	29,999		$\Delta\sigma_{rec}^{(C/2)} = 0,000$
F_{c28} (Mpa)	=40			$\Delta\sigma_d(2\Phi) =$	0,000		
j (jours) =	77		F_{c28} (Mpa)=	40			
n^*A_p (m ²)	=0,0039		F_{t28} (Mpa)=	3,0			
σ_{p0} (Mpa) =	1476		σ_{bc} (Mpa) =	24			
n1 =	3		σ_{bt} (Mpa) =	-4,50			
n2 =	0						
K =	1			$P1(1\Phi) = (-1.2x\Delta\sigma_p) x n x K x A_p = 0,003$			
V_n (m) =	0,585			$P1(2\Phi) = (-1.2x\Delta\sigma_p) x n x K x A_p = 0,000$			
V_n-ed (m)	=0,335						
V_n' (m) =	1,165						
I_n (m ⁴) =	0,255		$\Delta\sigma_5(v-0.2)$	=0,000			
B_n (m ²) =	0,838		$\Delta\sigma_5(v')$	=0,018			
e1 (m) =	-0,993						
e2 (m) =	0,000						
M_c (MN.m)	= 0,000		$\sigma_5(v-0.2) =$	11.131	>=	$\sigma_{bt\ 28} = -5$	Vérifiée
r_m =	=13,441		$\sigma_5(v') =$	8.784	<=	$\sigma_{bc\ 28} = 24$	Vérifiée

Chapitre VIII : Calcul justificatif des poutres

Phase 5 :		77 ^{ème} jours	(Section résistante : Poutre +dalle avec caractéristiques nettes)					
Mise en place des éléments du tablier.								
$\Delta\sigma_d^T(1 \Phi)=$	289,20		$r(t) \% =$	0,1037		$\Delta\sigma_{rec}(C/1)=$	31,024	
$\Delta\sigma_d^T(2 \Phi)=$	0,000		$\Delta\sigma_d(1 \Phi) =$	29,999		$\Delta\sigma_{rec}(C/2)=$	0,000	
$F_{c28}(\text{Mpa})=$	40		$\Delta\sigma_d(2 \Phi) =$	0,000				
$j(\text{jours}) =$	77	$F_{c28}(\text{Mpa})=$	40					
$n^*A_p(\text{m}^2) =$	0,0039	$F_{t28}(\text{Mpa})=$	3,0					
$\sigma_{p0}(\text{Mpa}) =$	1476	$\sigma_{bc}(\text{Mpa}) =$	24					
$n1 =$	3	$\sigma_{bt}(\text{Mpa}) =$	-4,50					
$n2 =$	0							
$K =$	1		$P2(1 \Phi) = (-1.2 \times \Delta\sigma_p) \times n \times K \times A_p =$			0,005		
$V_n(\text{m}) =$	0,585		$P2(2 \Phi) = (-1.2 \times \Delta\sigma_p) \times n \times K \times A_p =$			0,0000		
$V_{n-ed}(\text{m}) =$	0,335							
$V_{n'}(\text{m}) =$	1,165							
$I_n(\text{m}^4) =$	0,255	$\Delta\sigma_5(v-0.2)$	=-0,001					
$B_n(\text{m}^2) =$	0,838	$\Delta\sigma_5(v')$	=0,028					
$e1(\text{m}) =$	-0,993							
$e2(\text{m}) =$	0,000							
$M_c(\text{MN.m}) =$	0,000	$\sigma_5(v-0.2)$	=5,457	\geq	$\sigma_{bt28} =$	-4,50	Vérifiée	
$r_m =$	13,441	$\sigma_5(v')$	=13,354	\leq	$\sigma_{bc28} =$	24	Vérifiée	

Phase 6 :

La mise en service de l'ouvrage, les câbles ont consommé la totalité des pertes. La surcharge maximale correspond à la combinaison la plus défavorable (**G+D240**).

Chapitre VIII : Calcul justificatif des poutres

Phase 6 :		(Section résistante : Poutre +dalle)						
		Mise en service de l'ouvrage.	(à vide : caractéristiques nettes)					
$\Delta\sigma^T$ (1 Φ)	=289,203		$\Delta\sigma^T$ (2 Φ) =0,000					
$\Delta\sigma_{inst}$	=177,0399	$\Delta\sigma_{rec(D/1)}$ =	-20,78	$\Delta\sigma_{rec(2/1)}$	= 0,00	$\Delta\sigma_d$ (1 Φ)	=30,00	
		$\Delta\sigma_3$ (1 Φ) =	21,11	$\Delta\sigma_d$ (1 Φ)	=69,27	$\Delta\sigma_{rec(C/1)}$	= -31,02	
				$\Delta\sigma_{inst}$ (2 Φ)	=0,00	$\Delta\sigma_d$ (2 Φ)	=0,00	
						$\Delta\sigma_{rec(C/2)}$	=0,00	
F_{c28} (Mpa)	=40	F_{c28} (Mpa)	=40					
j (jours)	= ∞	F_{t28} (Mpa)	=3,0					
$n \cdot A_p$ (m ²)	=0,0039	σ_{bc} (Mpa)	=24					
n1	=3	σ_{bt} (Mpa)	=-4,50					
n2	=0							
K	=1			P1 (1 Φ) = (-0.8x $\Delta\sigma_p$) x n x K x A_p	=-0,136			
Vh (m)	=0,606			P1 (2 Φ) = (-0.8x $\Delta\sigma_p$) x n x K x A_p	=0,000			
Vh -ed (m)	=0,356							
Vh' (m)	=1,144							
Ih (m ⁴)	=0,272	$\Delta\sigma_6(v-0.2)$	= 0,018					
Bh (m ²)	=0,857	$\Delta\sigma_6(v')$	= -0,726					
e1 (m)	=-0,993							
e2 (m)	=0,000							
		$\sigma_6(v-0.2)$	= 11,149	>=	σ_{bt28}	=-4,50	Vérifiée	
		$\sigma_6(v')$	= 8,058	<=	σ_{bc28}	=24	Vérifiée	

Chapitre VIII : Calcul justificatif des poutres

Phase 6				(Section résistante : Poutre + dalle)			
		Mise en service de l'ouvrage.	(à vide : caractéristiques nettes)				
$\Delta\sigma^T (1 \Phi)$	289,203		$\Delta\sigma^T (2 \Phi) =$	0,000		$\Delta\sigma_d (1 \Phi) =$	30,00
$\Delta\sigma_{inst} =$	177,0399	$\Delta\sigma_{rec (D/1)} =$	-20,78	$\Delta\sigma_{rec (2/1)} =$	0,00	$\Delta\sigma_{rec (C/1)} =$	-31,02
		$\Delta\sigma_3 (1 \Phi) =$	21,11	$\Delta\sigma_d (1 \Phi) =$	69,27	$\Delta\sigma_d (2 \Phi) =$	0,00
				$\Delta\sigma_{inst} (2 \Phi) =$	0,00	$\Delta\sigma_{rec (C/2)} =$	0,00
$F_{c28} (Mpa) =$	40	$F_{c28} (Mpa) =$	40				
j (jours) =	∞	$F_{t28} (Mpa) =$	3,0		0,000		
$n^* A_p (m^2) =$	0,0039	$\sigma_{bc} (Mpa) =$	24		43,5818		
$n1 =$	3	$\sigma_{bt} (Mpa) =$	-4,50				
$n2 =$	0						
$K =$	1			$P2 (1 \Phi) = (-1.2 \times \Delta\sigma_p) \times n \times K \times A_p =$		-0,204	
$V_h (m) =$	0,606			$P2 (2 \Phi) = (-1.2 \times \Delta\sigma_p) \times n \times K \times A_p =$		0,000	
$V_h - ed (m) =$	0,356						
$V_h' (m) =$	1,144						
$I_h (m^4) =$	0,272	$\Delta\sigma_6 (v-ed) =$	0,027				
$B_h (m^2) =$	0,857	$\Delta\sigma_6 (v') =$	-1,090				
$e1 (m) =$	-0,993						
$e2 (m) =$	0,000						
		$\sigma_6 (v-ed) =$	5,484	\geq	$\sigma_{bt 28} =$	-4,50	Vérifiée
		$\sigma_6 (v') =$	12,264	\leq	$\sigma_{bc 28} =$	24	Vérifiée

VIII.2.2. Justification des contraintes tangentielles :

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage ; on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

-1^{er} mode: par fissuration, pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] = \bar{\tau}_1^2$$

-2^{ème} mode : par compression-cisaillement, pour lesquelles le cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau^2 \leq 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left[0,6 f_{cj} - \sigma_x \right] = \left[f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] = \bar{\tau}_2^2$$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle.

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

VIII.3. Détermination de la contrainte normale « σ_x » :

-Détermination de la largeur de la table de compression :

σ_{sc} est déterminée au niveau du centre de gravité de la section d'about.

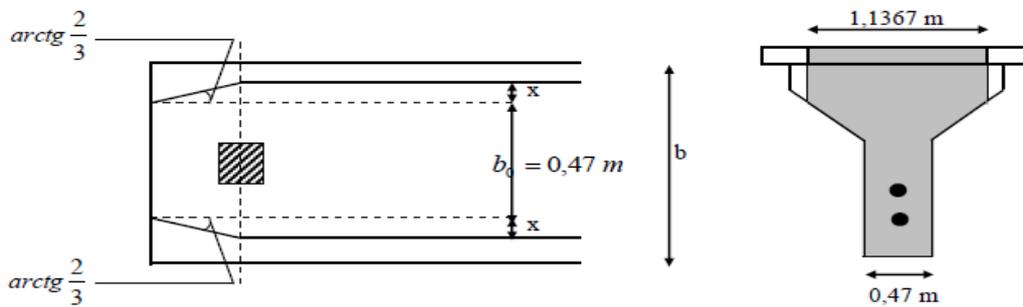


Figure VIII.1. Détermination de la largeur de la table de la section d'about

$$b = b_0 + 2x = 0,47 + 2 \times 0,5 \times \text{tg} \left(\text{arctg} \left(\frac{2}{3} \right) \right) = 1,1367 \text{ m.}$$

Les câbles se font au niveau du centre de gravité donc :

$$\sigma_x(y) = \frac{P}{B_n} \quad \text{Avec : } P = \sum P_i \cos \alpha_i$$

VIII.4. Détermination de la contrainte tangentielle « r » :

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

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

V_{red} : Effort tranchant réduit.

$b_n = \beta_0 - \nu K \phi \quad \Sigma(\psi)$: Moment statique par rapport au centre de gravité de la poutre.

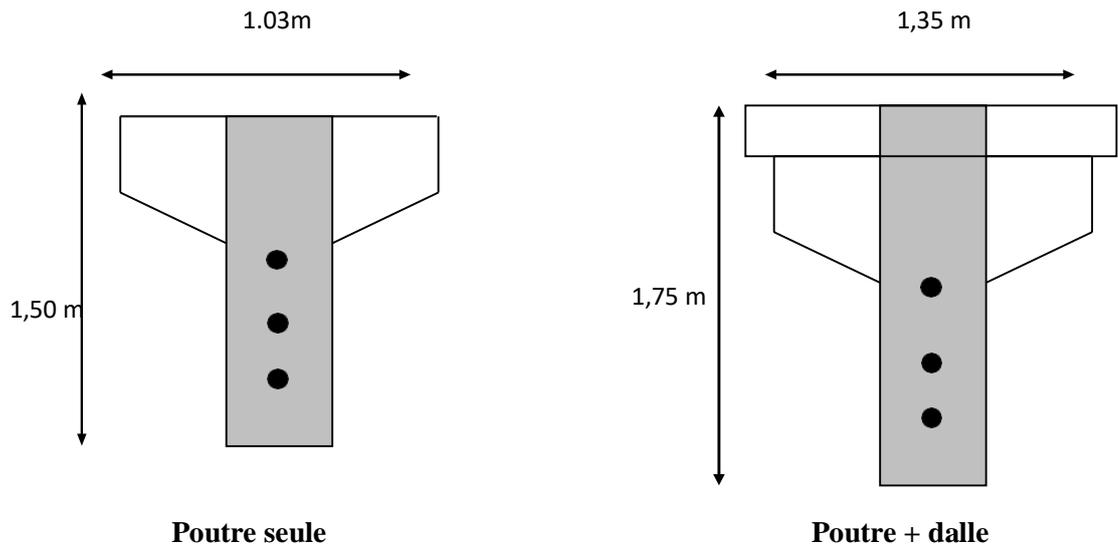


Figure VIII.2. La poutre

On résume toutes les caractéristiques des deux sections précédentes dans le tableau :

		B (m ²) n	v _n '(m)	v _n (m)	S(y)(m ³)	I (m ⁴) n
τ_{sc}	Poutre seule	1,180	1,011	0,989	0,2927	0,3987
	Poutre + Dalle	1,330	1,126	1,124	0,3795	0,5683
σ_x	Poutre seule	1,237	/	/	/	/
	Poutre + Dalle	1,720	/	/	/	/

Tableau VIII.1. Caractéristiques nettes de la poutre seule pour le calcul de r_{sc} et σ_x

		B (m ²) h	v _n '(m)	v _n (m)	S(y)(m ³)	I(m ⁴) n
τ_{sc}	Poutre seule	1,2159	1,0133	0,9867	0,2914	0,4054
	Poutre + Dalle	1,3659	1,1246	1,1254	0,3802	0,5748
σ_x	Poutre seule	1,7109	/	/	/	/
	Poutre + Dalle	2,1942	/	/	/	/

Tableau VIII.2. Caractéristiques homogène de la poutre + dalle pour le calcul de r_{sc} et σ_x

Phase 1 :

-Calcul de T_{sc} :

$$P_1 = (1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_{inst}) * A_p * K.$$

$$P_1 = [1.02(1476) - 0.8(157.070)] * 1800 * 10^{-6} * 0.5 = 1.242 MN / \text{câble}.$$

$$P_2 = (0.98\sigma_{p0} - 1.2\Delta\sigma_{inst}) * A_p * K.$$

$$P_2 = [0.98(1476) - 1.2(157.070)] * 1800 * 10^{-6} * 0.5 = 1.132 MN / \text{câble}.$$

$$V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

Avec :
$$V_{ser} = \frac{gp \cdot l}{2} = 0.403 MN$$

$$V_{red} = \begin{cases} 0.403 - 1.240(\sin 2.54 + \sin 4.04 + \sin 5.54 + \sin 6.96) = -0.01 MN (\text{sous } P_1) \\ 0.403 - 1.132(\sin 2.54 + \sin 4.04 + \sin 5.54 + \sin 6.96) = 0.273 MN (\text{sous } P_2) \end{cases}$$

$$b_n = b_0 - mK\phi \quad \text{Avec } m = 1 \text{ et } K = 0,5$$

$$b_n = 0.6 - 1 \times 0,5 \times 0,080 = 0,56 m$$

$$\tau_1 = \frac{V_{red} * S(y)}{I_n * b_n} = \frac{0.247 * 0.1329}{0,1316 * 0,43} = -0.451 MPa$$

-Calcul de σ_x :

$$\sigma_x = \frac{\Delta P_i * \cos \alpha_i}{B_n} = \left\{ \frac{1.205(\cos 8 + \cos 13)}{0.772} = 3.066 MPa (\text{sous } \Delta P_i) \right.$$

Remarque : Si

$$\sigma_x \leq 0,4 f_{cj} \Rightarrow \bar{\tau} = \bar{\tau}_1$$

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{ij} \left(f_{ij} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \bar{\tau}_1^2$$

De la même manière, on fait le calcul pour chaque phase sous P_1 et sous P_2 .

Chapitre VIII : Calcul justificatif des poutres

Les résultats des différentes phases sont regroupés dans le tableau suivant :

Phases	1	2	3	4	5	6	
						A vide	En charge
$\Delta V_{ser} (MN)$	0,403	0	0,225	0	0,109	0	0,915
r (to)	/	/	0,036	0,127	0,068	/	/
P1 (MN)	1,242	1,242	-0,009	-0,031	-0,016	-0,056	0,000
P2 (MN)	1,132	1,132	-0,013	-0,046	-0,025	-0,084	0,000
$\Delta P_i (MN)$	1,242	1,242	0,013	0,046	0,025	0,084	0,000
Vred 1 (MN)	-0,010	-0,413	0,226	0,004	0,111	0,006	0,915
Vred 2 (MN)	0,273	-0,130	0,226	0,005	0,112	0,010	0,915
$\Delta V_{red} (MN)$	0,273	0,413	0,226	0,005	0,112	0,010	0,915
$\Delta \tau (MPa)$	/	0,541	0,296	0,007	0,146	0,013	1,199
$\tau (MPa)$	-0,013	0,528	0,825	0,832	0,978	0,991	2,189
$\Delta \sigma_x (MPa)$	/	2,005	0,034	0,120	0,064	0,217	0,000
$\sigma_x (MPa)$	2,005	4,009	4,043	4,162	4,226	4,444	4,444
$\tau^2 (MPa)^2$	0,000	0,279	0,680	0,691	0,956	0,981	4,793
$\tau_1^2 (MPa)^2$	3,088	6,807	6,834	6,930	6,981	7,155	7,155
Condition	Vérifiée						

Tableau VIII.3. Vérification des contraintes tangentielles

-Remarque :

Les contraintes tangentielles sont vérifiées en toute phase de construction et deservice.

VIII.5.Ferrailage passif longitudinal :

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints, les armatures de peau et les armatures dans les zones tendues.

-Armatures de peau :

Leur rôle est de répartir les effets de retrait différentiel et de variation de température.

$$A_s \geq \max \begin{cases} 3 \text{ cm}^2 / \text{ml de la largeur mesurée sur la section droite de l'ouvrage.} \\ 0,1\% \text{ de la section de la poutre homogène.} \end{cases}$$

$$B(\text{poutre}) = 0.5108 \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 0,1\% B = 5.108 \text{ cm}^2$$

On choisit une armature 4HA16=8.04cm².

-Armatures longitudinales dans les zones tendues :

Le but des armatures longitudinales dans la zone tendue est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections.

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

Avec :

B_t : Aire du béton tendu.

N_{bt} : Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercé sur B_t

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

f_e : La limite élastique des armatures utilisées $f_e = 500 \text{ MPa}$

Nous avons :

D'après le diagramme obtenu on constate qu'on n'a pas de ferrailage dans la zone tendue.

On adopte un ferrailage minimal.

$A_s = 8.04 \text{ cm}^2$ le ferrailage de peau est suffisant.

VIII.6. Justification de la poutre à l'ELU :

VIII.6.1. Justification des contraintes normales :

La justification à l'ELU permet de s'assurer de la résistance d'une structure ou de l'un de ses éléments à la ruine.

-Hypothèse de calcul :

- La résistance du béton tendu est négligée.
- Les sections droites restent planes après déformation.
- Aucun glissement relatif entre les matériaux (béton acier).
- Respecter la règle des trois pivots.

-Principe et étapes de calcul :

Le calcul justificatif consiste à s'assurer que le couple (N_u, M_u) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction effort normal/moment fléchissant $(\overline{N_u}, \overline{M_u})$

-Choisir un diagramme de déformation passant par l'un des 3 pivots.

-Déterminer y pour le calcul de $\Delta \varepsilon_p''$, $\Delta \sigma_p$, N_{bc} .

-Faire une comparaison entre N_u et $\overline{N_u}$ qui va nous permettre de faire une modification sur le diagramme de déformation choisi.

-Vérifier que :

$$M_u \leq \overline{M_u}$$

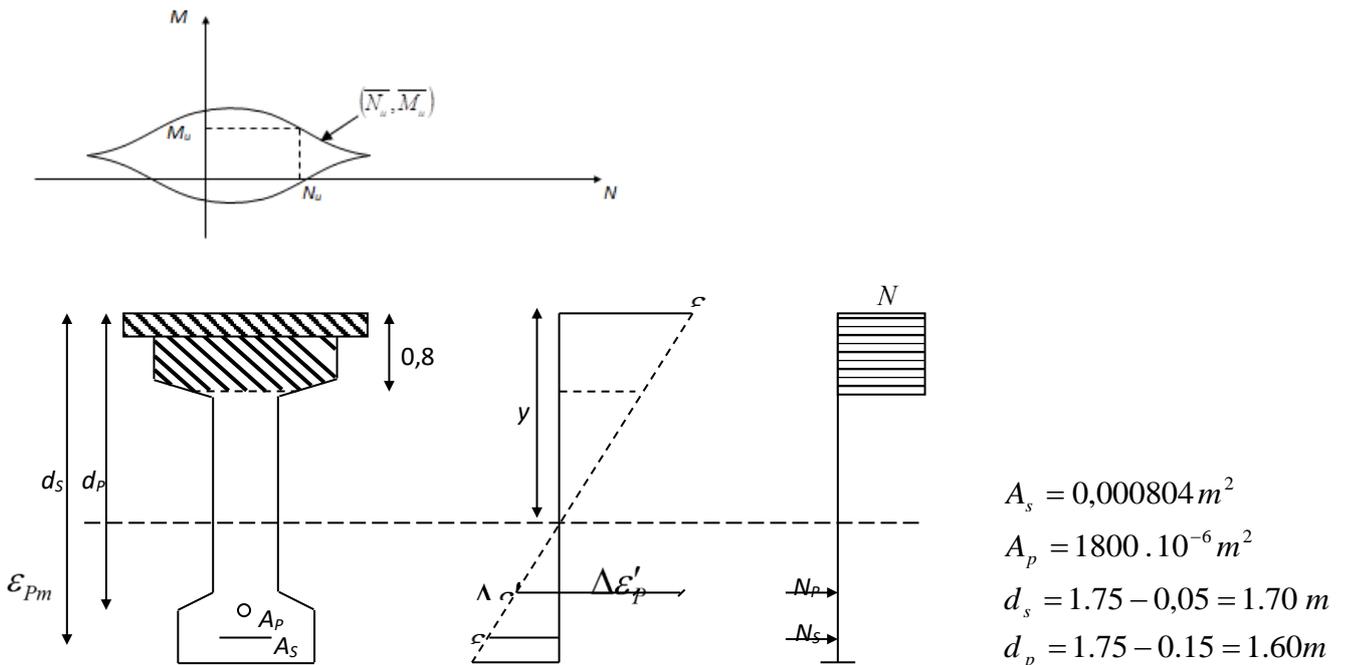


Figure VIII.3. Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU

- L'état limite ultime est atteint lorsqu'un des deux matériaux (acier, béton) travaillent au maximum, c'est-à-dire que l'un des 3 pivots (A, B, C) est atteint.

-On suppose en premier lieu que les deux matériaux travaillent au maximum en même temps

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} \text{ et } \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}.$$

ε_p : Déformation du béton.

ε_{p_m} : Allongement préalable.

σ_{p_m} : Contrainte probable dans les armatures de précontrainte sous les actions permanentes.

$\Delta\varepsilon'_p$: Variation d'allongement due à la compression du béton au niveau du câble moyen.

σ_{bp_m} : Contrainte dans le béton au niveau du câble moyen sous les actions permanentes et la précontrainte.

Chapitre VIII : Calcul justificatif des poutres

$\Delta\varepsilon_p''$: Variation complémentaire accompagnant la déformation du béton au-delà de la valeur nulle.

-Application à notre projet :

$$N_u = P_m \quad \text{Avec} \quad P_m = (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_T) \cdot n \cdot A_p$$

$$1^{\text{ère}} \text{ famille : } P_{m_1} = (1476 - 414.443) * ((2 * 1050) + 1800) * 10^{-6} = 4.140 \text{ MN}$$

$$\text{D'où : } N_u = P_{m_1} + P_{m_2} = 4.140 \text{ MN}$$
$$Mu = 1,35 (M_G + M_{D240}) = 5.46 \text{ MN.m}$$

Pour la vérification, la procédure à suivre est comme suit :

1^{ère} itération : On suppose que le diagramme de déformation passe par des pivots A et B ,

$$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \text{ et } \varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$$

$$\bar{N}_u = B(y)\sigma_{bc} - A_s \times \sigma_s - n \times A_p \times \sigma_p$$

$$\frac{\bar{M}_u}{A_p} = B(y) \times \sigma_{bc} - Z(y) + A_s \times \sigma_s \times (d_s - d_p)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \Rightarrow y = \frac{\varepsilon_{bc}}{(\varepsilon_{bc} + \varepsilon_s)} d_s \Rightarrow y = 0.441 \text{ m}$$

$$0,8 y = 0,353 \text{ m} \quad ; B(y) = 0,468 \text{ m}^2.$$

$$N_{bc} = B(y) \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 0468 \times \frac{0,85 \times 35}{1,5}$$

$$N_{bc} = 9,285 \text{ MN.}$$

$$\varepsilon_{P_m} = \frac{P_m}{n \times A_p \times E_p} = \frac{5,683}{3 \times 1800 \times 10^{-6} \times 1,95 \times 10^5} = 5,397 \text{ ‰}$$

$$\Delta\varepsilon_p' = 5 \times \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$$

Avec :

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + \frac{P_m \times e_0 + M_{\min}}{I_n} e_0$$

Chapitre VIII : Calcul justificatif des poutres

$$Z_{\text{c\~{a}ble moyen}} = 0,183 \text{ m}$$

$$e = -0,983 \text{ m}$$

$$M_{\text{min}} = 3,527658 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{bpm}} = \frac{5,683}{0,858} + \frac{5,683 \times (-1,011) + 5,202}{0,252} (-1,011) = 4.555 \text{ MPa}$$

$$\Delta \varepsilon'_p = 5 \times \frac{4.563}{1,95 \times 10^5} = 0,117\%$$

$$\Delta \varepsilon''_p = \varepsilon_{bc} \times \frac{d_p - y}{y} = 3,5 \times \frac{(1,6 - 0,441)}{0,441} = 9,206\%$$

$$\Rightarrow \Sigma \varepsilon = \varepsilon_{pm} + \Delta \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon''_p = 14.767\%$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma_p}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5$$

$$\Delta \sigma_p = g(\varepsilon_{pm} + \Delta \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon''_p) - g(\varepsilon_{pm})$$

$$\Delta \sigma_p = g(14,763) - g(5,397)$$

$$14,767 = \frac{\sigma_{p\alpha 1}}{1,95 \times 10^5} + 100 \left(\frac{\sigma_{p\alpha 1}}{1860} - 0,9 \right)^5 \Rightarrow \sigma_{p\alpha 1} = 2942,48 \text{ MPa}$$

$$5,444 = \frac{\sigma_{p\alpha 2}}{1,9 \times 10^5} + 100 \left(\frac{\sigma_{p\alpha 2}}{1860} - 0,9 \right)^5 \Rightarrow \sigma_{p\alpha 2} = 2712,66 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_p = \sigma_{p\alpha 1} - \sigma_{p\alpha 2} = 229,82 \text{ MPa}$$

On obtient:

$$\bar{N}_u = B(y) \sigma_{bc} - A_s \times \sigma_s - n \times A_p \times \sigma_p = 9.390 \text{ MN}$$

$$\bar{N}_u = 8,231 \text{ MN} > N_u = 4.140 \text{ MN} \quad \text{V\~{e}rifi\~{e}e.}$$

La partie comprim\~{e}e est tr\~{e}s importante, il faut pivoter le diagramme de la d\~{e}formation autour de A, $\varepsilon_{bc} < 3,5\%$ et garde ε_s .

2^{eme} it\~{e}ration :

On suppose que $\bar{N}_u = N_u$. On recherche $B(y)$.

$$\Rightarrow B(y) = 0,224 \text{ m}^2 \Rightarrow y = 0,175 \text{ m} \Rightarrow 0,8 y = 0,140 \text{ m.}$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \Leftrightarrow \varepsilon_{bc} = 1,149\text{‰}$$

- $\varepsilon_{pm} = 5,397\text{‰}$
- $\Delta\varepsilon'_p = 0,117\text{‰}$
- $\Delta\varepsilon''_p = \varepsilon_{bc} \times \frac{d_p - y}{y} = 9,344\text{‰}$

$$\sum \varepsilon = \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p + \Delta\varepsilon''_p = 14,905\text{‰}$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma_p}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5$$

$$\Delta\sigma_p = g(\varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p + \Delta\varepsilon''_p) - g(\varepsilon_{pm})$$

$$14,905 = \frac{\sigma_{p\alpha 1}}{1,95 \times 10^5} + 100 \left(\frac{\sigma_{p\alpha 1}}{1860} - 0,9 \right)^5 \Rightarrow \sigma_{p\alpha 1} = 2944,99 \text{ MPa}$$

$$5,444 = \frac{\sigma_{p\alpha 2}}{1,95 \times 10^5} + 100 \left(\frac{\sigma_{p\alpha 2}}{1860} - 0,9 \right)^5 \Rightarrow \sigma_{p\alpha 2} = 2712,66 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = 2944,99 - 2712,66 = 232,330 \text{ MPa}$$

On obtient :

$$(\bar{N}_u = 4.130 \text{ MN}) \approx (N_u = 4.140 \text{ MN}) \quad \text{Vérifiée}$$

Calcul de \bar{M}_u/A_p :

$$Z(y) = d_p - 0,4y = 1,5298 \text{ m.}$$

$$\bar{M}_u = B(y) \times \sigma_{bc} \times Z(y) - A_s \times \sigma_s (d_s - d_p)$$

$$\bar{M}_u = 8.230 \text{ MN.m} > M_u = 5.464 \text{ MN.m} \quad \text{Vérifiée.}$$

-Remarque :

Le couple (M_u, N_u) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction dont les contraintes normales à l'ELU sont vérifiées.

VIII.6.2. Justification des contraintes tangentielles :

La justification doit se faire avec l'hypothèse de la formation d'un treillis après la fissuration du béton.

Ce calcul justificatif consiste à vérifier :

- Le non rupture des armatures transversales.

- Le non écrasement des bielles de béton.

-Armatures transversales de peau :

La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins 2 cm² d'acier (soit 1 cadre HA12) par mètre de parement. Ces armatures sont disposées parallèlement aux sections droites.

-Minimum d'armatures transversales :

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * b_n * 1,15} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \min (0,8h, 3b_0, 1 \text{ m}) = \min (0,8 \times 1,75 ; 3 \times 0,47 ; 1 \text{ m}) = 1 \text{ m}$$

$$\text{On fixe : } A_t = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où : } S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * 1,15 * b_n} = \frac{2,26 * 10^{-4} * 500}{0,4 * 1,15 * 0,560} = 0,5634 \text{ m}$$

$$b_n = b_0 - nK\phi = 0,60 - 1 \times 0,5 \times 0,080 = 0,560 \text{ m}$$

$$S_t \leq 0,5634 \text{ m} \quad \text{Nous prendrons} \quad S_t = 35 \text{ cm}$$

-Justification des armatures transversales dans la zone d'appui :

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues des treillis constitués par les bielles de béton et ces armatures.

-Le non rupture des armatures transversales :

Nous devons vérifier :

$$\tau_{u \text{ red}} \leq \bar{\tau}_u = \frac{A_t * f_e}{S_t * b_n * 1,15} \cot g \beta_u + \frac{f_{tj}}{3}$$

β_u : Angle d'inclinaison des bielles de béton.

$$\text{tg} 2 \beta_u = \frac{2 * \tau_{n \text{ red}}}{\sigma_{xu}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{xu} = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{B_h}$$

$$\tau_{u \text{ red}} = \frac{V_{u \text{ red}} * S}{I_h b_n}$$

$$P_m = (\sigma_{p_0} - \Delta \sigma_T) A_p = (1476 - 379,468) * 1300 * 10^{-6} = 1,4255 \text{ MN}$$

$$\sigma_{xu} = \frac{1,4255 (\cos 3,47 + \cos 4,92 + \cos 6,47)}{1,4956} = 2,848 \text{ MPa}$$

$$V_{u\ red} = V_{u\ max} - \sum P_i \sin \alpha_i = 1,35 (G + D240) - \sum P_i \sin \alpha_i$$
$$V_{u\ red} = 0,9259 - 1,24255 * (\sin 3,47 + \sin 4,92 + \sin 6,47) = 0,557\ MN$$

$$\tau_{u\ red} = \frac{0,557 * 0,1881}{0,2287 * 0,436} = 1,048\ MPa$$

$$tg 2\beta_u = \frac{2\tau_{u\ red}}{\sigma_{xu}} = \frac{2 * 1,048}{2,848} = 0,736 \Rightarrow \beta_u = 18,17^\circ \text{ Nous prendrons } \beta_u = 30^\circ$$

$$\overline{\tau}_u = \frac{2,26 \cdot 10^{-4} \cdot 500}{0,075 * 0,436 * 1,15} \cdot \cot g (30) + \frac{3}{3} = 6,197\ MPa$$

$$D'o\grave{u} : \tau_{u\ red} = 1,048\ MPa < \overline{\tau}_u = 6,197\ MPa \quad (\text{V\acute{e}rifi\acute{e}e})$$

-Justification des bielles de b\^eton :

Il suffit de v\^erifier que :

$$\tau_{u\ red} \leq \frac{f_{cj}}{6}$$

$$\tau_{u\ red} = 1,048 \leq \frac{40}{6} = 6,667\ MPa \quad (\text{V\acute{e}rifi\acute{e}e})$$

VIII.6.3. Calcul justificatif r\^eglementaire en section particuli\^eres :

Certaines zones du b\^eton pr\^econtraint sont soumises \^a des efforts concentr\^es. Nous distinguons :

- Les zones d'ancrage des armatures de pr\^econtraint (zone d'about).
- Les zones d'application des r\^eactions d'appui (zone d'appui).

-Etude de la zone d'about :

La zone d'about d'une poutre est soumise \^a une concentration d'effort due \^a la transmission des r\^eactions par l'appui, et \^a l'introduction des forces de pr\^econtraint dans les zones d'ancrage.

Les \^etudes exp\^erimentales ont mis en \^evidence l'existence de trois zones dangereuses \^a l'aval des syst\^emes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la 1^{ere} zone de r\^egularisation.

Une zone de surface : tendue.

Une zone interm\^ediaire : comprim\^ee.

Une zone d'\^eclatement : tendue.

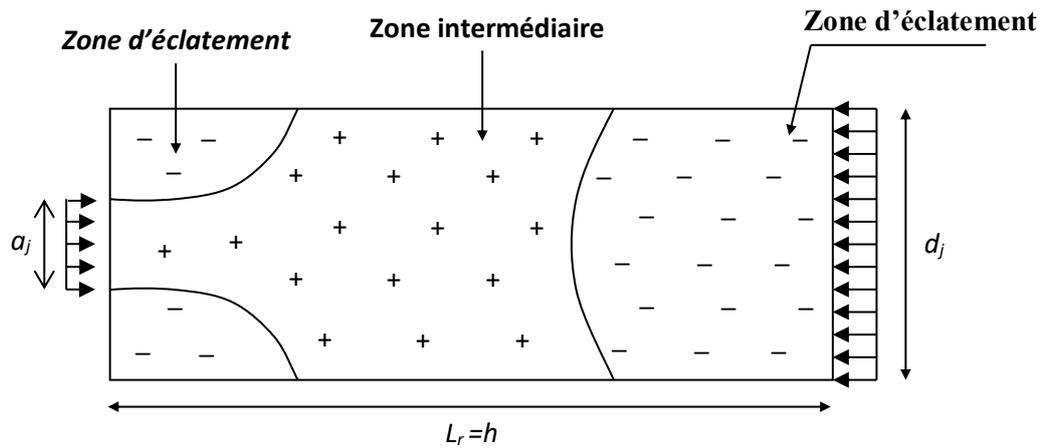


Figure VIII.4. Zone de concentration des contraintes

a- Zone de surface :

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface A_s donnée par la formule :

$$A_s = 0.04 \frac{P_{j_0}}{\sigma_{s \text{ lim}}}$$

Avec : $P_{j_0} = P_0 = \sigma_{p_0} * A_p = 1.918 \text{ MN}$

$$\sigma_{s \text{ lim}} = \frac{2}{3} f_e = 333,333 \text{ MPa}$$

***Plan vertical :**

$$A_{s,1} = 0.04 * \frac{2.657}{333,333} = 3.189 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,2.3} = 0.04 * \frac{1.549}{333,333} = 1.86 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

Soit un cadre de HA16; $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$.

*** Plan horizontal :**

$$A_{s,1} = 0.04 * \frac{2 * 2.567}{333,333} = 6.376 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,2.3} = 0.04 * \frac{1.549}{333,333} = 1.86 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

Soit 2 cadres de HA16; $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$ (1cadre autour de chaque ancrage).

b- Zone intermédiaire comprimée :

On doit s'assurer que la contrainte moyenne ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression.

$$\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b * d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj} \quad \text{Avec : } b = 0,47 \text{ m} \quad ; \quad d_j = 0,31 \text{ m}$$

Au 7^{ème} jour : $f_{c7} = 26.490 \text{ MPa}$

$$\sigma_{m7} = \frac{0.5 * 2.657}{0.47 * 0.31} = 9.117 \text{ MPa} \leq 17.660 \text{ MPa} \quad \text{(Vérifiée)}$$

Au 28^{ème} jour : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

$$\sigma_{m_{14}} = \frac{2.657}{0.47 * 0.31} = 18.235 \text{ MPa} \leq 26.667 \text{ MPa} \quad \text{(Vérifiée)}$$

VIII.6.4. Vérification des contraintes d'éclatement :

La contrainte de traction du béton σ_{teg} doit vérifier :

* *Plan vertical :*

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{P_{j0}}{b * d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

* *Plan horizontal :*

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{b} \right) \frac{P_{j0}}{b * d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

* *Plan vertical :*

Au 7^{ème} jour : $f_{t7} = 2.1891 \text{ MPa}$

$$\sigma_{te7} = 0.5 \left(1 - \frac{0.25}{0.31} \right) \frac{0.5 * 2.657}{0.47 * 0.31} = 0.813 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{te7} = 0.882 \text{ MPa} \leq 2.737 \text{ MPa} \quad \text{(vérifiée)}$$

Au 28^{ème} jour : $f_{t21} = 3.00 \text{ MPa}$

$$\sigma_{te21} = 0.5 \left(1 - \frac{0.25}{0.31} \right) \frac{2.657}{0.47 * 0.31} = 1.765 \text{ MPa} \leq 3,75 \text{ MPa} \quad \text{(Vérifiée)}$$

* *Plan horizontal :*

Au 7^{ème} jour : $f_{te7} = 2.189 \text{ MPa}$

$$\sigma_{te7} = 0.5 \left(1 - \frac{0.25}{0.31} \right) \frac{0.5 * 2.657}{0.47 * 0.31} = 2.134 \text{ MPa} \leq 2,737 \text{ MPa} \quad \text{(Vérifiée)}$$

Au 28^{ème} jour : $f_{t21} = 3.00 \text{ MPa}$

$$\sigma_{te21} = 0.5 \left(1 - \frac{0.25}{0.31} \right) \frac{2.657}{0.47 * 0.31} = 2.489 \text{ MPa} \leq 3.75 \text{ MPa} \quad (\text{Véifiée})$$

c- Ferrailage d'éclatement A_e

* *Plan vertical :*

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{a_{j'}}{d_j} \right) \frac{P_{j_0}}{\frac{2}{3} f_e} = \\ 0.15 \frac{\max P_{j_0}}{\frac{2}{3} f_e} = \end{array} \right.$$

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{a_{j'}}{d_j} \right) \frac{P_{j_0}}{\frac{2}{3} f_e} = 0.25 \left(1 - \frac{0.25}{0.31} \right) \frac{2.657}{\frac{2}{3} * 500} = 3.857 \text{ cm}^2 \\ 0.15 \frac{\max P_{j_0}}{\frac{2}{3} f_e} = 0.15 * \frac{2.657}{\frac{2}{3} * 500} = 11.956 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_e = 11.956 \text{ cm}^2$$

On dispose **3 cadres de HA16**. ($A_s = 12,06 \text{ cm}^2$).

* *Plan horizontal :*

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{a_{j'}}{b} \right) \frac{P_{j_0}}{\frac{2}{3} f_e} \\ 0.15 \frac{\max P_{j_0}}{\frac{2}{3} f_e} \end{array} \right.$$

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \left(1 - \frac{a_j}{b} \right) \frac{P_{j_0}}{\frac{2}{3} f_e} \\ 0,15 \times \frac{P_{j_0}}{\frac{2}{3} f_e} \end{array} \right. \max \left\{ \begin{array}{l} 18,33 \text{ cm}^2 \\ 23,911 \text{ cm}^2 \end{array} \right. = 23,911 \text{ cm}^2$$

On dispose **6 cadres de HA16**. ($A_s = 24,13 \text{ cm}^2$; autour de chaque plaque d'ancrage).

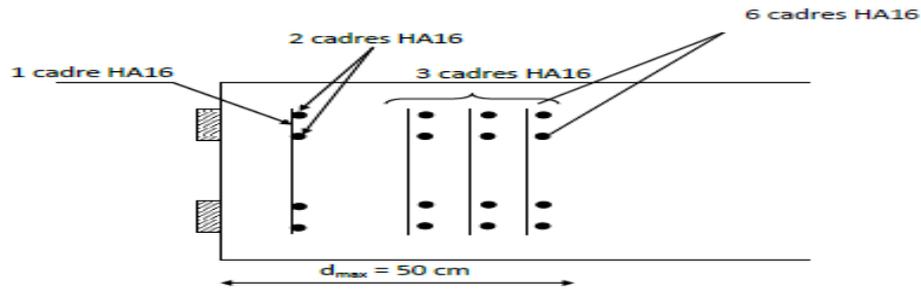


Figure VIII.5. Ferrailage de la 1^{ère} zone de régularisation

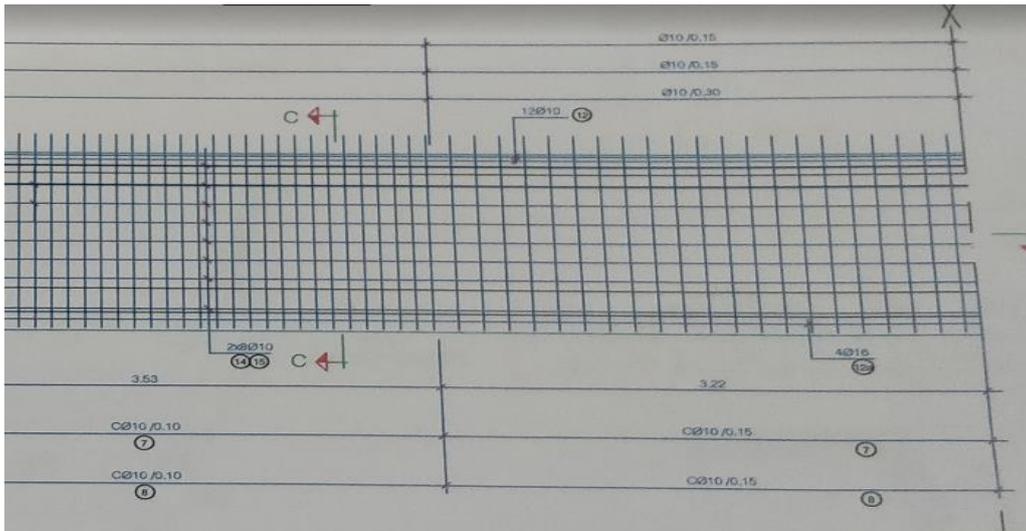


Figure VIII.6. Ferrailage de la poutre

VIII.7. Conclusion :

Le calcul justificatif vis-à-vis de l'ELS et l'ELU s'avèrent indispensable car un dépassement des charges caractéristiques est toujours possible, bien que peu probable. Il faut donc examiner le comportement des structures sous charges majorées.

Il a été constaté un excès de compression dans la fibre inférieure causant le dépassement de la résistance à la compression du béton ce qui nécessite l'ajout d'un contre poids.

Chapitre IX :

Étude De La Dalle Et L'entretoise

IX.1.Introduction :

La dalle présente une largeur de 13.60m et une épaisseur de 25cm, elle s'appuie longitudinalement sur des poutres avec un entraxe de **1.35m**.

Pour la conception et l'étude il a été pris en compte les normes, les instructions et la documentation de référence qui sont rapportés dans la suite :

- a. Règles BAEL91 « règle technique de conception et de calcul des ouvrage et des construction en béton armé suivant la méthode des états limites ».
- b. **RCPR** (Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes).

IX.1.2.Caractéristiques des matériaux :

Béton :

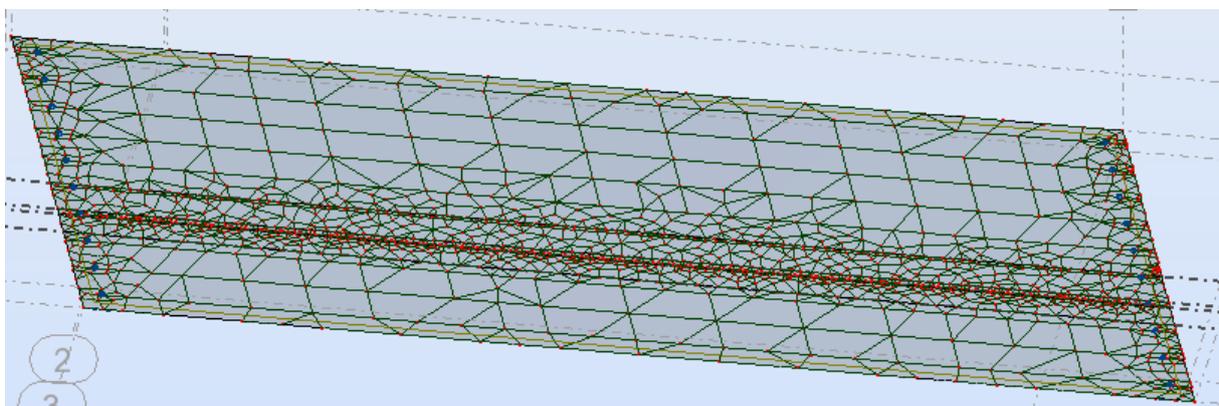
- Béton : **RN35** $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$; $F_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$

Aciers des armatures :

- Les aciers de haute adhérence **H.A type 1** de nuance **fe50** dont la limite d'élasticité **Fe=500MPa** ;
- Le dimensionnement des armatures est effectué en tenant compte des hypothèses suivantes :
 - Enrobage des têtes d'épingles est égal : **3.0 à 5.0 cm**.
 - Fissuration serait **préjudiciable**

IX.1.3. Model de Calcul:

Pour l'étude de ce dernier nous utilisons un logiciel de calcul Autodesk Robot structural analyses Professional 2014.EVALUATION DES SOLlicitATIONS :



- Cas de charge :
- Cas 01 **G**: Les Charges Permanentes.
- Cas 02 **A1** : Sous Système de Charge Bc.

- Cas 03 Bc : Sous la surcharge Bt.
- Cas 04 Mc120 : Sous Charge Militaire Mc120.
- Cas 05 D240 : Sous Charge Militaire Mc120.
- Combinaisons de cas de charge ELS :
- Comb1 (sous AL) : $1.00x(\text{cas01})+1.20x(\text{cas2})$.
- Comb2 (sous Bc) : $1.00x(\text{cas01})+1.20x(\text{cas03})$
- Comb3 (sous Mc120) : $1.00x(\text{cas01})+1.00x(\text{cas04})$
- Comb3 (sous D240) : $1.00x(\text{cas01})+1.00x(\text{cas05})$
- Combinaisons de cas de charge ELU:
- Comb1 (sous Al) : $1.35x(\text{cas01})+1.60x(\text{cas2})$.
- Comb2 (sous Bc) : $1.35x(\text{cas01})+1.60x(\text{cas03})$
- Comb3 (sous Mc120) : $1.35x(\text{cas01})+ 1.35x(\text{cas04})$
- Comb3 (sous D240) : $1.35x(\text{cas01})+ 1.35x(\text{cas05})$

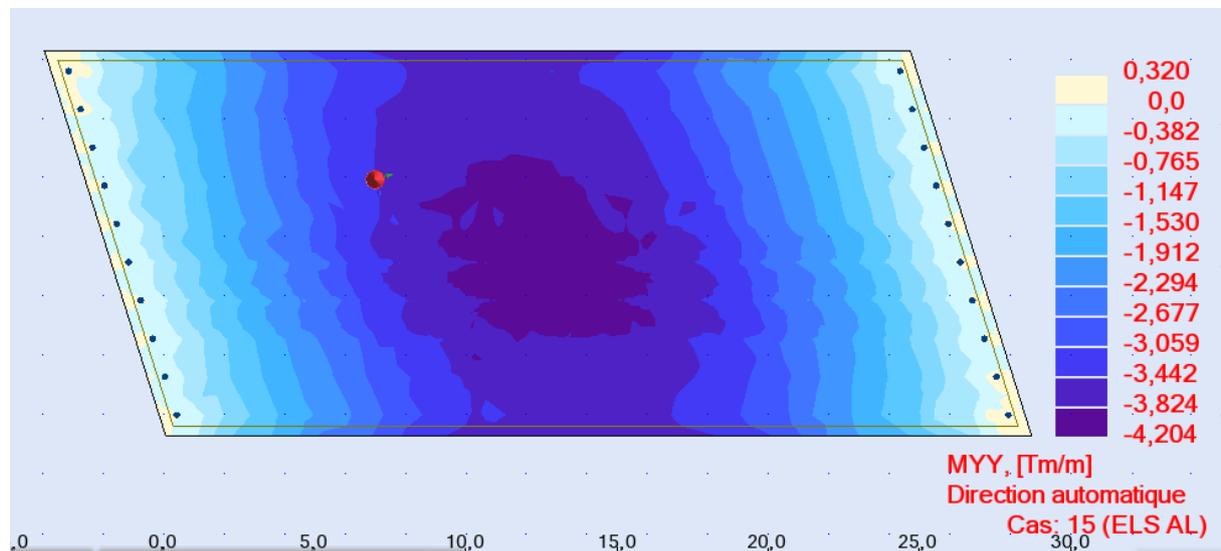
-Programme de calculs :

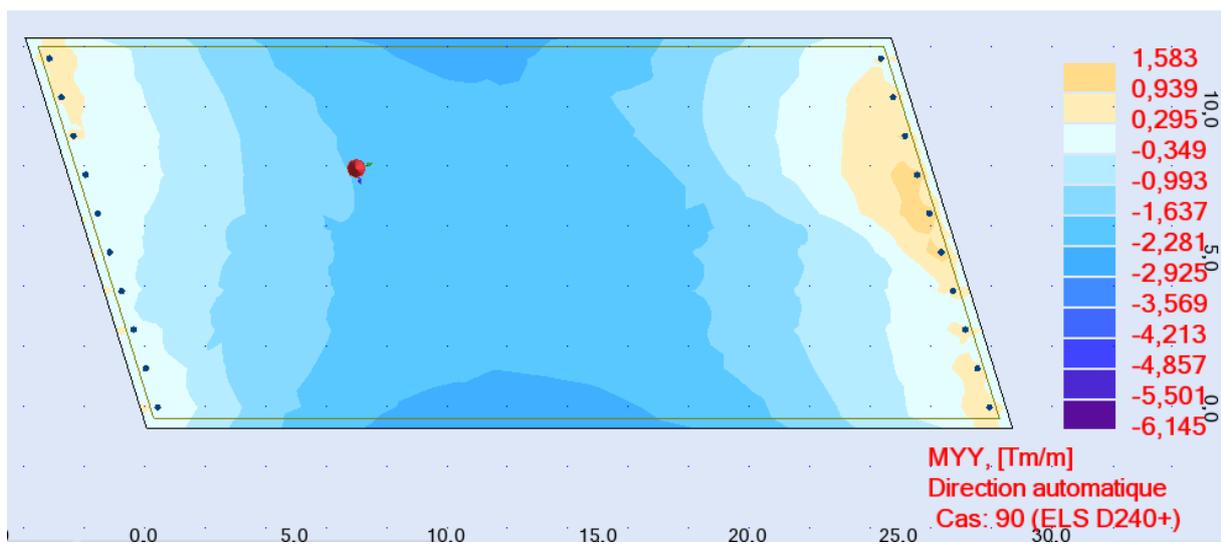
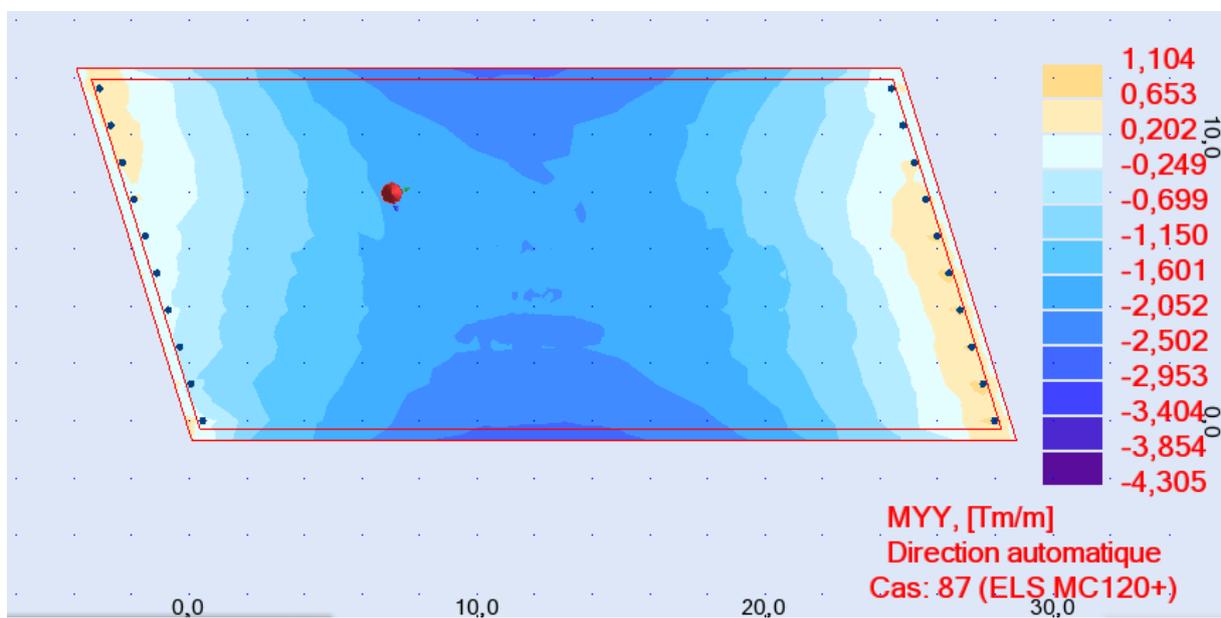
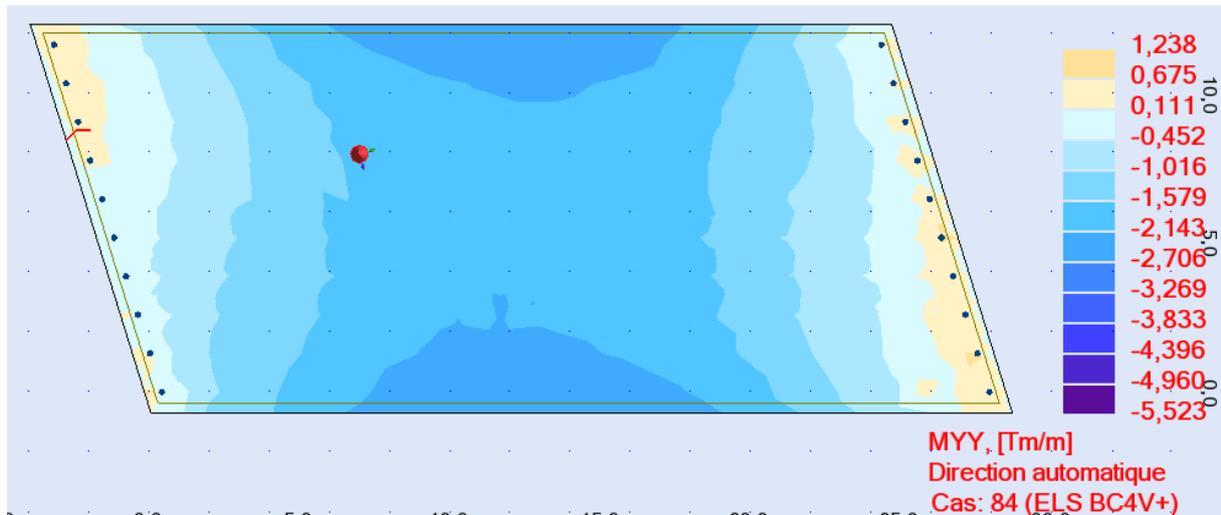
Le calcul est effectué par **ROBOT 2014**.

La structure est modélisée en éléments barres.

IX.1.4.RESULTATS :

Les valeurs des moments longitudinaux à ELS

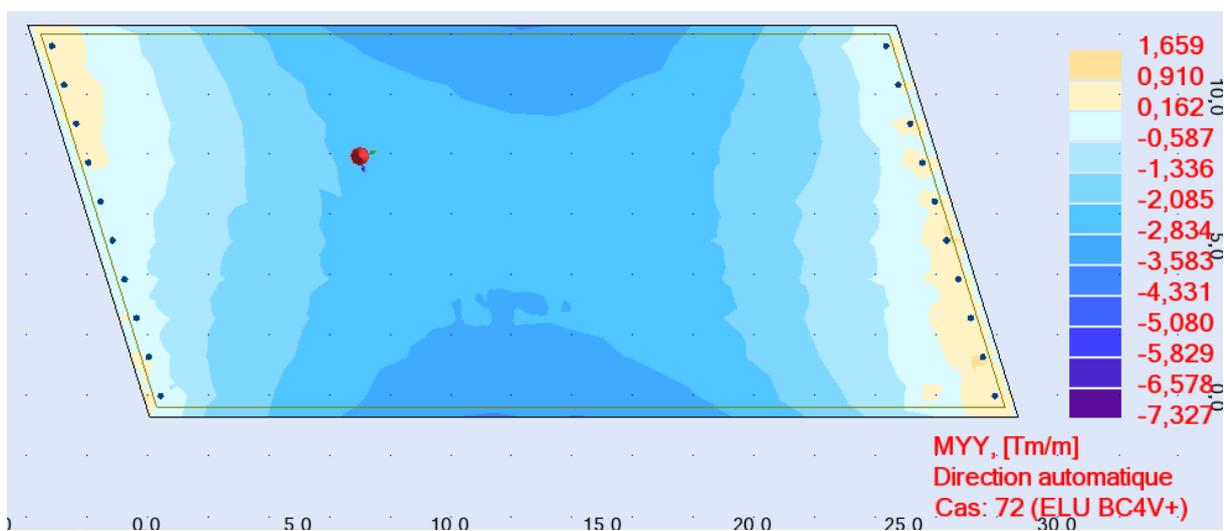
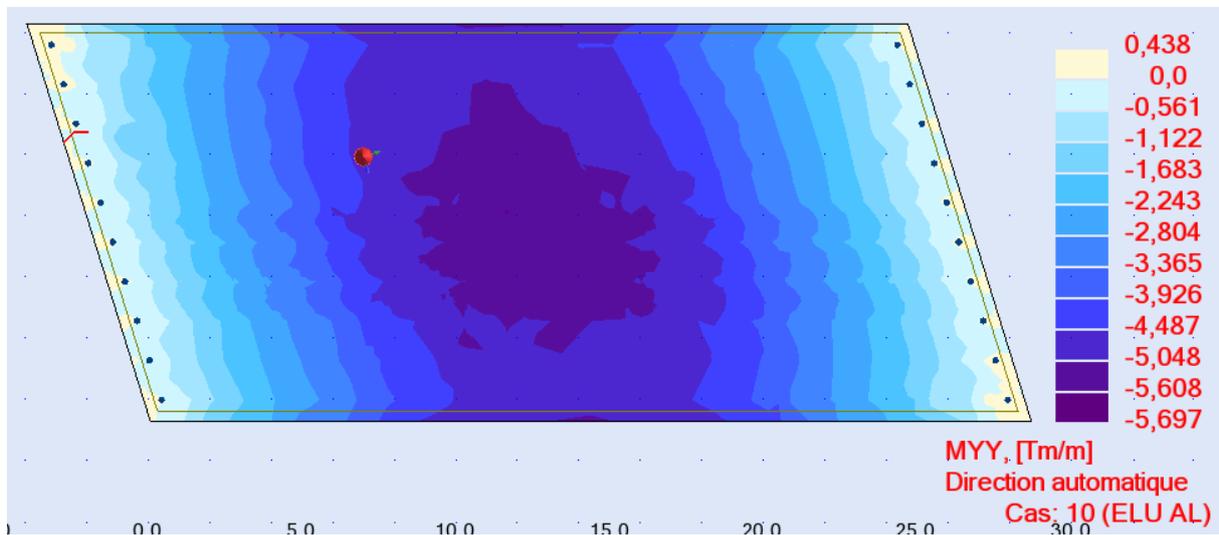


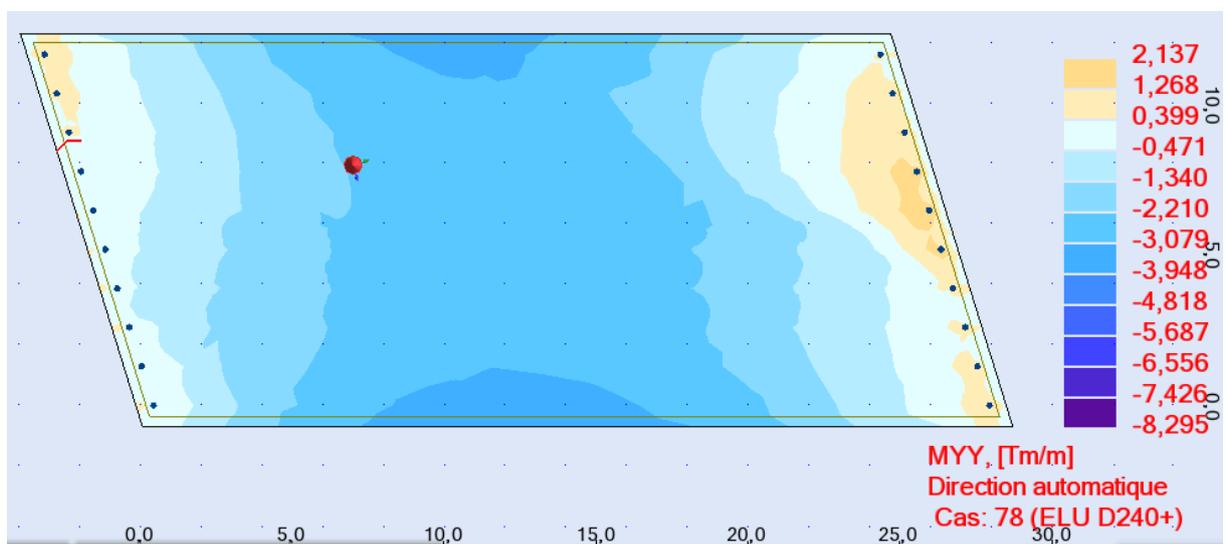
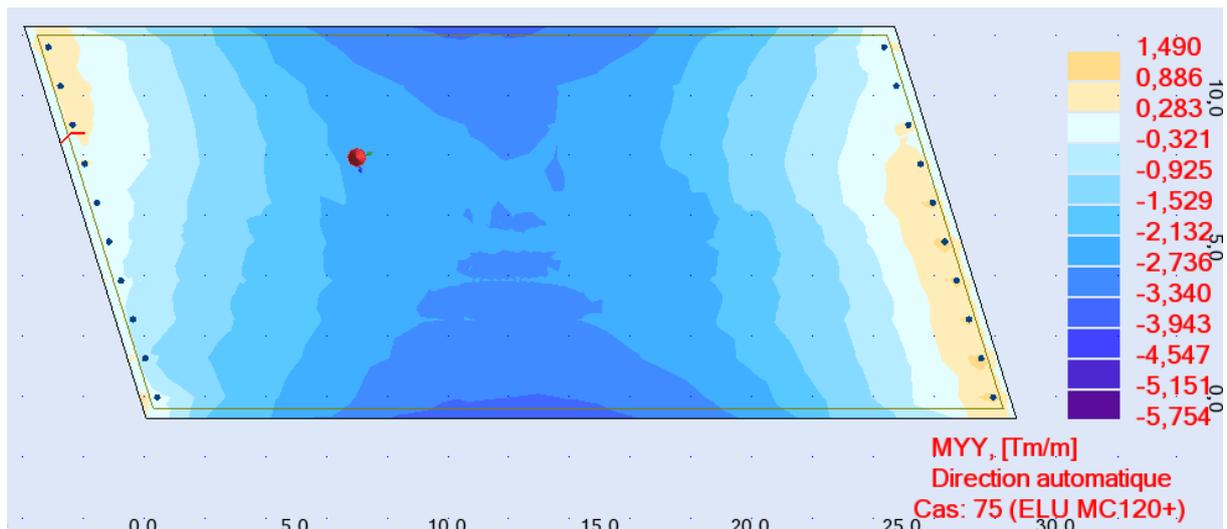


Le résumée dans le tableau suivant :

	Sur appuis M (T.m)	En travées M (T.m)
G+1.2 Al	0.32	4.20
G+1.2 Bc	1.24	5.52
G+ Mc120	1.10	4.30
G+ D240	1.58	6.14

Les valeurs des moments longitudinaux à ELU

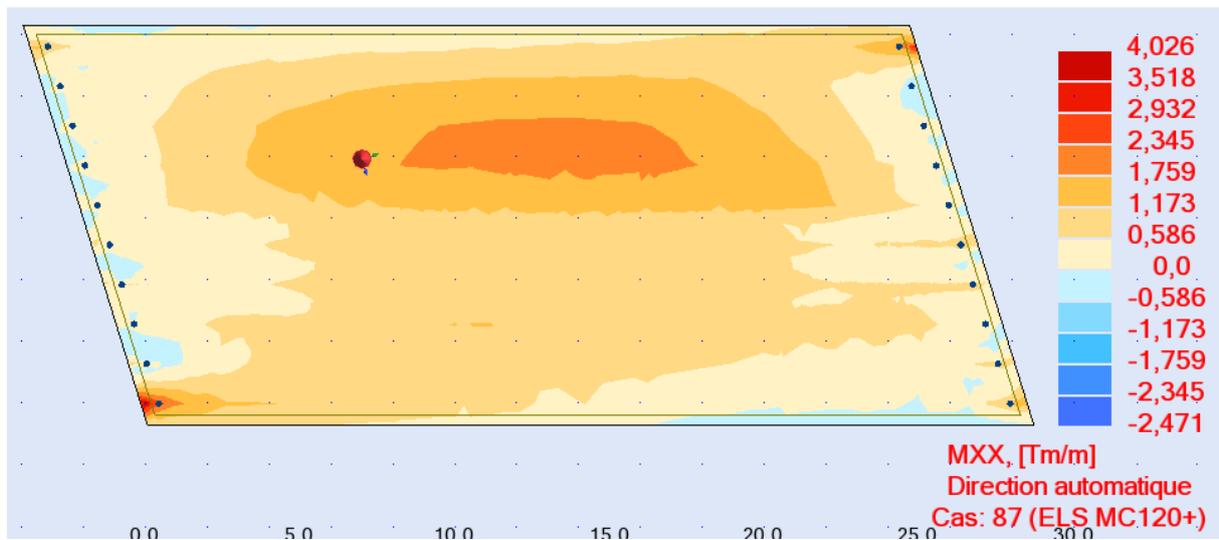
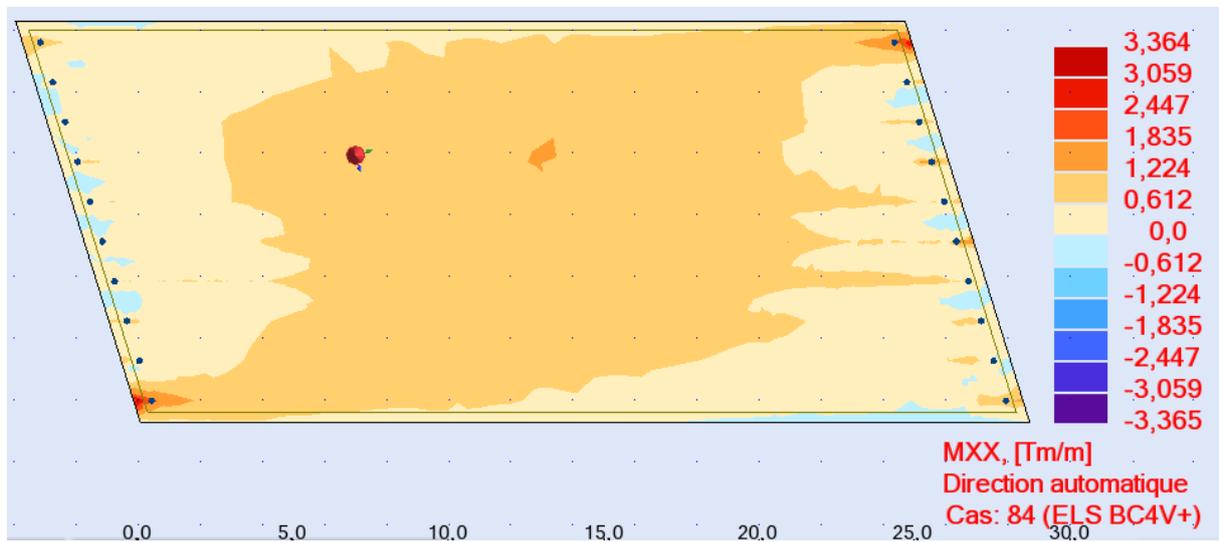
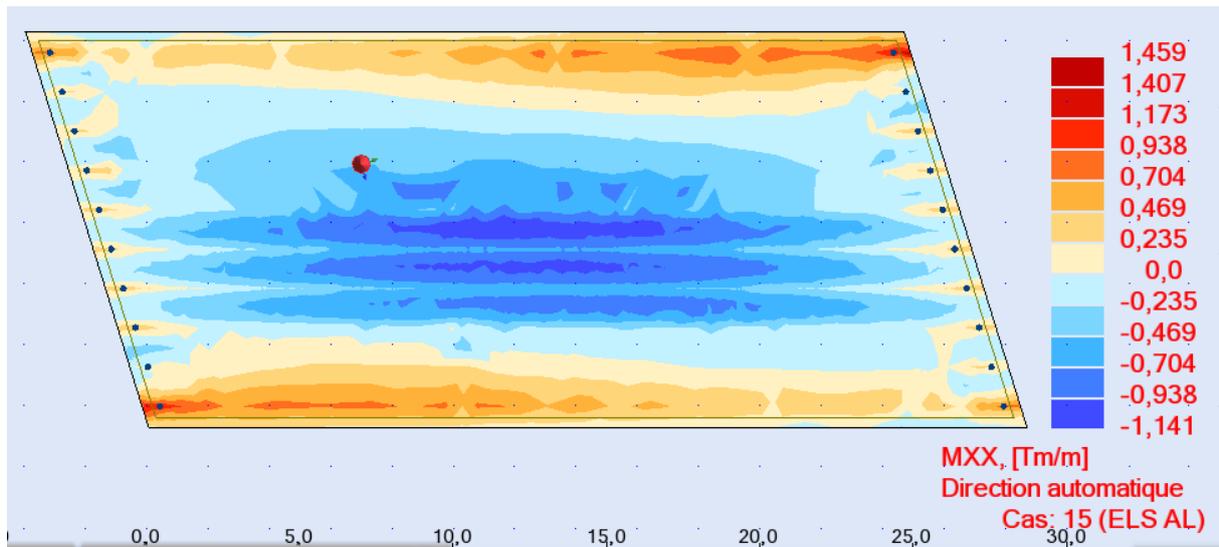


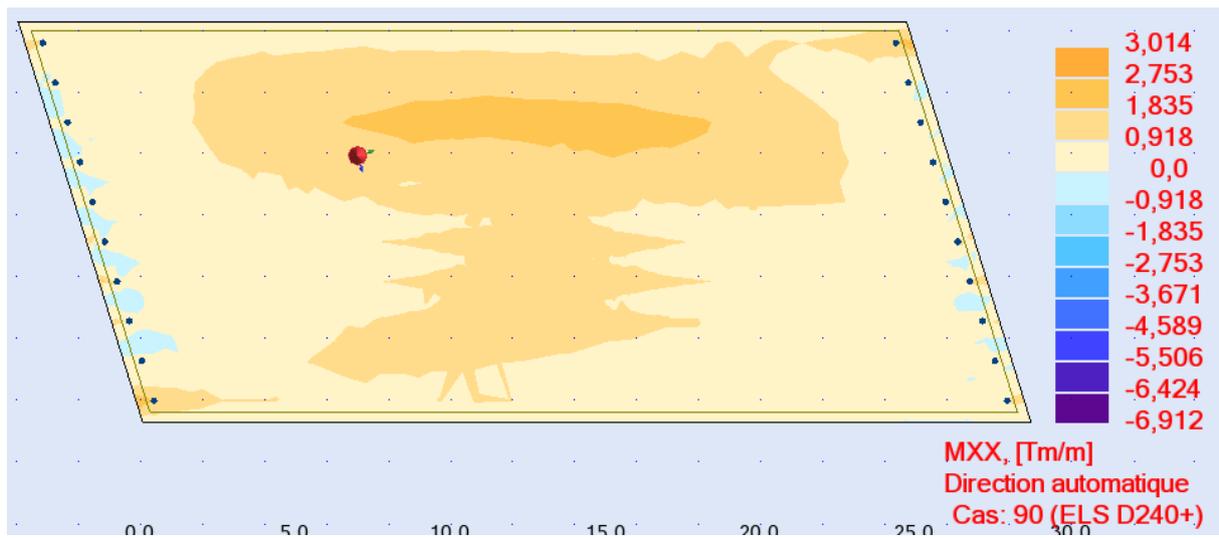


Le résumée dans le tableau suivant :

	Sur appuis M (T.m)	En travées M (T.m)
1.35G+1.6 A1	0.44	5.56
1.35G+1.6 Bc	1.66	7.33
1.35G+1.35 Mc120	1.49	5.75
1.35G+ 1.35D240	2.13	8.29

Les valeurs des moments transversaux à ELS

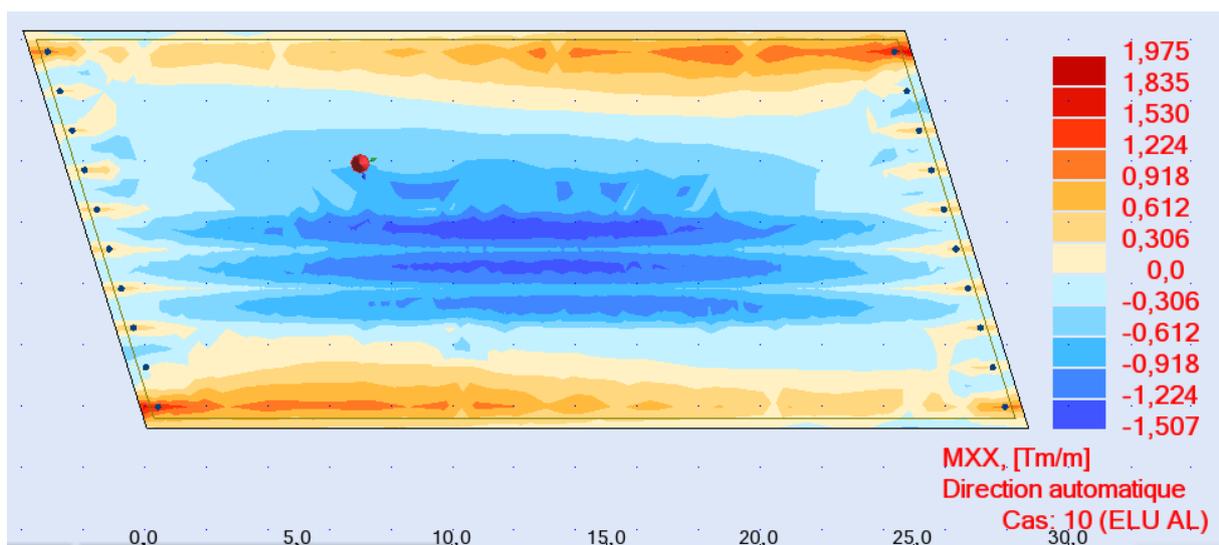


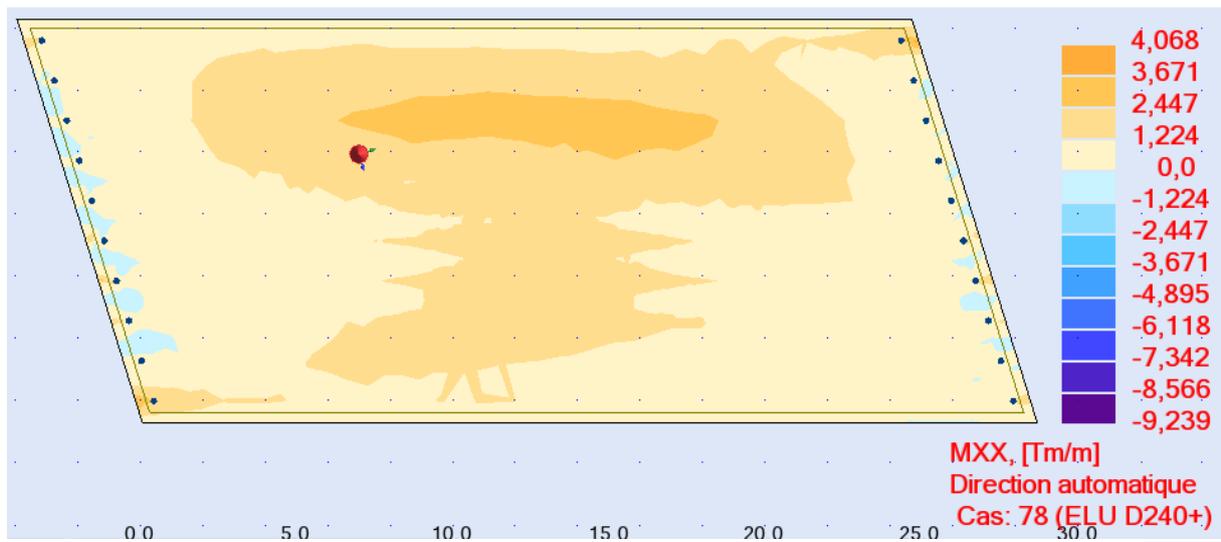
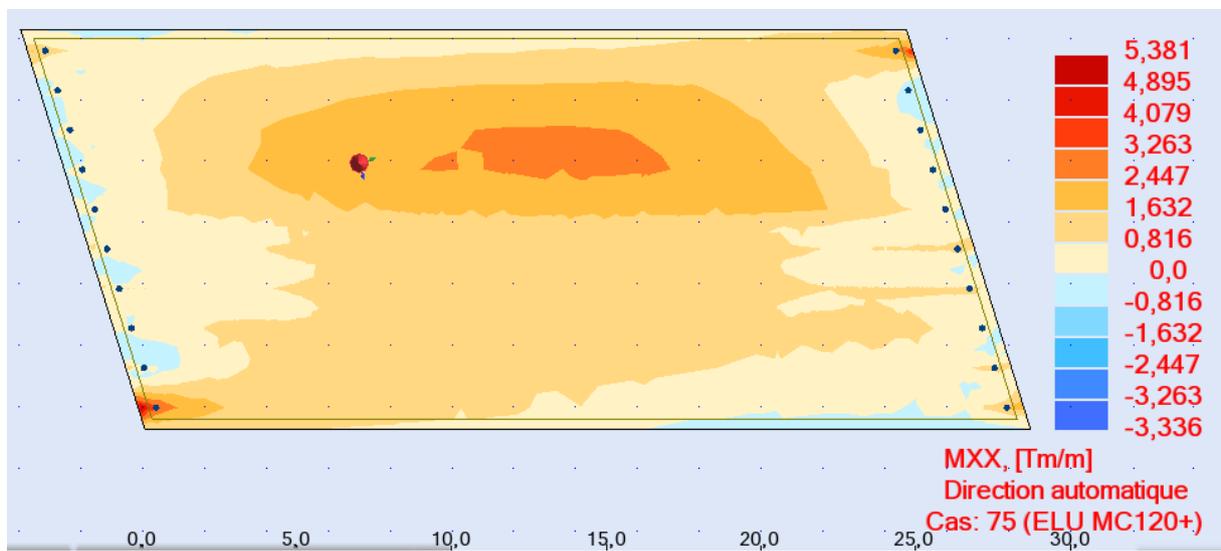
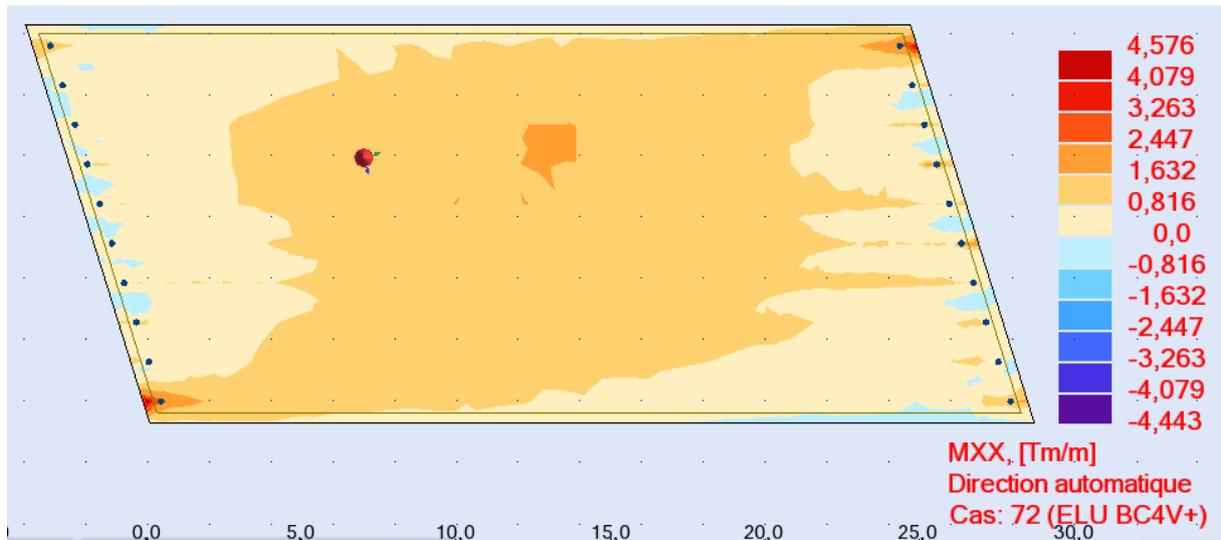


Le résumée dans le tableau suivant :

	Sur appuis M (T.m)	En travées M (T.m)
G+1.2 Al	1.45	1.14
G+1.2 Bc	3.36	3.36
G+ Mc120	4.02	2.47
G+ D240	3.01	6.91

Les valeurs des moments transversaux à ELU





Le résumées dans le tableau suivant :

	Sur appuis M (T.m)	En travées M (T.m)
1.35G+1.6 Al	1.97	1.50
1.35G+1.6 Bc	4.57	4.44
1.35G+1.35 Mc120	5.38	3.33
1.35G+ 1.35D240	4.06	9.23

IX.1.5.Ferraillage:

Ferraillage Nappe supérieure:

-Armatures transversale supérieur :

Calcul de Section en Flexion Simple

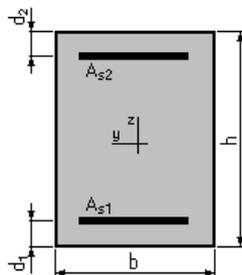
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (T*m)	M_{\min} (T*m)
-Etat Limite Ultime (fondamental)	5,38	0,00
-Etat Limite de Service	4,02	0,00

Etat Limite Ultime (Accidentel) 0,00 0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

- Section théorique $A_{s1} = 8,8$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)
- Section minimum $A_{s \text{ min}} = 2,8$ (cm²)
- théorique $\rho = 0,44$ (%)
- minimum $\rho_{\text{min}} = 0,14$ (%)

Analyse par Cas:

- Cas ELU** $M_{\text{max}} = 5,38$ (T*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (T*m)
- Coefficient de sécurité: 1,37 Pivot: A Position de l'axe neutre: $y = 2,8$ (cm)
 - Bras de levier: $Z = 18,9$ (cm)
 - Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,63$ (‰)
 - Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 - Contrainte de l'acier:
 - tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

- Cas ELS** $M_{\text{max}} = 4,02$ (T*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (T*m)
- Coefficient de sécurité: 1,00
 - Position de l'axe neutre: $y = 6,1$ (cm)
 - Bras de levier: $Z = 18,0$ (cm)
 - Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,2$ (MPa)
 - Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
 - Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 - Contrainte limite de l'acier:
 - $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

-Armatures longitudinale supérieur :

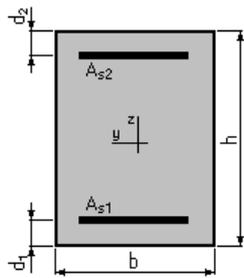
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mode. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (T*m)	M_{\min} (T*m)
-Etat Limite Ultime (fondamental)	2,13	0,00
-Etat Limite de Service	1,58	0,00
-Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 3,3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

-Section minimum $A_{s \text{ min}} = 2,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

-théorique $\rho = 0,17 \text{ (\%)}$

-minimum $\rho_{\min} = 0,14 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 2,13$ (T*m) $M_{\min} = 0,00$ (T*m)

-Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A

-Position de l'axe neutre: $y = 1,1$ (cm)

-Bras de levier: $Z = 19,6$ (cm)

-Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,56$ (‰)

-Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

-Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 1,58$ (T*m) $M_{\min} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 4,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 12,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Ferrailage Nappe inférieure :

-Armatures transversale inférieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

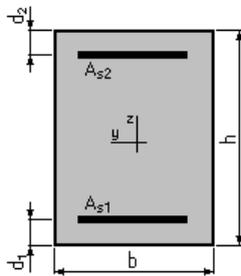
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 25,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (T*m)	M_{\min} (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	9,23	0,00
Etat Limite de Service	6,91	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 15,5$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 2,8$ (cm²)

théorique $\rho = 0,78$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,14$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 9,23$ (T*m) $M_{\min} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,34 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 5,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 18,0$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,30$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 6,91$ (T*m) $M_{\min} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 7,6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 17,5$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,2$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

-Armatures longitudinale inférieure :

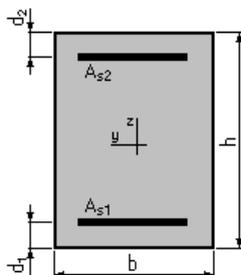
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 25,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (T*m)	M_{min} (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	8,29	0,00
Etat Limite de Service	6,14	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 13,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 2,8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,68$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 8,29$ (T*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,34 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18,2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,80$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\text{max}} = 6,14$ (T*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 7,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

	Nappe supérieure		Nappe inférieure	
	Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal
A_s (cm ² /ml)	8.8	3.3	15.5	13.7
Armatures	8T14/ml	8T12/ml	8T16/ml	8T16/ml

IX.1.6. Conclusion

Donc, Le ferrailage de la dalle pour 1m linéaire est comme suit :

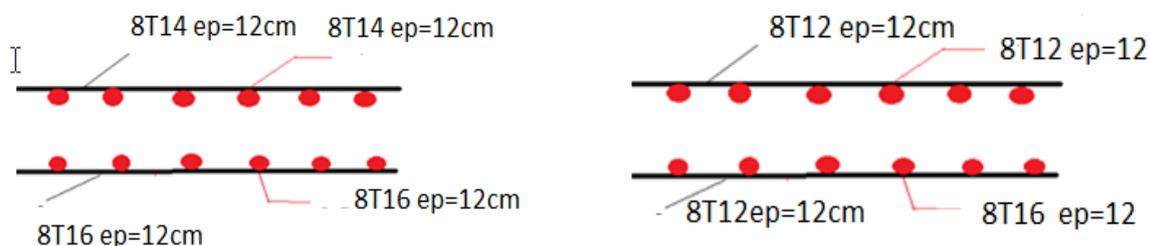


Figure IX.1. Le ferrailage de la dalle (transversale) ; **Figure IX.2.** Le ferrailage de la dalle (Longitudinale)

IX.2. Calcul de l'entretoise au soulèvement :

IX.2.1. Introduction :

Pour le bon fonctionnement du pont, les travaux d'entretien interviennent au changement des appareils d'appuis qui est indispensable, car leur durée de vie est limitée, pour cela on utilise des vérins placés entre le corps d'appui (chevêtre ; culée) et le tablier (au niveau des entretoises) pour soulever ce dernier.

Donc, l'entretoise doit être vérifiée dans le cas de charge correspondant au soulèvement qui est le cas le plus défavorable.

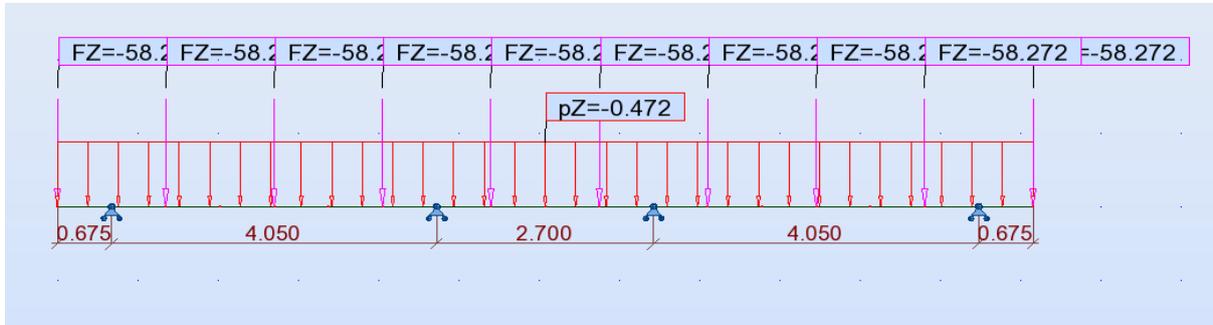
IX.2.2. Schématisation statique de l'entretoise d'about :

Le remplacement des appareils d'appui se fera à vide, les vérins doivent soulever la charge permanente du tablier transmise à l'entretoise par le biais des poutres.

Le choix du nombre de vérins à utiliser est en fonction de la charge à soulever en premier lieu, mais pour diminuer le moment sollicitant l'entretoise; il est préférable d'avoir un nombre de points de soulèvement, aussi important que possible.

Les vérins seront placés sous le tablier systématiquement.

On adopte le schéma statique donnée par la **Figure**:



IX.2.3.Calcul des sollicitations :

Poids de la superstructure = $408.231 / 10 = 40.231$ t

Poids de l'entretoise = 0.3500t/ml

$$\text{ELU } p_u = 1.35 \times (40.231 + 0.3500)$$

$$\text{ELS } P_{ser} = (43.1642 + 0.3500)$$

On obtient les résultats suivant par le logiciel ROBOT (2014) :

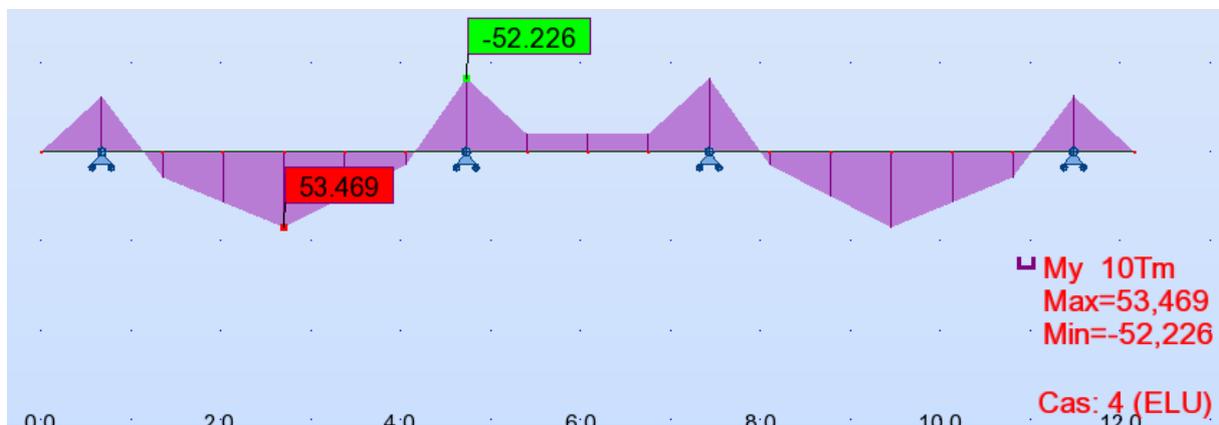
Sur appui MELU= -52.226t.m

sur travée MELU = 53.469 t.m

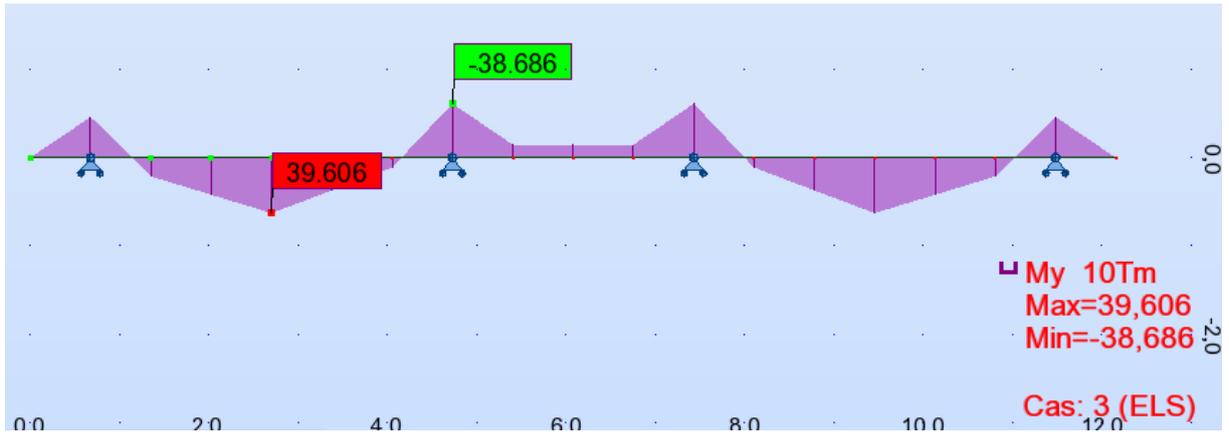
Sur appui MELS= -38.686t.m

sur travée MELS = 39.606t.m

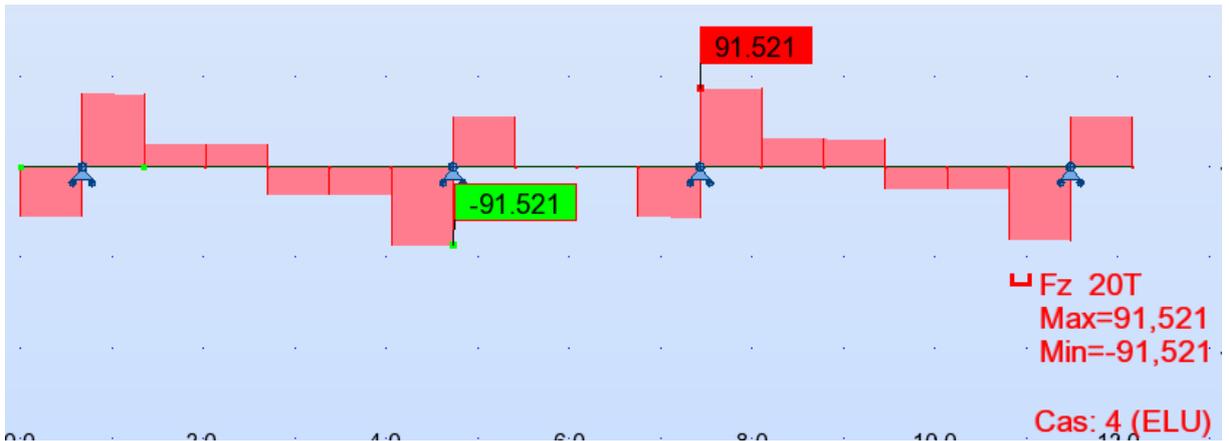
Moment fléchissant à l'ELU



Moment fléchissant à l'ELS



L'effort tranchant à l'ELU



IX.2.4.ferraillage de l'entretoise :

Calcul de Section en Flexion Simple

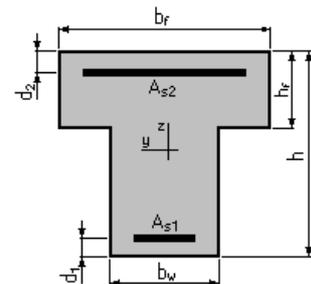
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

- $b_f = 100,0$ (cm)
- $b_w = 20,0$ (cm)
- $h = 153,0$ (cm)
- $h_f = 25,0$ (cm)
- $d_1 = 5,0$ (cm)
- $d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (T*m)	M_{min} (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	53,47	-52,22
Etat Limite de Service	39,61	-38,68
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 11,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 11,2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,9$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,75$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,13$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 53,47$ (T*m) $M_{\text{min}} = -52,22$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,33 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 146,5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,97$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 119,6$ (MPa)

Cas ELS $M_{\text{max}} = 39,61$ (T*m) $M_{\text{min}} = -38,68$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 19,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 141,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 246,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 70,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

-Ferrailage transversal de l'entretoise :

Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{0.9152}{0.2 \cdot 1.377} = 3.323 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.15$$

Donc : $\bar{\tau}_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ les armatures droites sont suffisantes.

Pour l'espacement, on s'assure qu'ont doit pas dépassé les 40 cm d'après B.A.E.L

$$\frac{A_t}{s_t \cdot b_0} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \cdot k f_{t28}}{0.9 \cdot f_e}$$

On prend $e_p = 15 \text{ cm}$

$$\text{D'où : } A_t = 2.21 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimum :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{s_t \cdot b_0} = 0.4 \Rightarrow A_t = 0.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_t = 2.21 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de T12 $e = 15 \text{ cm}$

-Ferrailage transversal de l'entretoise :

Sur appuis : ferrailage supérieur Ils sont résistés par l'armature transversale de la dalle

En Travée : ferrailage inférieur

$$A_{s1} = 11.0 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{soit } 4T20 \quad \text{avec } e_p = 15 \text{ cm}$$

- Ferrailage longitudinale de l'entretoise :

Le calcul se fait en flexion simple :

$$\text{En appuis } \begin{cases} ELU: M_u = 0.5346 \text{ MN.m} \\ ELS: M_{ser} = 0.396 \text{ MN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée } \begin{cases} ELU: M_u = 0.522 \text{ MN.m} \\ ELS: M_{ser} = 0.386 \text{ MN.m} \end{cases}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_{t28} = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$FeE500 \quad ; \quad \sigma_{bc} = 21 \text{ Mpa}$$

$d = 1,125 \text{ m}$; $\sigma_s = 434,78 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 228,63 \text{ Mpa}$; $f_{bu} = 19,83 \text{ Mpa}$

Le ferrailage longitudinal adopté sera comme suit :

$M_u(\text{MN.m/ml})$	0,5346	0,396	$M_{ser}(\text{MNm/ml})$	0,522	0,0386
$A_u(\text{cm}^2/\text{ml})$	10,25	6.23	$A_{ser}(\text{cm}^2/\text{ml})$	17.04	11.56
$A_{cnf}(\text{cm}^2/\text{ml})$	4,192	13,973	$A_{cnf}(\text{cm}^2/\text{ml})$	4,192	13,973

Le ferrailage longitudinal adopté sera comme suit :

$$A_{max}^{sup} = 17.04 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}20 (\text{cm}^2/\text{ml}) \text{ donc } A_s = 18.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{max}^{inf} = 13,97 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7\text{HA}16 (\text{cm}^2/\text{ml}) \text{ donc } A_s = 14.07 \text{ cm}^2$$

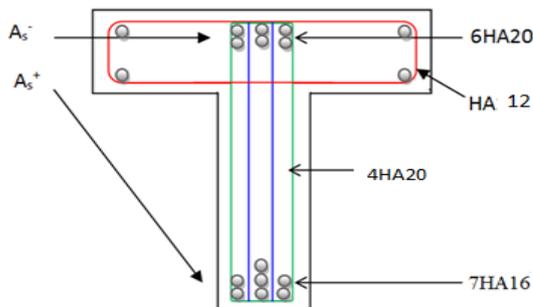


Figure IX.3. Ferrailage de l'entretoise d'about

IX.3. Conclusion :

Dans cette partie, le dimensionnement de l'entretoise et la dalle calculer pour la maintenance de ce chapitre prochaine.

Chapitre X :
Calcul Des Déformations

X.1. Introduction :

La mise en précontrainte ainsi que la présence des charges permanentes et des surcharges d'exploitations engendrent des déformations dans la poutre sous forme de flèches, de rotations d'appui et de déplacements.

D'autres effets tels que le fluage, le retrait et la température provoquent des déformations horizontales.

Ces déformations seront calculées à partir des formules usuelles de la RDM.

X.2. Calcul des flèches :

X.2.1. Calcul de la flèche due au poids propre :

La flèche due au poids propre est donnée la formule :

$$F_g(x) = \frac{gL^4}{24.E_v I_{eq}} \left[\frac{x}{L} - 2\left(\frac{x}{L}\right)^3 + \left(\frac{x}{L}\right)^4 \right]$$

$$\text{En } x=L/2 \quad F_g\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{5.gL^4}{384.E_v I_{eq}}$$

$$g = \frac{29.1593 \times 10^{-2}}{10} = 2,91593 \times 10^{-2} \text{ MN/ml}$$

L : La portée 28.40 m.

E_v : Module de déformation longitudinal à long terme.

$$E_v = \frac{E_{inst}}{3} = \frac{11000}{3} \quad 3\sqrt{f_{c28}} = 11993.9098$$

$$E_{inst} = 11000 \times 3\sqrt{f_{c28}} = 35981.72941 \text{ MPa}$$

I_{eq} : Moment d'inertie de la section équivalente « poutre + hourdis ».

	About	Intermédiaire	Médiane
	Poutre + dalle		
$^4 \text{ m IG}$	0.286	0.231	0.312

$$I_1=0.286 \quad ; I_2=0.231 \quad ; I_3=0.312$$

$$L_1 = 0,70 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,30 \text{ m}$$

$$L_3 = 15,50 \text{ m}$$

$$L_{eq}=0.27633$$

$$D'où : F_g = \frac{5 \times 2.91593 \times 28.4^4}{384 \times 11993.9098 \times 0.27633} = 7.4524 \text{ cm}$$

X2.2. Calcul de la flèche due à la précontrainte :

Cette flèche est donnée par l'expression de « VERECHAGUINE ».

$$F_p = \frac{2}{E_v \cdot I_{eq}} \int_0^{L/2} M_p(x) \cdot \bar{M} \, dx$$

Avec :

$M_p(x)$: Moment dû à la précontrainte.

$$M_p(x) = \sum N_i e_{pi} \quad , \quad N_i = \sum P_i \cos \alpha_i \quad , \quad P_i = (\sigma_{po} - \Delta \sigma_T) A_p$$

\bar{M} : Moment sous une charge unitaire appliquée au milieu de la travée.

e_{pi} : L'excentricité des câbles.

		0	L/8		L/4	3L/8	L/2
			-ε	+ε			
N(MN)	N1	6.232	6,130	3.130	6.182	6.153	6.105
epi (m)	ep1	-0.524	-0,752	-0,752	-0.853	-0.923	-0.983
Mp (MN.m)		-3.2655	-4.6097	-2.3537	-5.2732	-5.6792	-6.001

Tableau X.1 . Valeurs des moments dus à la précontrainte

Le diagramme des moments $M_p(x)$ et \bar{M} est représenté dans la figure (X-1) :

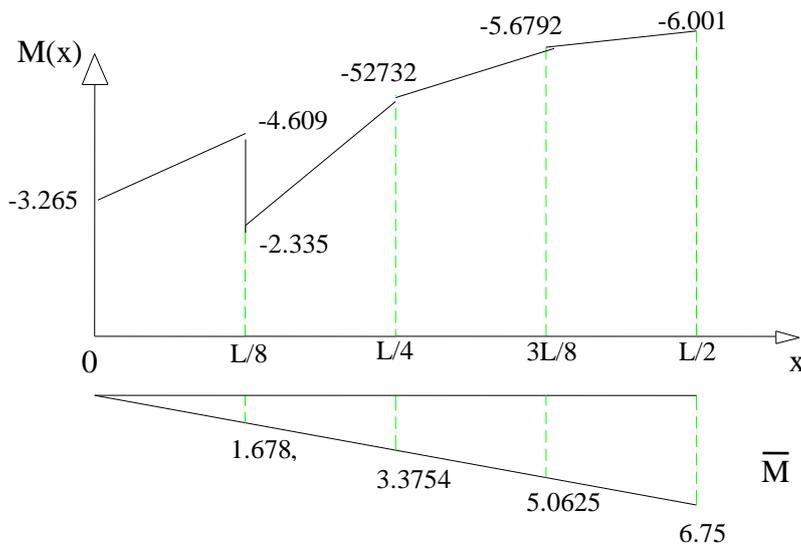


Figure X.1. Diagramme des moments dus à la précontrainte M_p , M

$$\int_0^{L/2} M_p(x) \cdot \bar{M} dx = -273.83 \text{ MN.m}$$

$$F_p = \frac{2}{11993.9098 \times 0.27633} \times (-273.83)$$

$$F_p = -16.5242 \text{ cm}$$

X2.3. Flèche de construction :

C'est une flèche donnée au coffrage de la poutre en phase de construction, elle est calculée par la formule suivante :

$$F_c = \frac{3}{4} (|F_p| - F_g)$$

$$F_c = 6.803 \text{ cm}$$

X2.4. Flèche due à la surcharge exceptionnelle D_{240} :

le cas le plus défavorable est donnée par le convoi D_{240} à $x=L/2$, Cette flèche est donnée par la formule suivante :

$$F_D = \frac{1}{E_{inst} I_{eq}} \cdot \frac{K_\alpha}{n} \cdot 2 \int_0^{L/2} M_p \bar{M} dx$$

Avec :

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée.

n : Nombre de poutre $n = 10$.

$$K_\alpha = 1,8598$$

Le diagramme des moments $M_p(x)$ et \bar{M} est représenté dans la figure (X-2) :

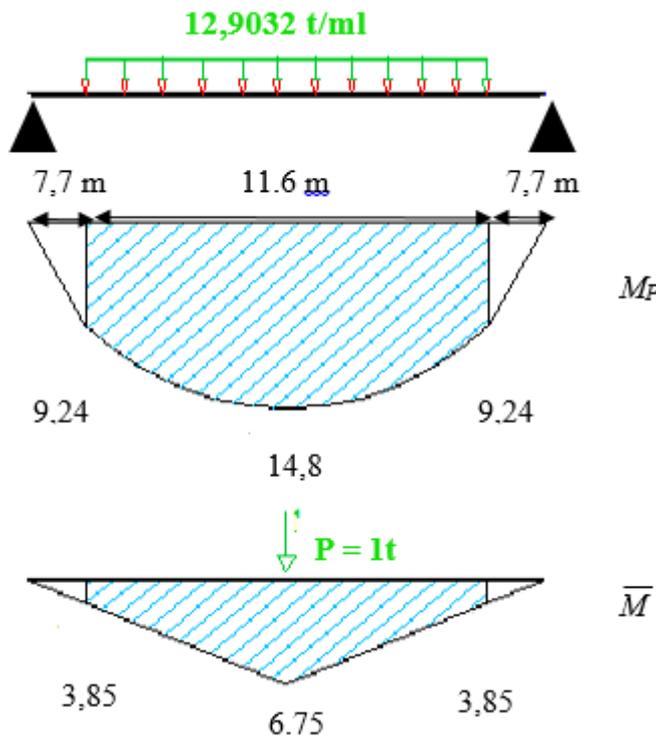


Figure X.2 . Diagramme des moments dus à la surcharge exceptionnelle

➤ **Calcul de $M(x)$:**

$$M(x) = \begin{cases} 1,2 x & 0 < x < 7,7(m) \\ 1,2 x - \frac{0,12903}{2} (x - 7,7)^2 & 7,7 < x < 17(m) \end{cases}$$

$$\int_0^{L/2} M_p \bar{M} dx = 482.23$$

$$F_{D240} = \frac{1}{35981.729 \times 0.27633} \times \frac{1,8598}{10} \times 2 \int_0^{L/2} M_{MD240} \cdot \bar{M} dx$$

$$F_{D240} = 1.803$$

Chapitre X : Calcul des déformations

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau (X.2) :

	Fg(cm)	Fp(cm)	F _{D240} (cm)	F _C (cm)	F total (cm)
A vide	7.4524 cm	-16.524cm	0,00	6.803cm	-2.2686 cm
En charge	7.4524 cm	-16.524cm	1,803cm	6.803cm	-0.4656 cm

Tableau X.2 . Récapitulatif des flèches totales à vide et en charge

X.3. Calcul des rotations :

X.3.1. Rotation due aux charges permanentes :

$$\theta_G = \frac{g \cdot l^3}{24 \cdot E_v \cdot I_{eq}}$$

$$\theta_G = 7,21 \cdot 10^{-3} \text{rd}$$

X.3.2. Rotation due à la précontrainte :

$$\theta_p = \frac{1}{E_v \cdot I_{eq}} \cdot \int_0^L M_p(x) \cdot \bar{M} dx$$

Avec : \bar{M} =Moment unitaire appliqué sur l'appui gauche.

$M(x)$: Moment dû à la précontrainte.

Le diagramme des moments est représenté par la figure (IX-3) :

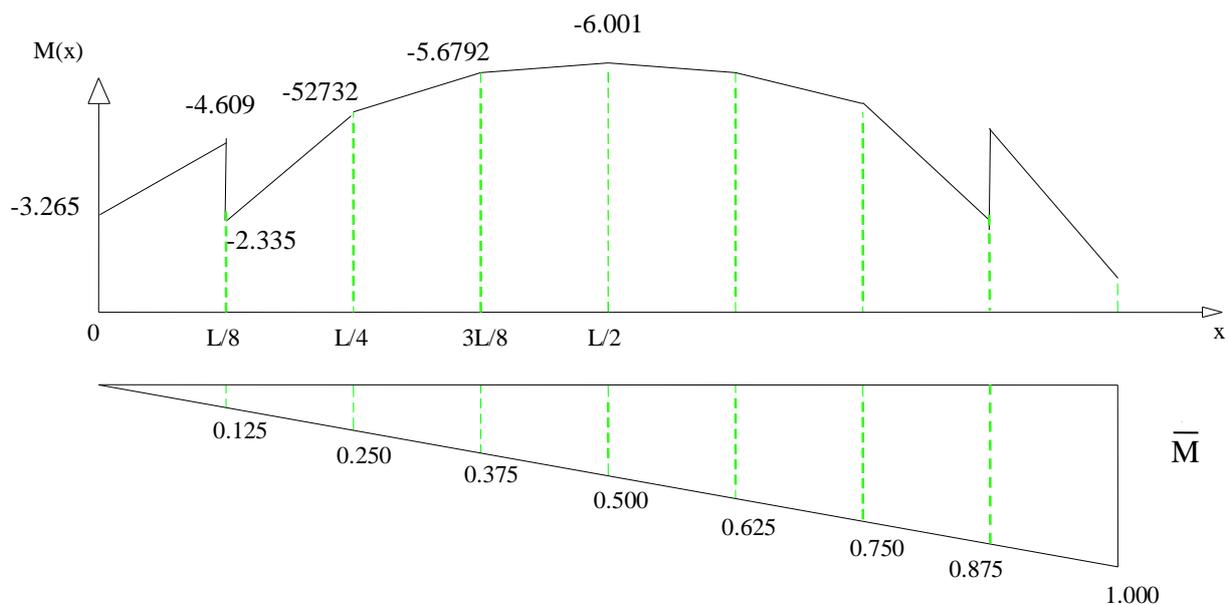


Figure X.3 .Diagramme des moments dus à la précontrainte

$$\theta_p = \frac{1}{11993.9098 \times 0.27633} \times (-60,583)$$

$$\theta_p = -18.27 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

X.3.3 Rotation due à la surcharge D240 :

$$\theta_{D240} = \frac{1}{E_i \cdot I_{eq}} \cdot \frac{k_\alpha}{n} \cdot \int_0^l M(x) \cdot \bar{M} dx$$

$$M(x) = \begin{cases} 1,2 x & 0 < x < 7,7(m) \\ 1,2 x - \frac{0,12903}{2} (x - 7,7)^2 & 7,7 < x < 17 (m) \\ -1,2 x & 17 < x < 34 (m) \end{cases}$$

$$\theta_{D240} = \frac{1}{35981.729 \times 0.27633} \times \frac{1,8598}{10} \times 93.42$$

$$\theta_{D240} = 1,747 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

Les résultats des rotations d'appuis sont résumés dans le tableau (X-3) :

	θ_G (rd)	θ_p (rd)	θ_{D240} (rd)	θ total
A vide	$7,21 \cdot 10^{-3}$ rd	-18.27×10^{-3} rd	0.00	-11.06×10^{-3} rd
En charge	$7,21 \cdot 10^{-3}$ rd	-18.27×10^{-3} rd	$1,74 \times 10^{-3}$ rd	-9.32×10^{-3} rd

Tableau X.3 . Récapitulatif des rotations totales à vide et en charge

X .4. Calcul des déplacements horizontaux :

X .4.1. Déplacement dû à la rotation d'appui :

$$\Delta h_{rot} = \theta_{rot} \cdot \frac{h_t}{2}$$

Avec : Rotation d'appuis max en charge = $\theta_g + \theta_p + \theta_D$

$h_t = 1.75$ m (Poutre + dalle)

$$\Delta h_{rot} = -9.32 \times \frac{1.75}{2}$$

$$\Delta h_{rot} = 8.155 \times 10^{-3} \text{ m}$$

X. 4.2. Déplacement dû au retrait :

$$\Delta h_{ret} = \varepsilon_r \cdot \frac{L}{2}$$

Avec : $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$ (Nord de l'Algérie)

$$\Delta h_{ret} = 3 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta h_{ret} = 4.26 \times 10^{-3} \text{ m}$$

X. 4.3. Déplacement dû au fluage :

$$\Delta h_{flu} = \frac{L}{2} \cdot \frac{\Delta \sigma_{flu}}{E_p}$$

Avec : $E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$

$$\Delta h_{flu} = \frac{28.4}{2} \times \frac{51.11}{190000}$$

$$\Delta h_{flu} = 3.819 \times 10^{-3} \text{ m}$$

X. 5.1. Déplacement dû à la variation de la température :

$$\Delta h_{T^{\circ}} = \varepsilon_T \cdot \frac{L}{2} \quad \text{Avec : } \varepsilon_T = \begin{cases} 3 \cdot 10^{-4} & \text{actions de courte durée} \\ 2 \cdot 10^{-4} & \text{actions de longue durée} \end{cases}$$

$$\Delta h_{T^{\circ}}^0 = 4.26 \times 10^{-3} \text{ actions de courte durée}$$

$$\Delta h_{T^{\circ}}^0 = 3.82 \times 10^{-3} \text{ actions de longue durée}$$

X. 5.2. Bilan des déplacements :

$$\Delta h_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta h_{ret} + \Delta h_{flu}) + \Delta h_{T^{\circ}} + \Delta h_{rot}$$

$$\Delta h_{\max} = 17.801 \times 10^{-3} \text{ actions de courte durée}$$

$$\Delta h_{\max} = 17.507 \times 10^{-3} \text{ actions de longue durée}$$

On prendre le max = 17.801 x 10⁻³

X.6. Conclusion /

La déformation verticale totale acceptable selon le règlement, La déformation horizontale totale qui sera utilisée pour le dimensionnement du joint de chaussée.

Chapitre XI :
Étude Des Appareils D'appuis

XI.1. Introduction :

L'appareil d'appui en élastomère fretté est adopté permettant de supporter le déplacement des poutres en temps normal, et le déplacement horizontal lors de l'application des efforts horizontaux sous le séisme, grâce à la flexibilité du matériau élastomère. Les appareils peuvent réduire les efforts sismiques en augmentant la vibration à la fréquence propre du tablier, mais aussi résister aux charges sismiques au niveau de toutes les piles. Et les dispositifs contre la chute ne sont pas mis en œuvre car il est considéré que la capacité de l'appareil en élastomère supporte suffisamment les efforts horizontaux.

XI.2. Dimensionnement des appareils d'appui :

XI.2.1. Surface de l'appareil d'appui :

Soient **a** et **b** les dimensions en plan de l'appareil d'appui, il doit vérifier l'intégralité suivante :

$$2 \text{ MPa} \leq \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a.b} \leq 15 \text{ MPa}$$

Avec :

- σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{\max} .
- N_{\max} : Réaction d'appui.
- 2 MPa : Condition de non cheminement.
- 15 MPa : Condition de non écrasement.

$$\text{Tel que : } N_{\max} = V_G + V_{M_c120} = 0,7037 + 0,5404 = 1,2441 \text{ MN}$$

$$\text{D'où : } 0,0829 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0,6221 \text{ m}^2$$

XI.2.2. Détermination de la hauteur :

Il faut vérifier que :

$$\tau_h = G T g \gamma \leq 0,5 G$$

$$t g \gamma = \frac{U}{T} \Rightarrow \tau_h = \frac{G U}{T} = G t g \gamma \leq 0,5 G$$

$$\Rightarrow T \geq \frac{U}{0,5}$$

Avec :

- T : Epaisseur totale des feuilles d'élastomères.
- $G=0,8$ (Module d'élasticité transversale).
- τ_h : Contrainte de cisaillement dû à l'effort horizontal

$$U=\Delta_{h\max}=17.801 \times 10^{-3} \text{ actions de courte durée}$$

$$T \geq 10.82 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } T = 48 \text{ mm}$$

XI.2.3. Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

On a la condition de non-flambement est donnée par :

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

$$300 \leq a \leq 600$$

On prend : $a=400$

$$b=500$$

XI.2.4. Hauteur totale de l'appareil d'appui :

$$T_b = 4(t_i + t_s) = 4 \times (12+3) = 60 \text{ mm}$$

$t_i = 12 \text{ mm}$: Feuillet d'élastomère.

$t_s = 3 \text{ mm}$: Feuillet métallique.

Finalement : On opte pour un appareil de type : **CIPEC 400x500, 4x (12+3)**

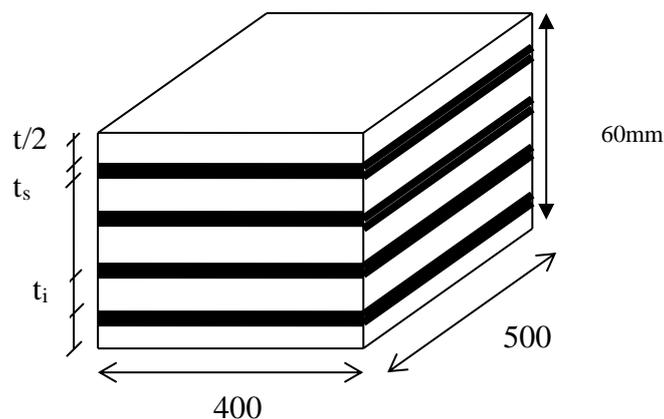


Figure XI.1. Appareil d'appui

X.3. Répartition des efforts horizontaux :

Les efforts horizontaux sont répartis sur les éléments (piles, culée) en fonction de leur rigidité.

X.3.1. Calculs des rigidités :

La rigidité d'un appui est donnée par l'expression suivante :

$$R_i = \frac{1}{\sum U_i}$$

Avec :

$$\sum U_i = U_1 + U_2 + U_3$$

- U_i : Déplacement d'un élément d'appui sous l'action d'un effort unitaire.

- $U_1 = \frac{T}{G \cdot a \cdot b \cdot n}$ Déplacement de l'appareil d'appui.

- $U_2 = \frac{h^3}{m \cdot 3 \cdot E I}$ Déplacement de l'appui.

- $U_3 = \frac{2h^2 \cdot L}{d^2 E S K}$ Déplacement de la fondation.

Avec :

- n : Nombre d'appareil d'appui ($n = 10$ culée ; 20 pile).

- m : Nombres de fût par appui = $\begin{cases} 0 & \text{culée} \\ 0 & \text{piles} \end{cases}$

h_{pile1} : Hauteur du (fût + chevêtre + dé d'appui) = **12.5 m**

h_{pile2} : Hauteur du (fût + chevêtre + dé d'appui) = **12.5 m**

$h_{\text{culée g}}$: hauteur du (mur de front + dé d'appui) = **11.7 m**

$h_{\text{culée d}}$: hauteur du (mur de front + dé d'appui) = **11.7 m**

T : Hauteur nette de l'élastomère (**$T = 48$ mm**).

$$G = \begin{cases} 0,8 \text{ MPa} & \text{rigidité statique} \\ 1,6 \text{ Mpa} & \text{rigidité dynamique} \end{cases}$$

$$E = \begin{cases} 11000 \cdot \sqrt[3]{27} / 3 = \mathbf{11000 \text{ MPa}} & \text{statique} \\ 3 E_{\text{stat}} = \mathbf{33000 \text{ MPa}} & \text{dynamique} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le Tableau **XI.1** :

		Culée g	Pile 1	Pile 2	Culée d
Efforts Statiques	$U_1(m)$	0.030	0.0150	0.0150	0.030
	$U_2(m)$	/	/	/	/
	$U_3(m)$	/	/	/	/
	ΣU_i	0.030	0.0150	0.0150	0.0150
	$R_i(m^{-1})$	33.33	66.66	66.66	33.33
Efforts Dynamiques	$U_1(m)$	0.015	0.0075	0.0075	0.015
	$U_2(m)$	/	/	/	/
	$U_3(m)$	/	/	/	/
	ΣU_i	0.015	0.0075	0.0075	0.015
	$R_i(m^{-1})$	66.66	133.33	133.33	66.66

Tableau XI.1 . Récapitulatif des déplacements et des rigidités des appuis

XI.3.2. Évaluation des efforts horizontaux :

XI.3.2.1. Effort statique :

L'effort qui est repris par chaque appui est donné par la formule suivante :

$$H_s = \varepsilon_i \cdot R_i \cdot x_i$$

- **Effort dû à la température :**

L'effort repris par chaque appui est :

$$H_T = \varepsilon_T \cdot X_i \cdot R_i$$

Avec :

- ✓ X_i : Distance de l'appui « i » au centre de gravité.

$$\varepsilon_T = \begin{cases} 3 \cdot 10^{-4} & \text{courte durée} \\ 2 \cdot 10^{-4} & \text{longue durée} \end{cases}$$

- **Effort dû au retrait :**

- $H_{ret} = \varepsilon_{ret} \times X_i \times R_i$

Chapitre XI : Étude des appareils d'appuis

Cet effort est donné par : Avec : $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$ (Nord Algérien).

- *Effort dû au fluage :*

$$H_{flu} = \varepsilon_{flu} \times X_i \times R_i$$

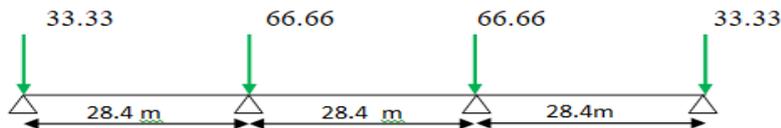
$$\text{Avec : } \varepsilon_{flu} = \frac{2 \cdot \Delta h_{flu}}{L}$$

$$\Delta h_{flu} = 3.819 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2 \times 3.819 \times 10^{-3}}{28.4}$$

$$\varepsilon_{flu} = 2.68 \times 10^{-4}$$

- *détermination du centre de rigidité*



$$X_{CR} = \frac{\sum R_i \cdot x_i}{\sum R_i} = 42.6 \text{ m}$$

Les résultats des efforts statiques sont représentés dans le **Tableau XI.2** :

		Culée g	Pile 1	Pile 2	Culée d
X_i (m)		-42.6	-17	17	42.6
R_i		33.33	66.66	66.66	33.33
H_T (MN)	Courte durée	-0,426	-0,340	0,340	0,426
	Longue durée	-0.284	-0,226	0,226	0,284
H_{flu} (MN)		-0,380	-0,304	0,304	0,308
H_{ret} (MN)		-0,426	-0,340	0,340	0,426

Tableau XI.2. Récapitulatif des efforts statiques

XI.3.2.2. Effort dynamique :

L'effort dynamique en tête de chaque appareil d'appui est donné par l'expression suivante :

$$H_{\text{dyn}} = H_i \frac{R_i}{\sum R_i}$$

Avec :

✓ H_i : Effort horizontal développé sur le tablier.

• **Effort dû au vent :**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe de la chaussée, il développe une pression

$$P_v = 2 \times 10^{-3} \text{ MN/m}^2 \text{ sur toute la surface d'impact}$$

$$H_v = P_v L_T \times h_T = P_v \times s$$

Avec :

✓ $L_T=85.2\text{m}$ (longueur du tablier)

✓ $h_T=1.5+0.25+0.08=1.83\text{m}$ (Hauteur du tablier)

D'où : $H_v=0.312\text{MN}$

• **Effort dû au séisme :**

L'effort du séisme est donné par la formule suivante :

$$H_s = \varepsilon_s \times G$$

Avec : $\varepsilon_s = 0,20 \text{ m/s}^2$ (L'accélération sismique horizontale).

✓ $G = \text{Poids du tablier.}$

✓ $G = 2449.389 \text{ t}$

D'où : $H_s=4.898\text{MN}$

• **Effort de freinage :**

Cet effort ne peut être engendré que par le convoi Bc ou la surcharge A(l).

- **Freinage dû à Bc :**

On suppose qu'un seul camion freine sur le pont et que l'effort dégagé par le freinage est égal à son poids propre. $H_{Bc} = 0,3 \text{ MN}$

- **Freinage dû à A(l) :**

Cet effort est donné par la formule suivante :

$$H_A = \frac{A(l)S}{20 + 0,0035 \cdot S}$$

Avec :

- ✓ S : Surface chargée.
 - ✓ $S = n \cdot L_v \cdot L_p = 4 \times 2,9 \times 85,2 = 988,32 \text{ m}^2$
 - ✓ L_T : La longueur totale du pont.
- $A(L)_{\text{final}} = 1,352 \text{ [t/ m}^2\text{]}$

D'où : $H_A = 0,569 \text{ MN}$

Les résultats des efforts dynamiques sont représentés dans le **Tableau XI.3** :

	Culée g	Pile 1	Pile 2	Culée d
R_i (MN)	66.66	133.33	133.33	66.66
$R_i / \sum R_i$	0.167	0.334	0.334	0.167
H_v (MN)	0.052	0.104	0.104	0.0518
H_s (MN)	0.818	1.636	1.636	0.818
H_{Bc} (MN)	0.05	0,099	0.099	0.05
H_A (MN)	0.094	0,189	0.189	0.094

Tableau XI.3. Récapitulatif des efforts dynamiques

XI.4. Vérification des appareils d'appui :

XI.4.1. Vis-à-vis de la contrainte due à l'effort normal :

-Effort dynamique :

On doit vérifier l'intégrité suivante :

$$\tau_N^{\max} = 1,5 \frac{\sigma^{\max}}{\beta} \leq 3XG_s$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{axb}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1,09}{0,4 \times 0,5} = 5,45 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{axb}{2,4(a+b)} = 9,25$$

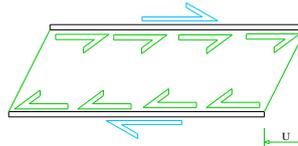
$$\tau_N^{\max} = 0,88 \text{ MPa} \leq 2,4 \text{ MPa}$$

XI.4.2. Vis-à-vis de la contrainte due à l'effort horizontal :

- *Effort statique :*

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2} \leq 0,7G \\ \tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2} \leq 1,3G \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{(effort dû au freinage)} \\ \text{(effort dû au séisme)} \end{array}$$

Avec : $\tau_{H1} = \frac{G U_1}{T}$



FigureXI.2. Déplacement de l'appareil

τ_{H1} : Contrainte de cisaillement due à la déformation limite de l'appareil d'appui.

$U_1 = \Delta_{hmax} = 17.507 \times 10^{-3}$ actions de longuedurée

$$\tau_{H1} = \frac{0.8 \times 17.507}{48} = 0.292 \text{ MPa}$$

-*Effort dynamique :*

$$\tau_{H2} = \frac{0,5 H_2}{a b \times n}$$

$H_2 = \max (H_S, H_V, H_{BC}, H_A) = H_S$

- ✓ n : Nombre d'appareils d'appuis.
- ✓ τ_{H2} : Contrainte de cisaillement due à l'effort dynamique

$$\tau_{H2} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.5 \times 0.818}{0.4 \times 0.5 \times 10} = 0.205 \text{ Culée} \\ \frac{0.5 \times 1.636}{0.4 \times 0.5 \times 20} = 0.204 \text{ pile} \end{array} \right.$$

D'où :

$$\tau_H = \left\{ \begin{array}{ll} 0.292 + 0.205 = 0,497 \leq 1,04 \text{ MPa} & \text{Culée} \\ 0.292 + 0.204 = 0,4896 \leq 1,04 \text{ MPa} & \text{Pile} \end{array} \right. \quad \text{Vérifiée}$$

XI.4.3. Vis-à-vis de la contrainte due à la rotation d'un feuillet par rapport à l'autre :

$$\tau_a = 0,5 G \left(\frac{a}{t} \right)^2 \times \alpha_t$$

Avec : α_t : Angle de rotation exprimé en radian.

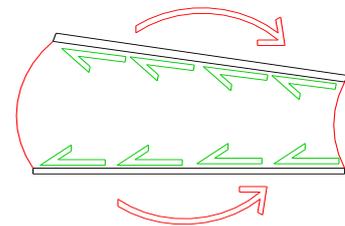
$$\alpha_t = \frac{\alpha_0 + \alpha_T}{n}$$

- ✓ n : Nombre de feuillets=0
- ✓ $\alpha_0 = 3 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$: Rotation due aux imperfections de pose.
- ✓ α_t = Angle de rotation exprimé en radian.

Vérification :

Donc : $\alpha_t = 0$

$$\tau_a = 0 \leq 5 \times G_s = 4 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$



XI.4.4. Condition de non-cheminement :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{\min} = \frac{N_G}{a \cdot b} \geq 2 \text{ MPa}$$

- ✓ N_G : Sous le poids propre, $N_G = 0,5371 \text{ MPa}$

$$\sigma_{\min} = \frac{0,5371}{0,4 \times 0,5} = 2,685 \geq 2 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié}$$

XI.4.5. Condition de non soulèvement :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \left(\frac{t}{a} \right)^2 \times \frac{\sigma_{\max}}{G_s}$$

$$\alpha_t \leq \frac{3}{9,25} \left(\frac{0,012}{0,4} \right)^2 \times \frac{5,45}{0,8} = 1,9885 \times 10^{-3} \leq 6,37 \times 10^{-3} \quad \text{Vérifiée}$$

XI.4.6. Condition de non glissement :

$$H_{\max} \leq f \cdot N_{\min}$$

$$F = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_m}$$

$$f = 0,1 + \frac{0,6}{7,492} = 0,180$$

$$f N_{\min} = 0,096 \text{ MN}$$

Chapitre XI : Étude des appareils d'appuis

$$H_{\max} = \frac{H_{siesme}}{n}$$

- H_{\max} : Effort horizontal maximal par appareil d'appui.

$$H_{\max} \leq f N_{\min} \quad \square \quad \text{min}$$

- Culée : $H_{\max} = 1,029 / 10 = \mathbf{0,1029 \text{ MN}} < 0,724 \text{ MN}$

non-Vérifiée

- Pile : $H_{\max} = 1,519 / 20 = \mathbf{0,1519 \text{ MN}} < 0,724 \text{ MN}$

non-Vérifiée

Remarque (PCZS « SETRA » Art. 4.4.3.4 [24]) :

Dans la pratique cette condition pourra rarement être vérifiée et, le projeteur sera souvent conduit à mettre en œuvre un dispositif particulier pour éviter le glissement (taquets d'arrêt, ancrage de l'appareil d'appui...).

XI.4.7. Vérification des dimensions des frettes :

On aura à vérifier :

$$\left\{ t_s \geq \frac{a \sigma_m}{\beta \sigma_c} \right.$$

$$t_s = 3\text{mm} \geq 1.37\text{mm}$$

Vérifiée

Conclusion :

Il est donc nécessaire de mettre en œuvre des dispositifs anti glissement.

XI.5. Étude du Dé d'appui :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peuvent provoquer des fissures.

Pour cela on dispose un ferrailage assez dense et des armatures de chaînage et d'éclatement.

XI.5.1. Dimensionnement du Dé d'appui :

On a : $a = 40 \text{ cm}$ et $b = 50 \text{ cm}$

$$H' \geq (2 a \times b / P_0) = (2 a \times b) / 2 (a + b) = \mathbf{22.22 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{H' = 25\text{cm,}} \quad \text{Avec } d=10 \text{ cm}$$

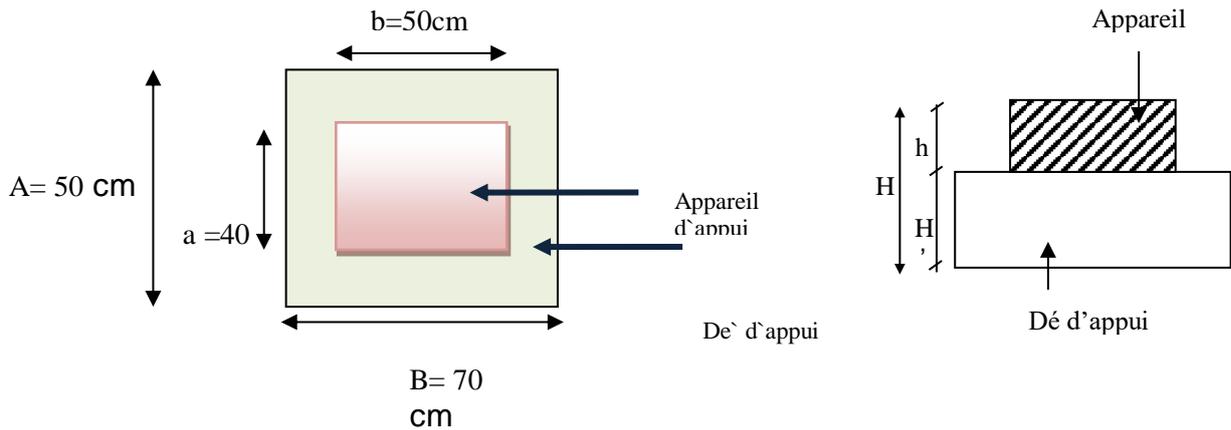


Figure XI.3. Schématisation du Dé d'appui

$$A = a + 2 \cdot 10 = 60 \text{ cm}$$

$$B = b + 2 \cdot 10 = 70$$

$$H = H' + h = 20 + 6 = 26 \text{ cm}$$

XI.5.2. Ferrailage du Dé d'appui:

XI.5.2.1. Armature de chaînage :

Elles doivent reprendre l'effort max du tablier :

$$\text{ELS : } R_{\text{ser max}} = G + M_{d240} = 0.8 + 1.061 = 1.861 \text{ MN}$$

$$\text{ELU : } R_{u \text{ max}} = 1.35(G + M_{c120}) = 1.35(0.8 + 0.7048) = 1.5048 \text{ MN}$$

$$A_c = \max\left(0,25 \cdot \frac{R_{u \text{ max}}}{\sigma_{s10}} = 0,25 \cdot \frac{1.5048}{400/1.15} = 10.81 \times 10^{-4}\right) \text{ et } \left(0,25 \cdot \frac{R_{\text{ser max}}}{\sigma_s} = 0,25 \cdot \frac{1.861}{207.31} = 22.44 \times 10^{-4}\right)$$

$$\text{Donc : } A_{c \text{ max}} = 22.44 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } A_c = 22.44 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad \mathbf{11T16 : A_c = 22.12 \text{ cm}^2}$$

X.3.2.2. Armature de profondeur :

Elles sont disposées pour limiter une éventuelle propagation des fissures.

$$A_h = \max\left(0,125 \cdot \frac{R_{u \text{ max}}}{\sigma_{s10}} = 0,125 \cdot \frac{1.5048}{400/1.15} = 5.4 \times 10^{-4}\right) \text{ et } \left(0,125 \cdot \frac{R_{\text{ser max}}}{\sigma_s} = 0,125 \cdot \frac{1.861}{207.31} = 11.22 \times 10^{-4}\right)$$

$$\text{Donc : } A_h = 11.22 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_h = 11.22 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad \mathbf{10T12 : A_h = 11.31 \text{ cm}^2}$$

XI.5.2.2. Armature de diffusion :

- *Armature de surface :*

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% de R_{max}

Chapitre XI : Étude des appareils d'appuis

$$A_s = \max\left(0,04 \cdot \frac{R_{u \max}}{\sigma_{s10}} = 0,04 \cdot \frac{1,5048}{400/1,15} = 1,73 \times 10^{-4}\right) \text{ et } \left(0,04 \cdot \frac{R_{ser \max}}{\sigma_s} = 0,04 \cdot \frac{1,861}{207,31} = 3,59 \times 10^{-4}\right)$$

Donc : $A_s = 3,59 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

Donc : $A_s = 3,59 \text{ cm}^2$ soit **5T10 : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2$**

- **Armature d'éclatement :**

Ce sont des armatures capables de reprendre 10% R_{\max}

$$A_e = \max \begin{cases} 0,1 \frac{R_u^{\max}}{\sigma_{s10}} = 0,1 \cdot \frac{1,6797}{400/1,15} = 4,829 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \\ 0,1 \cdot \frac{R_s^{\max}}{\sigma_s} = 0,1 \cdot \frac{1,2442}{207,31} = 6,002 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$A_e = \max\left(0,1 \cdot \frac{R_{u \max}}{\sigma_{s10}} = 0,1 \cdot \frac{1,5048}{400/1,15} = 4,32 \times 10^{-4}\right) \text{ et } \left(0,1 \cdot \frac{R_{ser \max}}{\sigma_s} = 0,1 \cdot \frac{1,861}{207,31} = 8,97 \times 10^{-4}\right)$$

Donc : $A_e = 8,97 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

Donc : $A_e = 8,97 \text{ cm}^2$ soit **8T12 : $A_e = 9,05 \text{ cm}^2$**

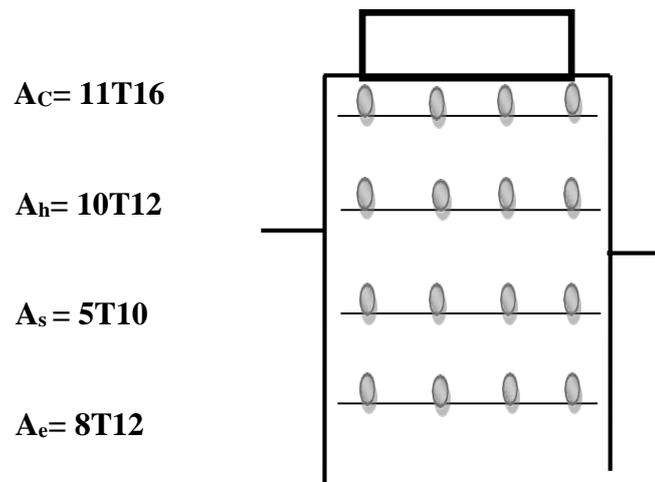


Figure XI.3. Ferrailage du dé d'appui

XI.6. Les joints de chaussée :

Le joint de chaussée est un organe conçu et réalisé pour assurer la continuité de la surface de circulation, il est placé à la coupure entre l'ouvrage et sa voie d'accès, ou entre deux parties indépendantes d'un même ouvrage, tout en permettant le mouvement de l'extrémité dû aux efforts de température, retrait, freinage et séisme.

X.6.1. Calcul du joint :

Le choix du joint de chaussée est fonction du déplacement maximum selon les deux conditions suivantes :

- Le déplacement dû aux variations linéaires (retrait, fluage, température et au freinage) doit être inférieur à W.
- Le déplacement dû aux variations linéaires et au séisme doit être inférieur à 1,3 W.

- Déplacement dû aux variations linéaires :

$$\Delta h_{\max} = 17.801 \times 10^{-3} \text{ actions de courte durée}$$

- Déplacement dû au séisme :

$$\Delta h_s = \frac{T_x H_s}{n_x G_x a_x b} = \frac{48 \times 0.001 \times 1.636}{20 \times 1.6 \times 0.4 \times 0.5} = 12,27 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

- Déplacement dû au freinage :

$$\Delta h_{fr} = \frac{T_x H_{Bc}}{n_x G_x a_x b} = \frac{48 \times 0.001 \times 0.099}{10 \times 1.6 \times 0.4 \times 0.5} = 1,485 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

- Déplacement dû au variation linéaire :

$$\text{On a : } \Delta h_{\max} = 17.801 \times 10^{-3}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \Delta h_{\max} + \Delta h_s \leq 1,3 w \\ \Delta h_{\max} + \Delta h_f \leq w \end{cases}$$

On obtient :

$$12,27 \times 10^{-3} + 17.801 \times 10^{-3} \text{ m} = 29.801 \times 10^{-3} \leq 1.3 w$$

$$12,27 \times 10^{-3} + 1,485 \times 10^{-3} \text{ m} = 13.755 \times 10^{-3} \leq w$$

$$W \geq 22.9 \text{ mm}$$

$$W \geq 12.27 \text{ mm}$$

XI.7. Conclusion :

D'après ces calculs, nous opterons donc pour un joint de type « CIPEC » W25.

Chapitre XII :
Evaluation Des Efforts Sous L'action
Sismique

XII.1. Introduction :

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage. Ce calcul, qui relève du domaine de la dynamique des structures, se révèle délicat du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation.

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent et atteignent la surface du sol.

XII.2. Calcul Parasismique:

Le calcul parasismique est fait selon le schéma de calcul défini dans l'annexe A [Guide d'application du R.P.O.A].

XII.2.1 Critères de classification :

- *Classe de l'ouvrage (RPOA article 2.2) [2] :*

Les ouvrages d'art sont répartis en trois groupes, suivant que leur défaillance présente un risque plus ou moins élevé pour les personnes ou en raison de leur importance socio-économique.

Cette classification est reprise dans le tableau ci-dessous :

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau XII.1. Classification des ponts

Dans notre cas est classé dans le **groupe 2** puisque c'est un pont route.

- *Coefficient d'accélération de zone:*

Zone de l'ouvrage :

Notre ouvrage est situé dans la wilaya de « bouira » au niveau djabahia, qui est classé comme une zone de sismicité moyenne (Zone IIa) selon le R.P.O.A 2008

Coefficient d'accélération :

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont, indiqué dans le tableau XII-2

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Tableau XII.2. Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération **A=0.20**

- *Classification du sol :*

le site de notre ouvrage est classée on catégorie S₂ (site ferme) caractériser par une d'onde de cisaillement $400 < V_s < 800$ m/s.

- *Facteur de correction d'amortissement :*

Le spectre de réponse élastique dépend de la catégorie du site de l'ouvrage(S), du coefficient d'accélération de zone(A) et du taux d'amortissement critique (ξ). Ce dernier est estimé par le biais du facteur de correction d'amortissement ($\eta = \sqrt{(7(2+\xi))}$).

Taux d'amortissement ξ (en %).

- Acier soudé =2
- Aciers boulonnées = 4
- Béton précontraint = 2
- Béton armée = 5
- Béton non armé = 3
- Elastomère frétée = 7

Dans notre cas $\xi=5 \Rightarrow \eta = 1$

XII.2.2 Evaluation des efforts sismiques :

Pour évaluer l'effort sismique à prendre en compte pour le calcul de l'ouvrage ; l'action sismique résulte d'une translation d'ensemble (tous les Points du sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions du mouvement sismique.

Cette action sismique est fonction aussi bien de l'accélération de la zone d'implantation de l'ouvrage que de sa nature (groupe d'usage). A cet effet un spectre de réponse pour les deux composantes horizontales et verticales du mouvement sismique est utilisé pour l'estimation de la réponse maximale de l'ouvrage.

XII.2.2.1 Composante horizontale du séisme :

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour le deux composantes horizontales est donné en fonction

de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} A \times g \times S \times (1 + \frac{T}{T_1} (2,5 - 1)) & 0 < T < T_1 \\ 2,5 \times \eta \times A \times g \times s & T_1 < T < T_2 \\ 2,5 \times \eta \times A \times g \times s \times (\frac{T_2}{T}) & T_2 < T < 3s \\ 2,5 \times \eta \times A \times g \times s \times (\frac{3T_2}{T^2}) & 3s < T \end{cases}$$

g : Accélération de la pesanteur (=9,81m/s²).

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

S : Coefficient de site.

η: Facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{(7(2+\xi))}$).

ξ: Taux d'amortissement.

Pour un site ferme (S2) on a :

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,4 \text{ sec} \\ S = 1,1 \end{cases}$$

XII.2.2.2. Séisme longitudinal :

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

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

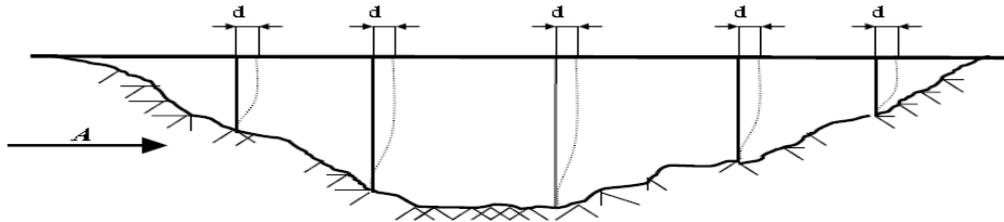


Figure XII.1. Séisme longitudinal

L'analyse du système dans cette direction se fait par la méthode d'analyse simplifiée dite monomodale, en effet selon le RPOA il faut vérifier les critères suivants :

- La masse mise en mouvement doit être supérieure à 70 % de la masse totale. Cette condition est vérifiée si la masse des piles est inférieure à 0,43 fois la masse du tablier.

$$M_{\text{pile}} = 634.362 \text{ t} > 0,43 \times 2414 \text{ t} = 820.76 \text{ t} \quad \text{vérifié}$$

- La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5 % de la distance entre extrémités du tablier.

L'ouvrage étant symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement

L'excentricité est donc nulle d'où la condition est bien **vérifiée**.

- L'ouvrage étudié étant un pont droit et non biais, il n'y a pas d'autre condition à vérifier.

• Détermination des sollicitations sismiques :

La détermination des sollicitations que subit l'ouvrage sous l'action sismique longitudinale se fait de la manière suivante :

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

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

M : est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier ;

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

$S_a(T) = S_{ae}(T)$ pour un calcul élastique ($q=1$) ;

La période fondamentale T a pour expression :

$$T = 2 \pi \times \sqrt{\frac{M}{k}}$$

$K = \Sigma K_i$ est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme.

Le déplacement a pour expression :

$$d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a$$

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

$$F_i = \frac{K_i}{K} \times F$$

- **Calcul de la raideur de la structure :**

La raideur du système comprend la raideur du fût et la raideur des appareils d'appuis (pour les ouvrages courants, on néglige la souplesse des fondations).

Pour les deux piles :

$$K_{\text{fut}} = n \times \frac{3ET}{L^3}$$

Avec :

n : le nombre de futs de pile

E : le module de déformation instantanée du béton ;

I : l'inertie longitudinale d'un fut ;

L : la hauteur du fut de pile.

$K_{\text{fut}1} = 0$: car le nombre de futs = 0

$K_{\text{fut}2} = 0$ car le nombre de futs = 0

- **Pour les appareils d'appuis :**

$$K_{\text{appareil}} = n \times \frac{G \times a \times b}{e}$$

Avec :

n : le nombre des appareils d'appuis élément porteur ;

G ; le module de cisaillement de l'appareil ;

a, b ; les dimensions en plan de l'appareil ;

e : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil.

$$K_{\text{appareil pile}} = 20 \times \frac{1200 \times 0,5 \times 0,4}{4 \times 0.012} = 100000 \text{ KN/m}$$

$$K_{\text{appareil culé}} = 10 \times \frac{1200 \times 0,5 \times 0,4}{4 \times 0.012} = 50.000 \text{ KN/m.}$$

- **Donc la raideur des piles :**

$$K_{\text{pile1}} = K_{\text{appareil pile}} = K_{\text{pile2}} = 100000 \text{ KN/m}$$

- **la raideur du système :**

$$K_{\text{système}} = K_{\text{pile1}} + K_{\text{pile2}} + 2 K_{\text{appareil culé}} = 300000 \text{ KN/m}$$

- **Calcul de la période propre du système:**

$$T = 2 \pi \times \sqrt{\frac{2414}{300000}} = 0,563 \text{ sec}$$

- **Calcul des forces sismique :**

Réponse sismique :

La période du système se situe entre T_2 et 3,0 sec, donc nous utilisons la troisième équation du spectre qui est :

$$\mathbf{Sae}(T, \xi)_{(m^2/s)} = 2,5 \times \eta \times A \times g \times s \times \left(\frac{T_2}{T}\right) = 2,5 \times 1 \times 0,2 \times 9,81 \times 1,1 \times \left(\frac{0,4}{0,563}\right) = 3.829 \text{ m/s}^2$$

Effort total longitudinal :

$$F_{\text{longitudinal}} = M \cdot \mathbf{Sae}(T) = 2414 \times 3.829 = 9243.206 \text{ KN}$$

Effort par élément porteur :

$$F_{\text{longitudinale}}^{\text{pile}} = \frac{K^{\text{pile}}}{K_{\text{système}}} \times F_{\text{longitudinale}}^T$$

$$F_{\text{longitudinale}}^{\text{culé}} = \frac{K_{\text{appareil culé}}}{K_{\text{système}}} \times F_{\text{longitudinale}}^T$$

$$F_{\text{longitudinale}}^{\text{pile 1}} = \frac{100000}{300000} \times 9243.206 = 3081.068 \text{ KN}$$

$$F_{\text{longitudinale}}^{\text{pile 2}} = 3081.068 \text{ KN}$$

$$F_{longitudinale}^{culé} = \frac{50000}{300000} \times 9243.206 = 1540.534 \text{ KN} = 1201,5328 \text{ KN}$$

Calcul du déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{longitudinale}^{tablier} = \frac{T^2}{4\pi^2} \times Sa(T)$$

$$d_{longitudinale}^{tablier} = \frac{0,563^2}{4\pi^2} \times 3.829 = 0.025 \text{ m}$$

Calcul du déplacement de la tête de pile par rapport au sol:

$$d_{longitudinale}^{pile} = \frac{F_{longitudinale}^{pile}}{K_{fut}}$$

$K_{fut}=0$ donc il n'existe pas le déplacement de late par a rapport au sol

XII.2.2.3. Composante verticale du séisme :

- **Méthode d'analyse pour la composante verticale du séisme :**

Pour l'analyse des effets de la composante verticale du séisme, on approxime le premier mode à partir de la déformée sous charges permanentes, La période de ce mode est calculée par la formule de «Rayleigh»:

$$T = 2 \pi \times \sqrt{\frac{\sum m_i \times v_i^2}{\sum m_i \times g \times v_i}}$$

Avec :

mi : la masse du tronçon considéré i ;

g: l'accélération de la pesanteur ;

vi: le déplacement du point i considéré sous charges permanentes.

Pour cela on divise la masse du tablier en 5 masses et chaque masse prend 168,8987t. Pour le calcul des déplacements on considère le tablier chargé par des masses concentrées $P_i=1,688987 \text{ MN}$ et par superposition on calcule le déplacement à une section donnée sous une seule charge en suite on fait la somme.

Les inerties des poutres = 3,1506 m⁴

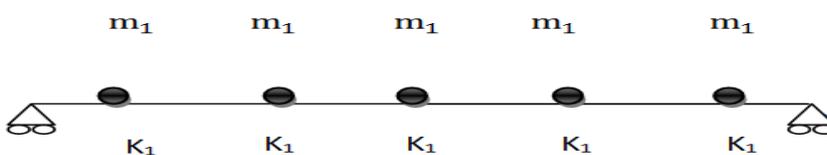


Figure XII.2. Modélisation du pont au séisme vertical.

• **Calcul de la Période fondamentale :**

On calcule les déplacements (v_i) ensuite la pulsation pour arriver à la période.

$$v_i = \begin{pmatrix} 0,01204 \\ 0,03262 \\ 0,04542 \\ 0,03238 \\ 0,01412 \end{pmatrix} m_i$$

Donc :

$$W^2 = g \times \frac{\sum m_i \times v_i^2}{\sum m_i \times v_i^2} = 9,81 \times \frac{(168,8987 \times 0,1204)}{(168,8987 \times 0,004542)} = 289.15 \text{ (rad/s)}^2$$

$$W = 17,004 \text{ (rad/s)}$$

$$T = \frac{2 \pi}{w} = 0.3693 \text{ sec}$$

• **Détermination du spectre vertical :**

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est défini par un taux d'amortissement de 5% ($\eta = 1.0$) par :

$$S_{ae}^v(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} \alpha \times A \times g \times \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) (2,5\eta - 1) & 0 < T < T_1 \\ 2,5 \times \alpha \times A \times g \times \eta & T_1 < T < T_2 \\ 2,5 \times \alpha \times A \times g \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 < T < 3s \\ 2,5 \times \alpha \times A \times g \times \eta \times \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & 3s < T \end{cases}$$

g : Accélération de la pesanteur (=9,81m/s²).

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

η: Facteur de correction de l'amortissement ($\eta = (7 (2+\zeta))$).

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité :

α = 0,7 pour les zones sismiques I, IIa, IIb, et **1,0** pour la zone sismique III

Pour un site Ferme (S2) on a :

$$T_1 = 0,15$$

$$T_2 = 0,40$$

La période $T = 0.3693$ sec, elle est bien comprise entre T_1 et T_2 donc :

Chapitre XII : Evaluation des efforts sous l'action sismique

$$\text{Sae}^v(\text{T}) \text{ (m/s}^2\text{)} = 2,5 \times \alpha \times A \times g \times \eta = 2,5 \times 0,7 \times 0,2 \times 9,81 \times 1 = 3,4335 \text{ m/s}^2$$

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \times \frac{\text{Sae}^v(\text{T})}{g} \times m_i \times v_i$$

$$F_i = \frac{4\pi^2}{0,3693^2} \times \frac{3,4335}{9,81} \times m_i \times v_i = 101.121 \times m_i \times v_i \text{ KN}$$

➤ *Et pour chargement reparti on a :*

$$Q_E = \frac{F_i}{l} \text{ avec } l = 6,8 \text{ m}$$

v_i (m)	m_i (t)	F_i (KN)	ΔX (m)	Q (KN/ml)
0,01204	168,8987	205.8171	6,8	30.267
0,03262	168,8987	557.1236	6,8	81.929
0,04542	168,8987	775.7375	6,8	114.079
0,03238	168,8987	553.0246	6,8	81.3271
0,01412	168,8987	241.1583	6,8	35.4644

Tableau XII.3. Répartition des charges verticales en chaque 6,8 m

XII.3. Conclusion :

Dans cette partie on a évalué les différents efforts sismiques sollicitant notre ouvrage dans les trois directions. Il a été constaté que la pile résiste au séisme dans le sens horizontal, et le tablier résiste par poids au séisme dans le sens vertical. Ces efforts seront utilisés dans la section suivante pour le dimensionnement des piles et des culées.

Chapitre XIII :
Étude De La Pile

XIII.1. Introduction :

La pile est l'appui intermédiaire du pont, elle est constituée d'un chevêtre, des fûts et d'une semelle. Elle a pour rôle la transmission des charges provenant du tablier à la fondation.

XIII.2. Étude du chevêtre :

Le chevêtre est un élément en béton armé sur lequel repose le tablier, il transmet aux fûts l'ensemble des efforts provenant de la superstructure. Il est soumis à son poids propre, au poids du tablier et aux surcharges d'exploitation.

XIII.2.1. Évaluation des efforts :

- **Poids propre du chevêtre :**

$$P_{ch} = \gamma_b \cdot V = 2.5 \times 2.83 \times 1.25 \times 15.60$$

$$P_{ch} = 137.96 \text{ t} \quad \text{donc} \quad P_{ch} = 8.84 \text{ t/ml}$$

- **Poids propre du tablier :**

$$P_t = 2 \left[\frac{P_G}{2.n} \right] = \frac{816,463}{10} = 81.646 \text{ t}$$

Avec : n : nombre de poutre.

P_G : poids total du tablier.

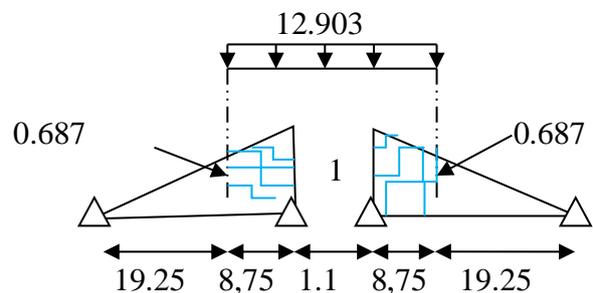
- **Efforts transmis par la surcharge Q 240 :**

$$Q_{D240} = 12,903 \text{ t/ml}$$

$$P_{D240/poutre} = q_{D240} (\Omega_1 + \Omega_2)$$

$$P_{D240} = 12,903 \times (7.38 + 7.38)$$

$$P_{D240} = \mathbf{19.04t}$$



Calcul des sollicitations aux états limitent **Tableau XIII.1 :**

Poids du tablier : P_g		[MN]	0.816
Poids du chevêtre : P_{ch}		[MN/m]	0,084
Poids de surcharge : P_{D240}		[MN]	0,1904
ELU	$P_U = 1.35 \times (P_g + P_{D240})$	[MN]	1.358
	$g_U = 1.35 \times P_g$	[MN/ml]	1.1016
ELS	$P_{ser} = P_g + P_{D240}$	[MN]	1.0064
	$g_{ser} = P_g$	[MN/ml]	0.816

Tableau XIII.1. Valeurs des charges et surcharges aux états limites

XIII.2.2. Ferrailage longitudinal du chevêtre :

Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue simplement qui repose sur un voile.
 $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $FeE400$; $h = 1,2 \text{ m}$; $b_0 = 2,7 \text{ m}$; $d = 1,08 \text{ m}$.

Le ferrailage du chevêtre calculer directement par ($A_{cnf} = 67.6 \text{ cm}$) a (ELU) et (ELS)
 Car le nombre de fut = 0 et le phénomène de la torsion et négligeable

Donc : $A_U \leq A_{cnf}$

-La nappe supérieure : $A_s = 67,8 \text{ cm}^2$ soit 14 HA25 ($68,69 \text{ cm}^2$) ; $St = 15 \text{ cm}$.

-La nappe inférieure: $A_s = 67,6 \text{ cm}^2$ soit 14 HA25 ($68,69 \text{ cm}^2$) ; $St = 15 \text{ cm}$.

XIII.2.3. Ferrailage longitudinal du chevêtre :

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $FeE500$; $h = 1,2 \text{ m}$; $b_0 = 2,7 \text{ m}$; $d = 1,08 \text{ m}$.

$\overline{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa}$; $\overline{\sigma}_s = 347.83 \text{ MPa}$; $\overline{\sigma}_s = 207.314 \text{ MPa}$

$V_u \text{ ELU} = 171.771 \text{ t}$ diagramme de l'effort tranchant a ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min [0.1 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa}]$$

$$\tau_u = \frac{1.7177}{2.7 \times 1.08} = 0.59 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min [0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u \leq \bar{\tau}$: les armatures droites sont suffisantes.

Pour l'espacement on doit s'assurer que ne doit dépasser les 20 cm d'après B.A.E.L $k = 1$
 pas de reprise de bétonnage.

On prend : $s_t = 10 \text{ cm}$; $\gamma_s = 1,15$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e} \gamma_s b_0$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0.59 - 0.3 \times 2.7 \times 1)}{0.9 \times 500} \times 1.15 \times 2.7$$

$$A = 1.5 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimum :

$$A_{\min} = \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4\right) \implies A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

D'où la section des armatures transversales $A_t = 2.16 \text{ cm}^2$

2HA16 ; ep10cm

Justification de la bielle de béton :

$$\tau_u < f_{c28}/6 = 4.5 \implies 0.59 \text{ MPa} < 4.5 \text{ MPa} \quad \text{Vérfié}$$

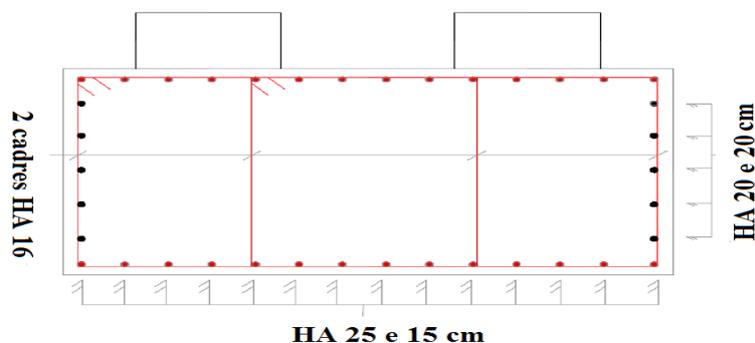
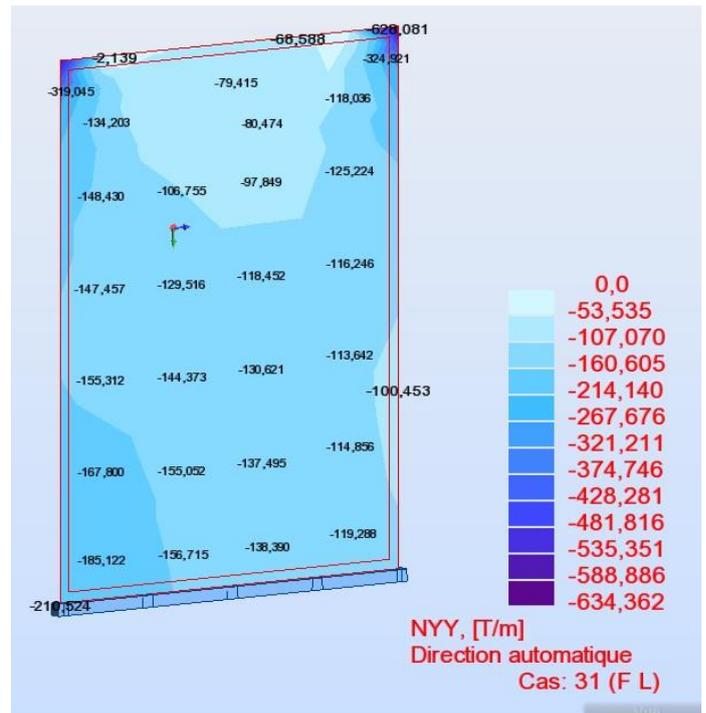
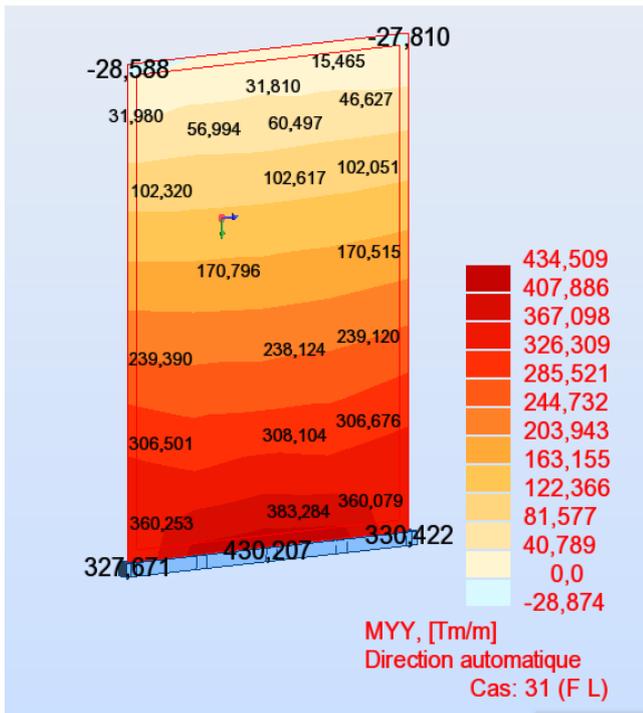


Figure XIII.1. Ferrailage du chevêtre

XIII.3.1. Etude de voiles :

La modélisation de la pile a été faite comme un voile par le logiciel Robot Structural Analyses Professional 2014.

Résultat du calcul sous la combinaison la plus défavorable cas sismique.



XIII.3.2. Le ferrailage de voile :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

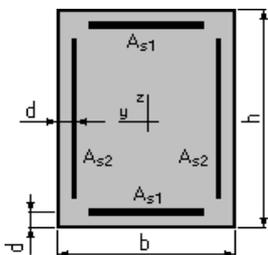
Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

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

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mode. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 130,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (T)	M _y (T*m)	M _z (T*m)
1.	ELA	156,72	434,51	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 56,7$ (cm ²)	Section	
théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)	Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 26,0$ (cm ²)
		Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 650,0$ (cm ²)
théorique	$r = 0,87$ (%)		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,10$ (%)	maximum	$r_{\text{max}} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA N = 156,72 (T) M_y = 434,51 (T*m) M_z = 0,00 (T*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot A:
Position de l'axe neutre:	$y = 17,3$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 118,1$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,61$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$s_s = 500,0$ (MPa)	comprimée: $s_s' = 229,0$ (MPa)

DONC :

$A_s = 56.7 \text{ cm}^2$ on obtient 8 HA32 = ($A_s' = 64.34 \text{ cm}^2$) avec $s_t = 12 \text{ cm}$ (longitudinale).

$A_s = A_s / 3 = 19.9 \text{ cm}^2$ on obtient 7HA20 = ($A_s' = 21.99 \text{ cm}^2$) avec $s_t = 15 \text{ cm}$ (transversale).

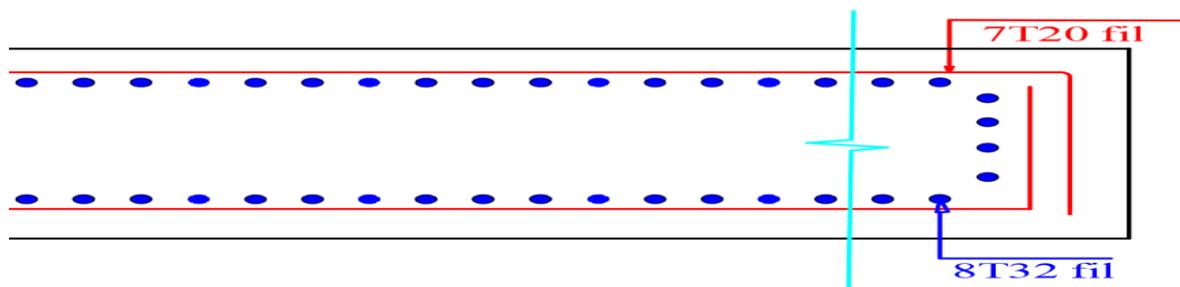
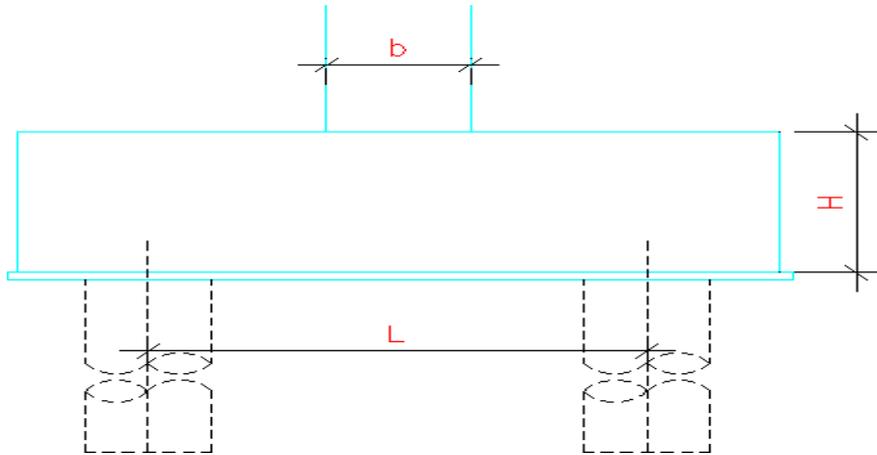


Figure XIII.2. Ferrailage du voile

XIII.4. FERRAILLAGE DE LA SEMELLE :

Le ferrailage de la semelle se fait par la méthode des bielles



1) condition de la méthode est :

$$L=3.14\text{m}$$

$$h=2.5 \text{ m}$$

$$b=1.36\text{m}$$

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

$$\text{Tg}\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \quad ; \quad \alpha = 63.80 > 45^\circ$$

1) Condition normal :

$$\bar{\sigma}_s = 2/3 \times \text{Fe} = 333.333 \text{ MPa}$$

$$N=349.759 \text{ t}$$

$$A_s = \frac{N}{333.333} \times \frac{2L-b}{4} = 51.62 \text{ cm}^2$$

2) condition sismique

$$\bar{\sigma}_s = 500 \text{ MPa}$$

$$N= 467.018 \text{ t}$$

$$A_s = \frac{N}{500} \times \frac{2L-b}{4} = 45.95 \text{ cm}^2$$

-On prend $A_{S_{max}}=51.59$

Donc le ferrailage de la semelle sous pile :

Nappe inférieure : 11AH25 $A_s=54.00\text{cm}^2$ (horizontale)

Nappe inférieure : $\frac{A_s}{3}=17.19\text{cm}^2$

12HA14 $A_s=18.47\text{ cm}^2$ (verticale)

Nappe supérieur : $\frac{A_s}{2}=25.79\text{ cm}^2$

13HA16 $A_s=26.14\text{ cm}^2$ (horizontale)

Nappe supérieur : $\frac{A_s}{4}=12.89\text{ cm}^2$

7HA16 $A_s=14.07\text{ cm}^2$ (verticale)

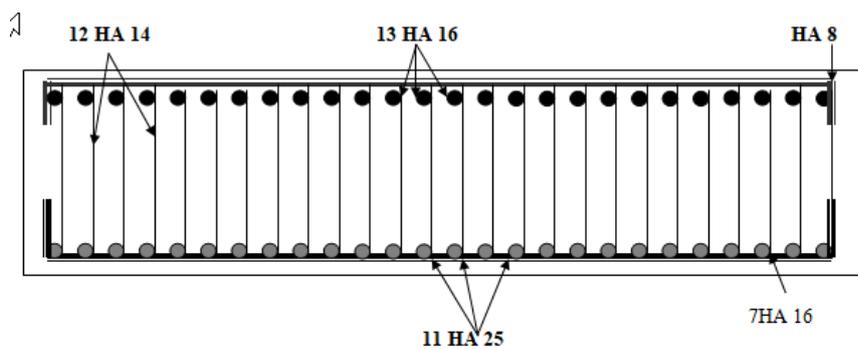


Figure XV. : Le ferrailage de la semelle sous pile.

XIII.4. Etude des pieux

XIII.4.1. Les Dimensions de la pile :

- *Chevêtre* :

-Longueur :15.60m

-Largeur : 2.83m

-Hauteur : 1.25m

-Hauteur : 11.00

-Longueur : 10m

-Largeur : 1.35m

- Semelle :

-Epaisseur : 2.5m

-Largeur : 5.4m

-Longueur : 14.40m

-Béton de propreté : 10.00m

- XIII.5.2. Evaluation des efforts :

-Calcul de poids propre de la pile :

1. Chevêtre :

$$P \text{ chevêtre} = 137t$$

2. voile :

$$P \text{ voile} = 371.25t$$

3. Semelle :

$$P \text{ Semelle} = 486.00t$$

4. Poids des terres :

$$P \text{ Terres} = 128.52t$$

XIII.5.3. Répartition des charges et surcharges sur la pile :

a) Evaluation des réactions dues au poids propre du tablier :

$$RG = 408t$$

b) Evaluation des réactions dues aux surcharges :

Notre pile intermédiaire entraîne de supporter les efforts dues aux deux travées pour cela il doit être dimensionné de manière suffisante qui répond à cet état mécanique :

1). La surcharge A (l) :

$$RA(l) = 135.19t$$

2). Système de charge B

$$R Bc = 142.56t$$

3). Charges militaires : MC120

$$RMc120 = 118.73t$$

4). Convoi exceptionnel : D240

$$RD240 = 240t$$

5). Surcharges sur trottoirs

$$R \text{ Trottoir} = 10.65t$$

XIII.5.4. Sollicitation horizontales :

1). Freinage dû à A(L)

$$H(AL)=10.89t$$

2). Freinage dû au Bc

$$HBc=30$$

$$Flv=0.00$$

XIII.5.5. Séisme :

Selon le RPOA ;

les coefficients d'accélération de séisme est de (moyen (II- zone sismique) :

$$Hh = 0,25$$

$$Hv = 0,075$$

On a fait les calculs sur 4^{quatre} cas favorables de séismes correspondant à :

1^{ère} cas : cas normale sans séisme $K_h=0.00$ $K_v= 0,00$

2^{ème} cas : avec séisme $K_h=0,25$ $K_v= 0,08$

XIII.5.6. Récapitulatif :

Sollicitation Désignation	Cas°	Calcul de P (t)	Efforts horizontaux Fh= εH*P	Efforts verticaux Fv=(1±εv) *P (t)	Bras de levier <v> (m)	Moment (t.m)
Semelle	cas n°1	509,40	0	509,40	1,25	0
	cas n°2		127,35	547,61		159,188
voile	cas n°1	371,25	0	371,25	4,2	0
	cas n°2		92,8125	399,09		389,813
Chevêtre	cas n°1	137,96	0	137,96	7,5	0
	cas n°2		34,49063	148,31		258,68
Poids des terres	cas n°1	128,52	0	128,52	3	0
	cas n°2		32,13	138,16		96,39
G tablier	cas n°1	408,00	0	408,00	15,12	0
	cas n°2		63,05706	438,6		953,423
A(l)		135,19				
Bc		142,56				
Mc120		118,73				
D240		240,00				
Trottoirs		10,65				

Chapitre XIII : Étude de la pile

HA(l)	10,89	/	15,12	164,657
HBc	30,00		15,12	453,6
FIV	0,00		15,12	0

XIII.5.7. Combinaisons des cas de charges :

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	M (t.m)
ELU	1,35G + 1,6 (A(l)+Str)	2332,77	17,424	263,45
	1,35G + 1,6 (Bc+Str)	2344,56	48	725,76
	1,35G + 1,35 Mc120	2259,71	0	0
	1,35G + 1,35 D240	2423,43	0	0
ELS	G + 1,2 (A(l)+Str)	1730,14	13,068	197,59
	G + 1,2(Bc+Str)	1738,98	13,068	544,32
	G + Mc120	1673,86	0,00	0
	G + D240	1795,13	0	0
ELA	G + 0,2 (A(l)+Str)	1700,94	352,02	1890,4
	G + 0,2 (Bc+Str)	1702,41	355,84	1948,2
	G + 0,2 Mc120	1695,51	349,84	1857,5
	G + 0,2 D240	1719,77	349,84	1857,5

Conditions normales CAS °1:

$$N_{\max} = 1795,13t$$

$$M_{\max} = 544,32t.m$$

Condition sismique la plus défavorable:

$$N_{\max} = 1719,77t$$

$$M_{\max} = 1948,2124 \text{ t.m}$$

XIII.5.8. Effort revenant à chaque pieu :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Chapitre XIII : Étude de la pile

Condition normale :

$$N_1 = 349,58875 \leq 440,8t$$

$$N_2 = 248,78875 \leq 440,8t$$

Condition sismique :

$$N_1 = 467,01795 < 440,8t$$

$$N_2 = 106,23787 < 440,8t$$

XIII.5.9. Action sur les pieux :

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

b : Diamètre du pieu = 1.2m

CU : Module de réaction du sol = 30KN/m³

E module d'élasticité du béton = 32164.2Mpa

I : moment d'inertie du pieu = 0.10179m⁴

l : longueur du

pieu=27.4m

Donc : $\lambda = 0,229$

D'où : $L.\lambda = 6,274$

XIII.5.10. Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale :

$$H = 13.07t \quad \text{D'où : } \bar{P} = 2,18 \quad t/\text{pieu.}$$

Condition sismique :

$$H = 355.84t \quad \text{D'où : } \bar{P} = 59,3$$

- Détermination des coefficients :

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,26 & \chi_{\theta M} = 1,54 \\ \lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,45 & \chi_{\theta M} = 1,65 \end{cases}$$

$$L. \lambda = 6,274$$

$$\chi_{\theta p} = 1,450$$

$$\chi_{\theta m} = 1,650$$

Condition normale :

$$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta m}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda} = -8,359 \text{ t.m}$$

Condition sismique :

$$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta m}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda} = -227,61 \text{ t.m}$$

XIII.5.11. Ferrailage :

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

-Condition normale :

$$N_{\max} = 349,589\text{t}$$

$$N_{\min} = 248,7$$

$$M_{\max} = 8,359\text{t.m}$$

-Condition sismique :

$$N_{\max} = 467,018\text{t}$$

$$N_{\min} = 106,238\text{t}$$

$$M_{\max} = 227,611\text{t.m}$$

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

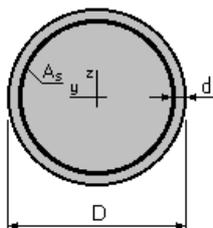
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

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

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^O	Type	N (T)	M _y (T*m)	M _z (T*m)
1.	ELS	248,79	8,36	0,00
2.	ELA	106,24	227,61	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 1,00 \text{ (\%)}$

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

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

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 248,79 (T) M_y = 8,36 (T*m) M_z = 0,00 (T*m)

Coefficient de sécurité: 6,59

Position de l'axe neutre: $y = 350,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 57,8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 33,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Cas N^O 2: Type ELA N = 106,24 (T) M_y = 227,61 (T*m) M_z = 0,00 (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 34,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 98,6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 8,30 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

Donc :

As=113.1cm² on obtient 15 HA32 = (As'=120.74cm²) avec st=10cm (longitudinale).

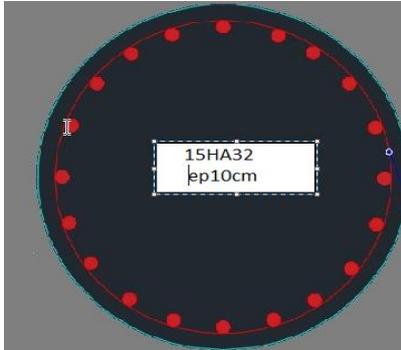


Figure XIII.1. Ferrailage des pieux

XIII.6. conclusion :

Dans cette partie, le dimensionnement des différents éléments de la pile a été fait. Comme notre ouvrage est implanté dans une zone de moyenne sismicité, les dispositions constrictives de ferrailage doivent être respectées pour les différents éléments de la pile qui participent à la résistance au séisme.

Chapitre XIV :
Étude De La Culée

XIV.1. Introduction :

La culée est un appui de rive, elle assure la continuité de la chaussée, c'est-à-dire la continuité entre la chaussée de la route et celle du pont, elle assure aussi le soutènement des terres.

Les éléments constituant la culée ont un rôle bien précis ; il convient alors de les étudier séparément soit l'étude du :

- Mur garde grève.
- La dalle de transition.
- Le corbeau d'appui.
- Le mur en retour.
- Le mur frontal.

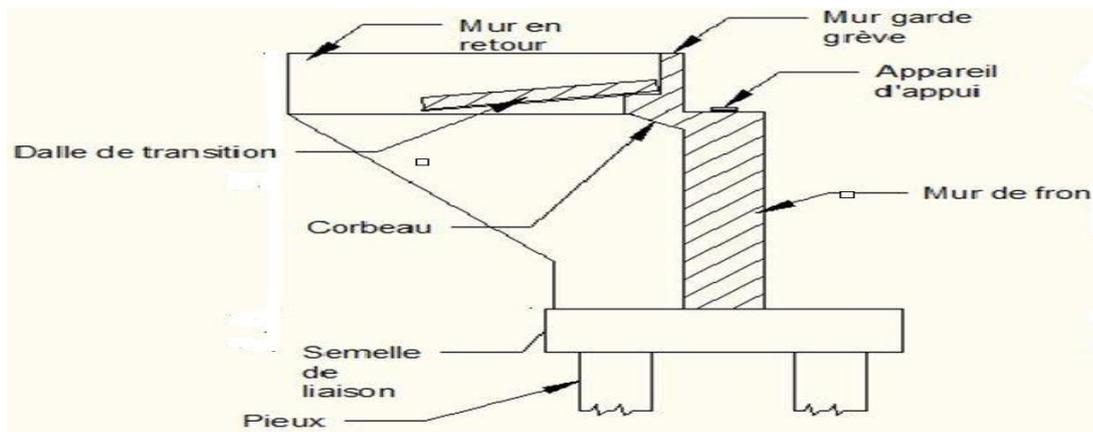


Figure XIV.1. Schéma présentation de la culée

XIV.2. Etude des éléments de la culée :

XIV.2.1. Mur garde grève :

Il protège l'about du tablier des remblais de terre comme il assure la fixation du joint de chaussée, il est soumis à l'action des efforts horizontaux que nous allons déterminer.

Evaluation des efforts :

-Moment dû à la poussée des terres :

L'effort de poussée est donné par la formule suivante :

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2$$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule

$$M_t = \frac{1}{3} \cdot P_t \cdot h = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^3$$

Avec : K_a : Coefficient de poussée des terres

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,333$$

$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.

$\phi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du sol.

$H=2.17\text{m}$: Hauteur du mur garde grève.

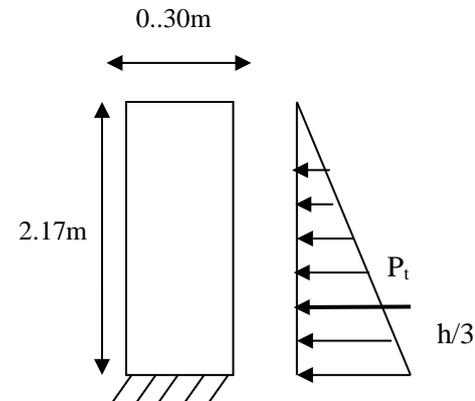
D'où :

$P_t=1.411 \text{ t/ml}$

$M_t=1.0208 \text{ t.m/ml}$

Donc :

$$\begin{cases} M_{tu} = 1.35M_t = 1.378 \text{ t.m/ml} \\ M_{t \text{ ser}} = 1.0208 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$



-Moment dû à la poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

D'après les documents (SETRA) seule la sollicitation engendrée par les camions type B_c (Poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève.

Les charges réelles (2 roues de 6t) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0,25m x 0,75m).

Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur. Voir la figure ci-dessous :

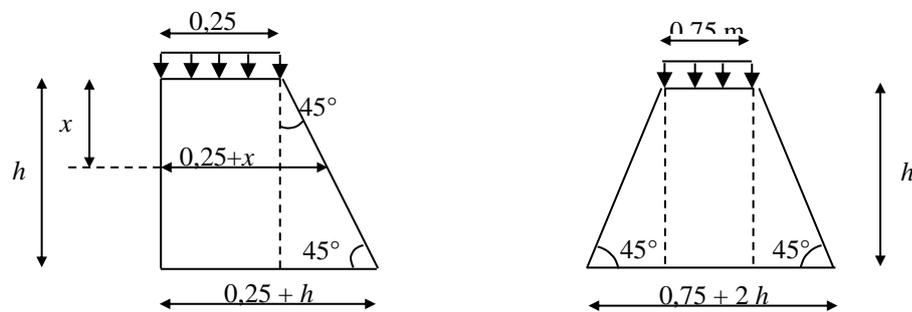


Figure XIV.2. Poussée de la charge locale située en arrière du mur

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx \quad [t.m/ml]$$

Avec :

$$K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$$

$$\gamma : \text{Coefficient de pondération} = \begin{cases} 1,2 & \text{à l'ELS} \\ 1,6 & \text{à l'ELU} \end{cases}$$

$\delta = 1$: Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$b_c = 0,8$: Coefficient de pondération du système b_c

$$K_a = 0,333$$

$$\text{D'où : } K = 0,366 \gamma = \begin{cases} 0,320 & \text{ELS} \\ 0,426 & \text{ELU} \end{cases}$$

Pour $h = 2,17\text{m}$

Le document S.E.T.R.A (pièce 1.3.2) donne les différentes valeurs de M_p / K en fonction de h :

h (m)	0,5	0,75	1,00	1,50	2,0	2,5	3
M_p / K (tm ml)	2,23	3,40	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

$$M_p = 7,829 \times k \quad (t.m/ml)$$

$$\begin{cases} M_{pu} = 3,335 t.m/ml \\ M_{pser} = 2,5052 t.m/ml \end{cases}$$

$$M_{ser} = 6,9299 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml}$$

-Moment dû à la force de freinage d'un essieu Bc :

La force de freinage est prise égale au poids d'une roue soit 6t.

Le moment dû au freinage est donné par la formule :

$$M_F = \frac{6 \cdot h}{0,25 + 2h} \cdot \gamma$$

$$M_F = 2,8366 \gamma = \begin{cases} M_{fu} = 4,5385 t.m/ml \\ M_{fser} = 3,4039 t.m/ml \end{cases}$$

Finalement le moment total de l'encastrement :

$$M_{Tot} = M_t + M_p + M_F$$

$$M_u = 9,2515 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ser} = 6,9299 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml}$$

-Ferrailage du mur garde grève :

Le ferrailage se fait en flexion simple :

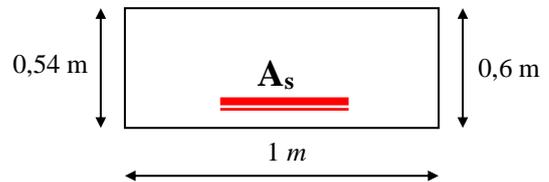
$$F_{c28}=27 \text{ MPa} \quad f_e =400 \text{ MPa}$$

$$b_0 = 1 \text{ m} \quad ; \quad h = 0,50 \text{ m}$$

$$d = 0,45 \text{ m} \quad ; \quad d' = 0,05 \text{ m}$$

$$B_0=1 \text{ m} \quad ; \quad h=0.6 \text{ m}$$

$$d=0.54 \text{ m} \quad ; \quad d'=0.05 \text{ m}$$



-Verticalement :

$$A_u=4.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ser}=3.206 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF}=\frac{0.23.b_0.d.ft_{28}}{f_e}=6.64 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

D'où :

$$A_s = \max (A_u, A_{ser}, A_{cnf}) = 6.64 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit } \mathbf{9HA10} ; (7.07 \text{ cm}^2/\text{ml}) \text{ avec : } St= 15 \text{ cm}$$

- Horizontalement :

D'après les documents (SETRA), on disposera HA10 tous les 15 cm sur les deux faces.

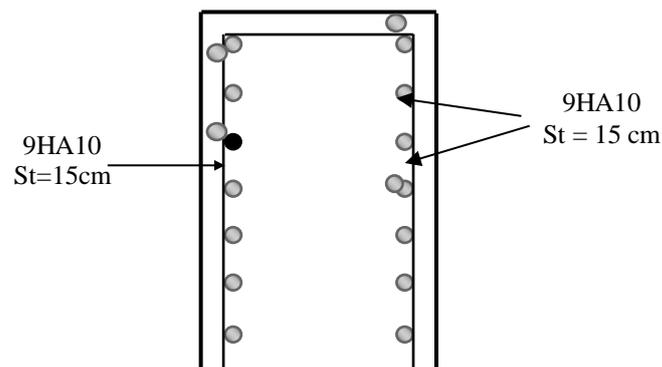


Figure XIV.3. Ferrailage mur garde grève

XIV.2.2. Le corbeau d'appui :

D'après les documents SETRA, le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé par des armatures de HA10 espacées de 10cm et des goujons de HA25 tous les deux mètres.

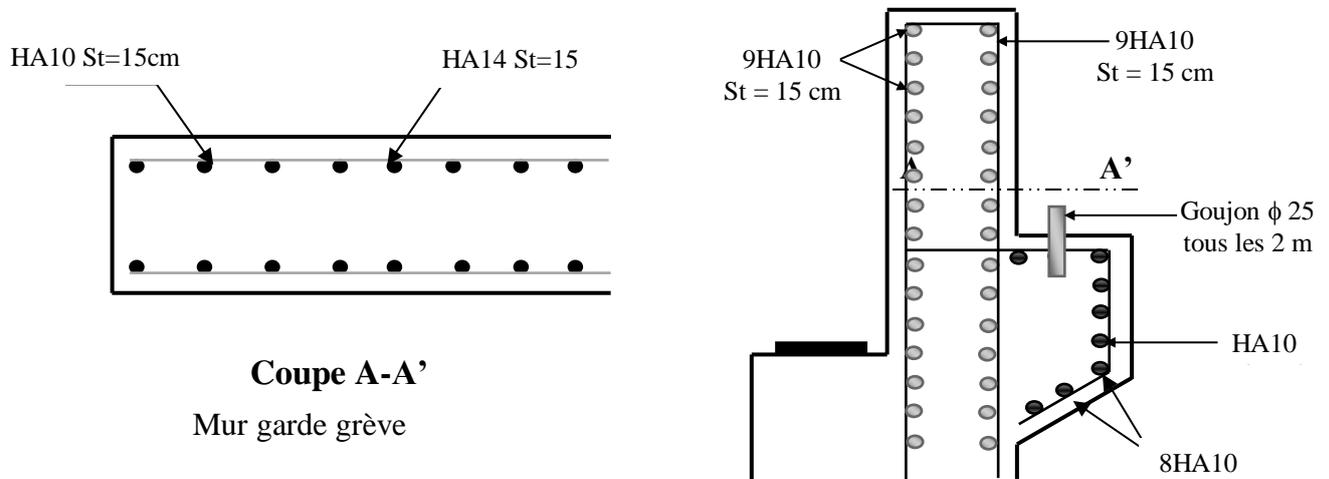


Figure XIV.4. Ferrailage mur garde grève et corbeau d'appui

XIV.2.3. La dalle de transition :

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

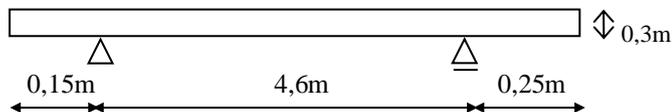


Figure XIV.5. Schéma de la dalle de transition

-Evaluation des efforts :

Charges permanentes :

- Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2,5 \cdot 0,3 \cdot 1 = 0,75 \text{ t/ml}$
- Poids du remblai : $g_2 = 2,0 \cdot 8,1 = 1,6 \text{ t/ml}$
- Poids propre du revêtement : $g_3 = 2,2 \cdot 1,0 \cdot 0,08 = 0,176 \text{ t/ml}$
- Poids total : $g_t = g_1 + g_2 + g_3 = 2,53 \text{ t/ml}$

-Surcharge :

Surcharge répartie $q = 1 \text{ t/ml}$

Surcharge : l'effet le plus défavorable sera produit par le convoi B₁ (d'après SERTA) sur une bande de 1m :

$$\begin{aligned} P_1 &= 2 P \\ P_2 &= 1,2 P \\ P &= 5,5 \text{ t/ml} \end{aligned}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} P_1 = 11 \text{ t/ml} \\ P_2 = 6,6 \text{ t/ml} \end{cases}$$

Le schéma statique est représenté comme suite :

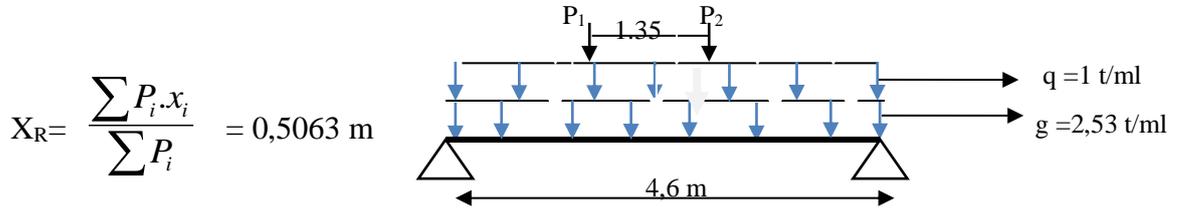


Figure XI.6. Charges et surcharges agissants sur la dalle de transition

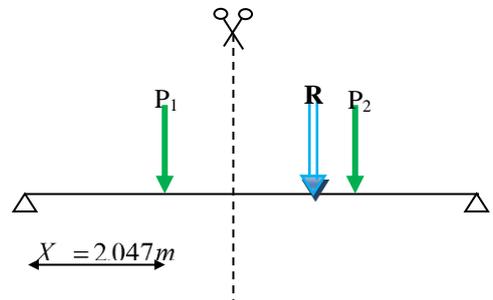
En utilisant le théorème de BARRE :

Le cas le plus défavorable :

$$P_1 = P_K = 11 t \Rightarrow X_s = 2,047 m \text{ De l'appui gauche.}$$

$$\sum P_{ig} \leq \frac{R X_s}{L} \leq \sum P_g + P_K$$

$$0 \leq 7,832 \leq 11 \quad \text{Vérfiée}$$



-Calcul du moment :

$$M_{\max} = \frac{R X_s^2}{L} - \sum P_g d_i = \frac{17,6 \times (2,047)^2}{4,60} - 0 = 16,032 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{\max} = 16,032 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Sous charge permanente : } M_g = \frac{g.l}{2} \cdot x_s - g \frac{x_s^2}{2} ; T_g = \frac{g.l}{2}$$

$$\text{Sous charge de remblai : } M_q = q \frac{l}{2} x_s - q \cdot \frac{x_s^2}{2} ;$$

La valeur de M_{\max} et T_{\max} sont représentées dans le tableau :

	Charge [t/ml]	M [t·m/ml]	T [t/ml]
Charge permanente g	2,53	6,611	5,819
Surcharge q	1	2,613	2,3
Système B _t	/	16,032	15,663

Tableau XIV.1. Valeurs de M^{\max} et de T^{\max}

-Combinaison des efforts :

$$\text{ELU : } 1,35 G + 1,6 Q$$

$$\text{ELS : } G + 1,2 Q$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Efforts	M [MN·m/ml]	T [MN/ml]
ELU	0.387	0.366
ELS	0.290	0.274

Tableau XIV.2. Valeurs de M et T à l'ELU et l'ELS

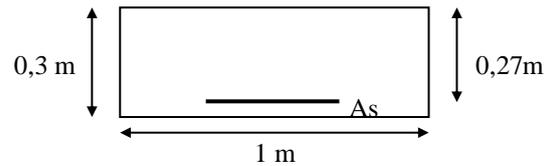
-Ferrailage de la dalle de transition :

Le ferrailage se fait en flexion simple en fissuration peu nuisible.

- **Suivant x-x' :**

$$M_u = 0,387 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_s = 0,290 \text{ MN.m/ml}$$



$$b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0,27 \text{ m} ; f_{bu} = 15,3 \text{ MPa}$$

ELU		ELS	
M_u (MNm/ml)	0,3870	M_{ser} (MNm/ml)	0,2900
μ_{bu}	0,347	α_{rb}	0,540
α	0,558	μ_{rb}	0,221
μ_{lu}	0,392	M_{rb}	0,2613
A_u	0	A_{ser}	0
Z (m)	0,210	Z (m)	0,221
A_u (cm ² /ml)	42,45	A_{ser} (cm ² /ml)	63,17
A_{cnf} (cm ² /ml)	4,595	A_{cnf} (cm ² /ml)	4,595

Tableau XIV. 3. Ferrailage de la dalle de transition

- Conclusion:

$$A_s' = \max (A_u' ; A_{ser}' ; A_{CNF}) = 4,595 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit : } A_s = \mathbf{8 \text{ HA10}} (6,28 \text{ cm}^2/\text{ml}) \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_s = \max (A_u ; A_{ser} ; A_{CNF}) = 63,17 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit : } A_s = \mathbf{8 \text{ HA32}} (64,31 \text{ cm}^2/\text{ml}) \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

Suivant yy' :

Dans l'autre sens on dispose un ferrailage forfaitaire :

$$A_s' = \frac{A_s}{3} = 1,531 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit : } \mathbf{5 \text{ HA8}} (2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}) ; S_t = 24 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{A_s}{3} = 21,056 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit : } \mathbf{7 \text{ HA20}} (21,99 \text{ cm}^2/\text{ml}) ; S_t = 16 \text{ cm.}$$

- **Vérification du minimum d'armatures :**

D'après les règles du **B.A.E.L 91** pour des dalles d'épaisseur comprise entre 12 cm et 30 cm, les sections minimales à prévoir sont données par les formules suivantes :

- $A_x \text{ min} / (b_0 \times h) \geq 0,0008 \times 1,2$ d'où $A_x \text{ min} \geq 2,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **Vérifiée**
- $A_y \text{ min} / (b_0 * h) \geq 0,0008$ d'où $A_y \text{ min} \geq 2,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **Vérifiée**

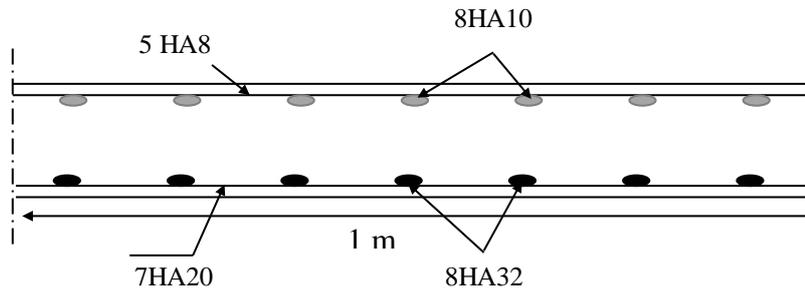


Figure XIV.7. Ferrailage de la dalle de transition

• **Vérification de l'effort tranchant:**

Le coulage de la dalle se fait sans reprise de bétonnage.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = (0,366/1 \cdot 0,27) = 1,355 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,7 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Les armatures destinées à reprendre l'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

XIV.2.4. Le mur en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont. Il est soumis aux charges :

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4 t et une charge horizontale de 2 t.

Le schéma ci-après représente un mur en retour avec les charges qui lui sont appliquées.

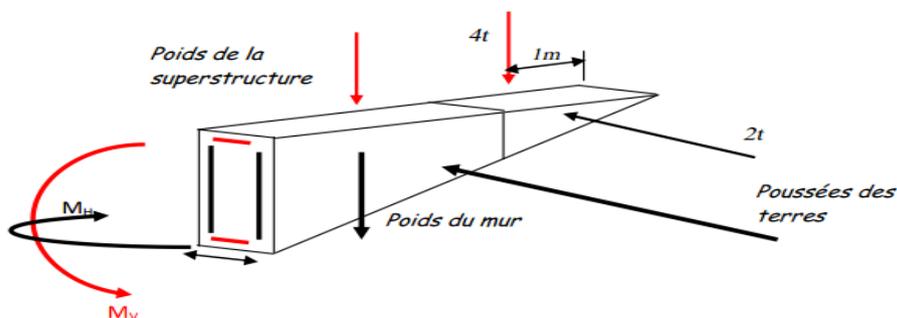


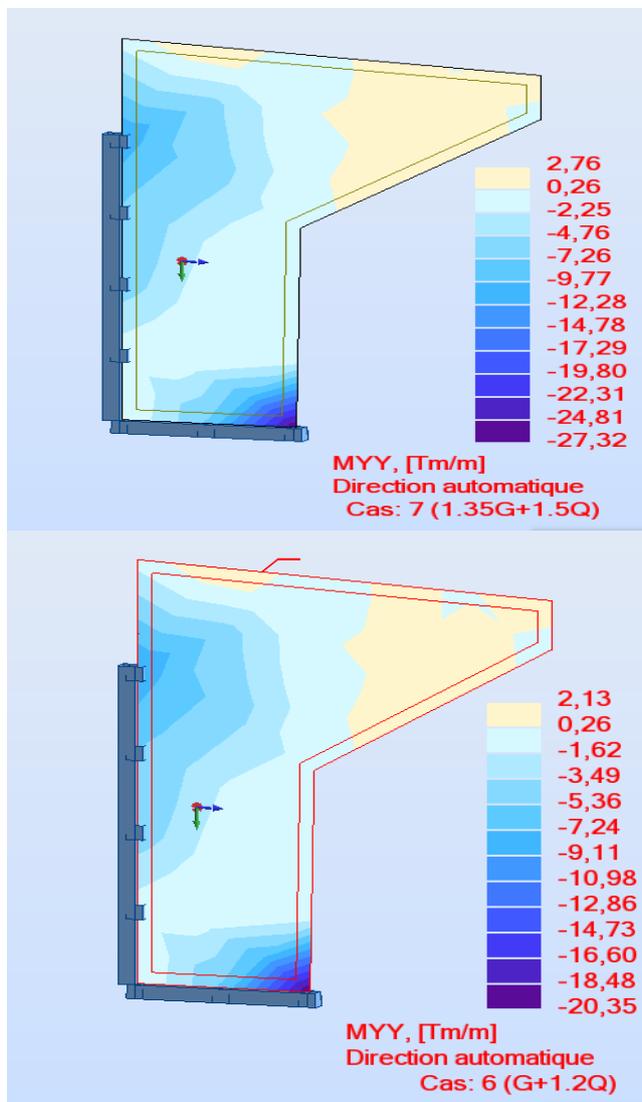
Figure XIV.8. Forces appliquées sur le mur en retour

-La modélisation de mur on retour :

Les charges appliquent dans modélisation de mure en retour :

- Poids propre
- Poussé de terre (remblais) ($h=8.60$ mx $Ka=0.33$ x $\gamma=2t/m^3=5.676t/m^2$)
- Compactage $\left\{ \begin{array}{l} 1t \text{ effort verticale} \\ 0.33 \text{ effort horizontale} \end{array} \right.$ (comme une charge d explantation)
- Super structure
- Charge de (trottoir)
- Charge (4t verticale et 2t horizontale)

Ferrailage verticale



- *Cote remblais :*

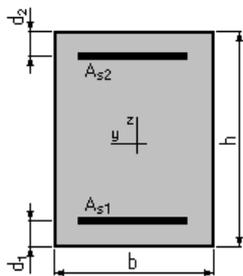
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 60,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (T*m)	M_{min} (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	27,32	0,00
Etat Limite de Service	20,35	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s \text{ min}} = 15,4$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 137,5$ (cm ²)
	$\rho = 0,29$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,28$ (%)	maximum	$\rho_{\text{max}} = 2,29$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 27,32$ (T*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 52,6$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,24$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 20,35$ (T*m) $M_{\min} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 14,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 50,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

DONC :

As=15,9cm² on obtient 8 HA16 = (As'=16.08cm²) avec st=12cm

- *Cote extérieure*

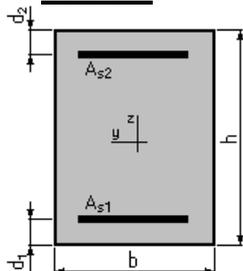
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués: M_{\max} (T*m) M_{\min} (T*m)

Etat Limite Ultime (fondamental) 2,76 0,00

Etat Limite de Service 2,13 0,00

Etat Limite Ultime (Accidentel) 0,00 0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 15,4 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 15,4 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section maximum $A_{s \text{ max}} = 137,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0,28 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,28 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\max} = 2,29 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 2,76 \text{ (T*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 13,02 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 52,6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,20 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 2,13 \text{ (T*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 9,29

Position de l'axe neutre: $y = 13,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 50,4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

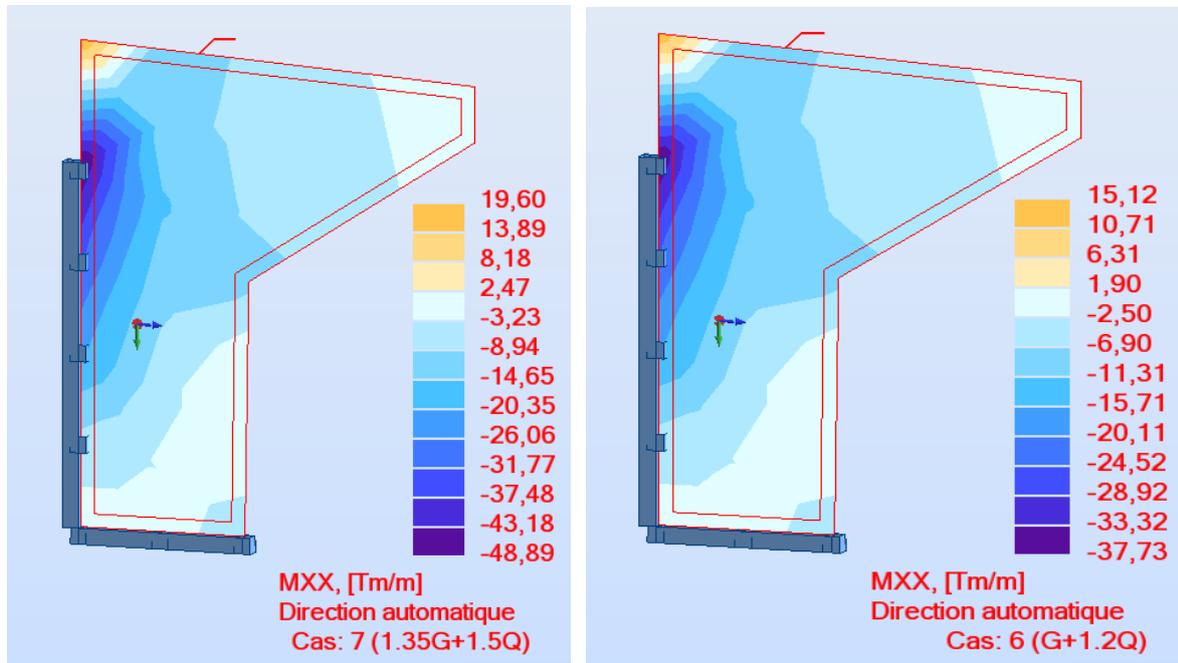
Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 3,9 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

DONC :

$A_s=15,9\text{cm}^2$ on obtient 8 HA16 = ($A_s'=16,08\text{cm}^2$) avec $st=12\text{cm}$ (longitudinale).

Ferrailage horizontale



- Cote remblais

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

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

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

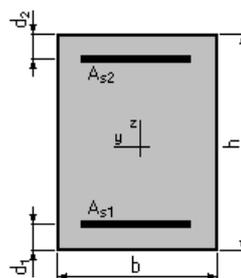
2. Section:

$b = 100,0$ (cm)

$h = 60,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

M_{max} (T*m) M_{min} (T*m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	48,89	0,00
Etat Limite de Service	37,73	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 30,3 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum $A_{s \text{ min}} = 15,4 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section maximum $A_{s \text{ max}} = 137,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique $\rho = 0,55 \text{ (\%)}$
minimum $\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)}$ maximum $\rho_{\text{max}} = 2,29 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 48,89 \text{ (T*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 11,6 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 50,4 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,68 \text{ (\%)}_0$
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$
Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 37,73 \text{ (T*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 18,3 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 48,9 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,3 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

DONC :

$A_s = 30,3 \text{ cm}^2$ on obtient 10 HA20 = ($A_s' = 31,42 \text{ cm}^2$) avec $s_t = 15 \text{ cm}$ (longitudinale).

- *Cote extérieur*

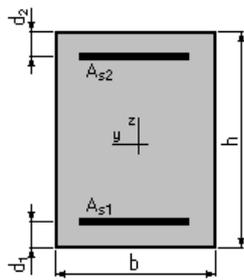
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- * Fissuration préjudiciable
 - * Prise en compte des armatures comprimées
 - * Prise en compte des dispositions sismiques

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 60,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués: M_{max} (T*m) M_{min} (T*m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	19,60	0,00
Etat Limite de Service	15,12	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 15,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum $A_{s \text{ min}} = 15,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum $A_{s \text{ max}} = 137,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique $\rho = 0,28 \text{ (\%)}$	
minimum $\rho_{min} = 0,28 \text{ (\%)}$	maximum $\rho_{max} = 2,29 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 19,60 \text{ (T*m)}$ $M_{min} = 0,00 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,83 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 52,6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,20 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{max} = 15,12 \text{ (T*m)}$ $M_{min} = 0,00 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,31

Position de l'axe neutre: $y = 13,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 50,4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 191,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Donc :

$A_s = 15,9 \text{ cm}^2$ on obtient 8 HA16 ($A_s' = 16,08 \text{ cm}^2$) avec $s_t = 12 \text{ cm}$ (longitudinale).

XIV.2.5. Étude du mur de front :

Le mur de front est constitué d'un voile frontal portant le tablier, il sert à supporter les charges et les remblais, ainsi qu'à la transmission des efforts à la semelle.

Ce mur est encasté sur les deux côtés latéraux et à la base sur la semelle. Pour cette étude on utilisera aussi les abaques Allemands.

Calcul de Section en Flexion Composée

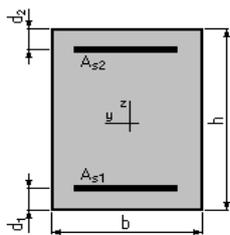
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

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

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul en poutre
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 135,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	N (T)	M (T*m)
1.	ELS	72,98	40,53
2.	ELS	68,85	53,76

3.	ELU	62,18	86,87
4.	ELU	54,26	89,07

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 36,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 36,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 325,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,28 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 2,41 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:**Cas N^O 1: Type ELS $N = 72,98 \text{ (t)}$ $M = 40,53 \text{ (t*m)}$**

Coefficient de sécurité:	6,96
Position de l'axe neutre:	$y = 74,5 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 105,2 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 1,7 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 7,5 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Cas N^O 2: Type ELS $N = 68,85 \text{ (T)}$ $M = 53,76 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité:	4,88
Position de l'axe neutre:	$y = 59,6 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 110,1 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 2,1 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier: tendue:	$\sigma_s = 13,1 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Cas N^O 3: Type ELU $N = 62,18 \text{ (T)}$ $M = 86,87 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité:	4,20	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 29,6 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 118,2 \text{ (cm)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$	

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,95$ (‰)

Contrainte de l'acier ;tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELU $N = 54,26$ (T) $M = 89,07$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 3,82 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 26,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 119,6$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,51$ (‰)

Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

$A_s = 36.4 \text{ cm}^2$ on obtient 8 HA25 = ($A_s' = 39.27 \text{ cm}^2$) avec $st = 13 \text{ cm}$ (longitudinale).

$A_s = A_s / 3 = 12.13 \text{ cm}^2$ on obtient 8HA14 = ($A_s' = 12.31 \text{ cm}^2$) avec $st = 13 \text{ cm}$ (transversale).

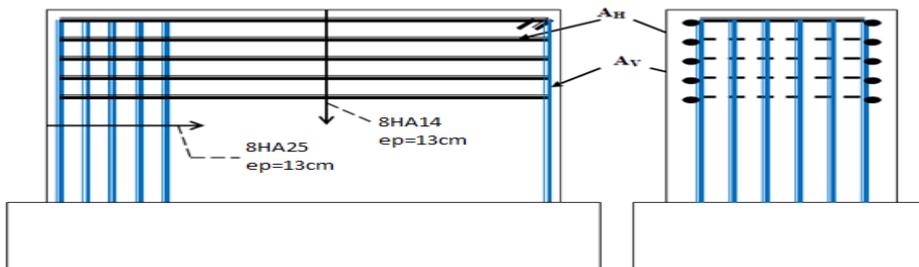


Figure. XIV.9. Ferrailage du mur de front

XIV.2.6. LES PIEUX

Selon: RPOA Ver-2008

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques **K_h** ; **K_v** :

K_h «Coefficient sismique horizontale» =0.2

K_v «Coefficient sismique verticale» =0.06

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L est donnée comme suit :

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par

la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\beta \cdot \cos\theta}} \right]^2}$$

Données du sol :

Angle de frottement interne du remblai sans cohésion : $\psi=30^\circ$

Angle de la surface du remblai sur l'horizontal : $\beta =0$

Angle de frottement sur le mur : $\delta =0^\circ$

Donc : $\theta+=11.87^\circ$

$\theta-=13.35^\circ$

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{k_H}{1 \pm k_V}$$

On a fait les calculs sur 4^{quatre} cas favorables de séismes correspondant à :

1^{ère} cas : cas normale sans séisme

2^{ème} cas : cas de séisme «horizontal verticale vers le bas»

3^{ème} cas : cas de séisme «horizontal»

4^{ème} cas : cas de séisme «horizontal verticale vers le haut

-TableauxXIV.4. Valeurs des paramètres k_{ad} ; k et θ :

Action du séisme	Notation	K_H	K_V	θ°	K_{ad}
Condition normale	Cas N°1	0,00	0,00	0	0,3333333
Vertical+horizontal	Cas N°2	0,20	0,06	10,68491	0,4637508
Horizontal	Cas N°3	0,20	0,00	11,30993	0,4732646
Vertical+horizontal	Cas N°4	0,20	-0,06	12,01148	0,4842845

TableuxXIV.4. Valeurs des paramètres k_{ad} ; k et θ

-Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A :

*Bas de la semelle

*Centre de la semelle.

Sollicitation Désignation	Cas°	Clacul de P (t)	Efforts horizontaux Fh= εH*P	Efforts verticaux Fv=(1±εv)*P (t)	Bras de levier <H> (m)	Bras de levier <V> (m)	Moment renversant Fh*V (t.m)	Moment stabilisant Fv*H(t.m)
Mur de garde grève	cas n°1	22,14	0,00	22,14	0,65	9,58	0,00	14,39
	cas n°2		4,43	23,47			42,42	15,25
	cas n°3		4,43	22,14			42,42	14,39
	cas n°4		4,43	20,81			42,42	13,53
Corbeau	cas n°1	34,00	0,00	34,00	0,83	8,32	0,00	28,22
	cas n°2		6,80	36,04			56,58	29,91
	cas n°3		6,80	34,00			56,58	28,22
	cas n°4		6,80	31,96			56,58	26,53
Mur frontal	cas n°1	288,32	0,00	288,32	-0,17	5,25	0,00	-49,85
	cas n°2		57,66	305,62			302,74	-52,84
	cas n°3		57,66	288,32			302,74	-49,85
	cas n°4		57,66	271,02			302,74	-46,86
Mur en retour	cas n°1	101,98	0,00	101,98	3,23	6,99	0,00	329,50
	cas n°2		20,40	108,10			142,57	349,27
	cas n°3		20,40	101,98			142,57	329,50
	cas n°4		20,40	95,86			142,57	309,73
Semelle	cas n°1	544,07	0,00	544,07	0,00	1,00	0,00	0,00
	cas n°2		108,81	576,71			108,81	0,00
	cas n°3		108,81	544,07			108,81	0,00
	cas n°4		108,81	511,42			108,81	0,00
Dalle de transition	cas n°1	46,50	0,00	46,50	3,32	9,85	0,00	154,38
	cas n°2		9,30	49,29			91,61	163,64
	cas n°3		9,30	46,50			91,61	154,38
	cas n°4		9,30	43,71			91,61	145,12
Poids des terres sur la semelle 1	cas n°1	466,75	0,00	466,75	2,41	4,82	0,00	1124,87
	cas n°2		93,35	494,76			449,95	1192,36
	cas n°3		93,35	466,75			449,95	1124,87
	cas n°4		93,35	438,75			449,95	1057,38
Poids des terres sur la	cas n°1	159,94	0,00	159,94	-2,11	3,00	0,00	-337,47
	cas n°2		31,99	169,53			95,96	-357,72

Chapitre XIV : Étude de la culée

semelle 2	cas n°3		31,99	159,94			95,96	-337,47
	cas n°4		31,99	150,34			95,96	-317,22
Poids des surcharges	cas n°1	30,09	0,00	30,09	2,41	4,30	0,00	72,52
	cas n°2		6,02	31,90			25,88	76,87
	cas n°3		6,02	30,09			25,88	72,52
	cas n°4		6,02	28,28			25,88	68,17
Poussée des terres sur le mur frontal	cas n°1	245,07	245,07	0,00	/	4,90	1200,82	0,00
	cas n°2	340,95	340,95	0,00			1670,64	0,00
	cas n°3	347,94	347,94	0,00			1704,92	0,00
	cas n°4	356,04	356,04	0,00			1744,62	0,00
Poussée des terres sur mur GG	cas n°1	2,40	2,40	0,00	/	10,03	24,08	0,00
	cas n°2	3,34	3,34	0,00			33,50	0,00
	cas n°3	3,41	3,41	0,00			34,19	0,00
	cas n°4	3,49	3,49	0,00			34,98	0,00
Poussée des surcharges sur mur frontal	cas n°1	21,44	21,44	0,00	/	3,83	82,12	0,00
	cas n°2	29,83	29,83	0,00			114,24	0,00
	cas n°3	30,44	30,44	0,00			116,59	0,00
	cas n°4	31,15	31,15	0,00			119,30	0,00
Poussée des surcharges sur la semelle	cas n°1	7,56	7,56	0,00	/	0,00	0,00	0,00
	cas n°2	10,52	10,52	0,00			0,00	0,00
	cas n°3	10,73	10,73	0,00			0,00	0,00
	cas n°4	10,98	10,98	0,00			0,00	0,00
Réaction du tablier (G)	cas n°1	408,00	0,00	408,00	-0,17	8,82	0,00	-70,54
	cas n°2		0,00	432,48			0,00	-74,78
	cas n°3		0,00	408,00			0,00	-70,54
	cas n°4		0,00	383,52			0,00	-66,31
A(l)	135,190			135,19	-0,17	/		-23,37
Bc 2voies	142,560			142,56	-0,17	/	/	-24,65
Mc120	118,730		/	118,73	-0,17	/	/	-20,53
D240	240,000			240,00	-0,17	/	/	-41,50
S-Trottoirs	10,650			10,65	-0,17	/	/	-1,84
HA(l)	10,89	10,89				8,82	96,08	0,00
HBc	30,00	30,00		/		8,82	264,60	0,00
F _{vl}	29,74	29,74				8,82	262,34	0,00

Tableaux XIV.5. les charges appliquant sur la culée

Combinaisons des cas de Charges :

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	MS (t.m)	MR (t.m)	MS-MR
ELU	1,35G + 1,6 (A(l)+Str)	3070,75	430,81	1709,12	2272,3575	563,24
	1,35G + 1,6 (Bc+Str)	3082,55	461,38	1709,12	2541,9955	832,87
	1,35G + 1,35 Mc120	2997,70	413,38	1709,12	2118,6355	409,51
	1,35G + 1,35 D240	3161,41	413,38	1709,12	2118,6355	409,51
ELS	G + 1,2 (A(l)+Str)	2276,79	319,28	1263,81	1684,6511	420,84
	G + (Bc+Str)	2285,64	342,21	1266,02	1886,8796	620,86
	G + Mc120	2220,52	306,21	1266,02	1569,36	303,34
	G + D240	2341,79	306,21	1266,02	1569,36	303,34
ELA 1° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	2257,06	755,31	1341,98	3416,45	2074,48
	G + 0,2 (Bc+Str)	2258,53	759,13	1341,98	3450,16	2108,18
	G + 0,2 Mc120	2251,64	753,13	1341,98	3397,24	2055,26
	G + 0,2 D240	2275,89	753,13	1341,98	3397,24	2055,26
ELA 2° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	2130,95	763,20	1266,02	3453,76	2187,74
	G + 0,2 (Bc+Str)	2132,43	767,03	1266,02	3487,46	2221,45
	G + 0,2 Mc120	2125,53	761,03	1266,02	3434,54	2168,53
	G + 0,2 D240	2149,79	761,03	1266,02	3434,54	2168,53
ELA 3° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	2004,85	772,34	1190,06	3496,9685	2306,91
	G + 0,2 (Bc+Str)	2006,32	776,16	1190,06	3530,6733	2340,62
	G + 0,2 Mc120	1999,42	770,16	1190,06	3477,75	2287,70
	G + 0,2 D240	2023,68	770,16	1190,06	3477,75	2287,70

Tableaux XIV.6. Combinaisons des cas de Charges

Conditions normales CAS *1:

$$N_{\max} = 2285,64t$$

$$M_{\max} = 620,86t.m$$

Condition sismique la plus défavorable:

$$N_{\max} = 3161,41 t$$

$$M_{\max} = 2340,62 t.m$$

Effort revenant à chaque pieu :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Condition normale :

$$N_1 = 245,98 < 440,8t$$

$$N_2 = 202,14 < 440,8t$$

Condition sismique :

$$N_1 = 415,74 < 440,8 \times 1,2 = 528,96 \text{ t}$$

$$N_2 = 216,54 < 440,8 \times 1,2 = 528,96 \text{ t}$$

Action sur les pieux :

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

b : Diamètre du pieu = 1.2m

C_U : Module de réaction du sol = 30KN/m³

E module d'élasticité du béton = 32164.2 Mpa

I : moment d'inertie du pieu = 0.10179 m⁴

l : longueur du pieu = 13 m

$$\lambda = 0.229$$

D'où :

$$L\lambda = 2.977$$

Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale :

H=342.21t D'où :

$$\bar{P} = 34,22 \text{ t / pieu}$$

Condition sismique :

H=776.16t D'où :

$$\bar{P} = 77,6 \text{ t / pieu}$$

Détermination des coefficients :

$$\begin{aligned}L. \lambda &= 2.977 \\ \chi_{\theta P} &= 0.875 \\ \chi_{\theta M} &= 1.4\end{aligned}$$

Calcul de moment :

Condition normale :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} = -90,25 \text{ t.m}$$

Condition sismique :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} = -204,69 \text{ t.m}$$

Condition normale :

$$N_{\max} = 225.0 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 202.144 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 90.25 \text{ t.m}$$

Condition sismique :

$$N_{\max} = 415.7 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 216.540 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 204.7 \text{ t.m}$$

ferrailage des pieux avec le robout experte :

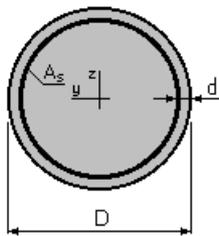
Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mode. 99

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N	Type	N (T)	M_y (T*m)	M_z (T*m)
1.	ELS	202,14	250,00	0,00
2.	ELU	216,54	204,70	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 233,7$ (cm²)

Section minimum $A_s \text{ min} = 113,1$ (cm²) Section maximum

$A_s \text{ max} = 565,5$ (cm²)

Théorique $\rho = 2,07$ (%)

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,50$ (%) maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N1: Type ELS N = 202,14 (T) $M_y = 250,00$ (T*m) $M_z = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 52,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 93,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 13,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 187,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas N 2: Type ELU $N = 216,54$ (T) $M_y = 204,70$ (T*m) $M_z = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 2,96 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 56,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 88,2$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 3,57$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

Donc :

$A_s = 233,7 \text{ cm}^2$ on obtient 30 HA32 = ($A_s' = 241,27 \text{ cm}^2$) avec $s_t = 10 \text{ cm}$

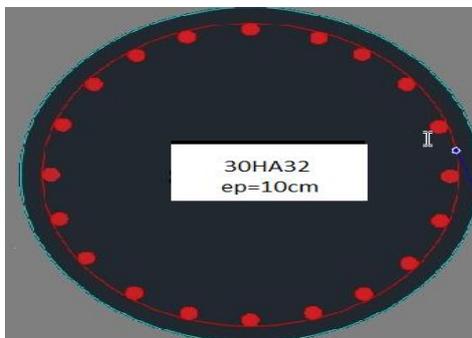
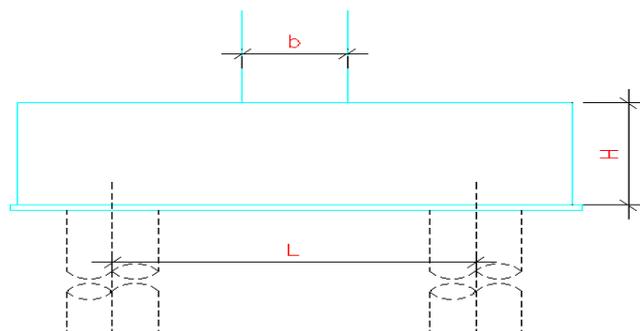


Figure .XIV .10 : ferrailage des pieux

XIV.2.8. ferrailage de la semelle :

Le ferrailage de la semelle se fait par la méthode des bielles.



1) condition de la méthode est :

$$L=4.70\text{m}$$

$$h=2 \text{ m}$$

$$b=1.36\text{m}$$

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

$$\text{Tg}\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \quad ; \quad \alpha = 50.13 > 45^\circ$$

1) Condition normal :

$$\bar{\sigma}_s = 2/3 \times \text{Fe} = 333.333 \text{ MPa}$$

$$N = 255,0\text{t}$$

$$A_s = \frac{N}{333.333} \times \frac{\frac{2L-b}{4}}{h} = 76.88\text{cm}^2$$

2) condition sismique

$$\bar{\sigma}_s = 500 \text{ MPA}$$

$$N = 415,7\text{t}$$

$$A_s = \frac{N}{500} \times \frac{\frac{2L-b}{4}}{h} = 83.55 \text{ cm}^2$$

-On prend $A_{s_{\max}} = 83.55 \text{ cm}^2$

Donc le ferrailage de la semelle sous culée :

Nappe inferieur : 11AH32 $A_s = 88.74\text{cm}^2$ $e_p = 15\text{cm}$ (transversale)

$$\text{Nappe inferieur : } \frac{A_s}{3} = 29.58 \text{ cm}^2$$

4HA32 $A_s = 32.17 \text{ cm}^2$ $e_p = 15\text{cm}$ (longitudinale)

$$\text{Nappe supérieur : } \frac{A_s}{2} = 44.37 \text{ cm}^2$$

6HA32 $A_s = 48.25 \text{ cm}^2$ $e_p = 15\text{cm}$ (transversale)

Nappe supérieur : $\frac{As}{4} = 22.18 \text{ cm}^2$

12HA16 $As = 24.13 \text{ cm}^2$ $ep = 15 \text{ cm}$ (longitudinale)

$\frac{As}{10} = 8.35 \text{ cm}^2$ ferrailage latérale 3HA20 $As = 9.42 \text{ cm}^2$

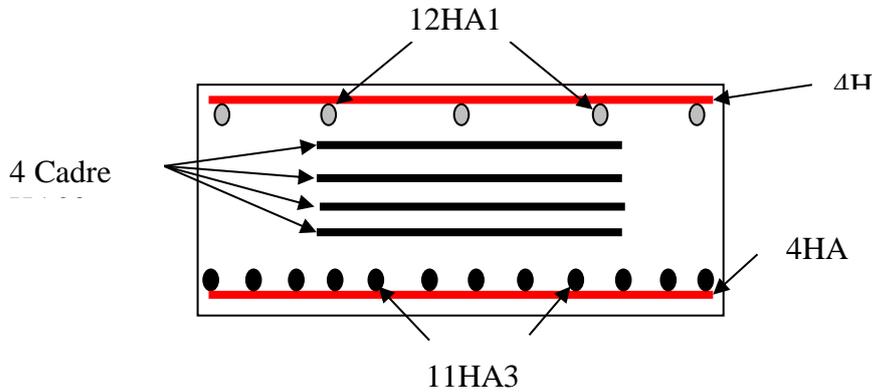


Figure XV.11. : Le ferrailage longitudinal de la semelle sous culée.

XIV.3. ferrailage de la culée :

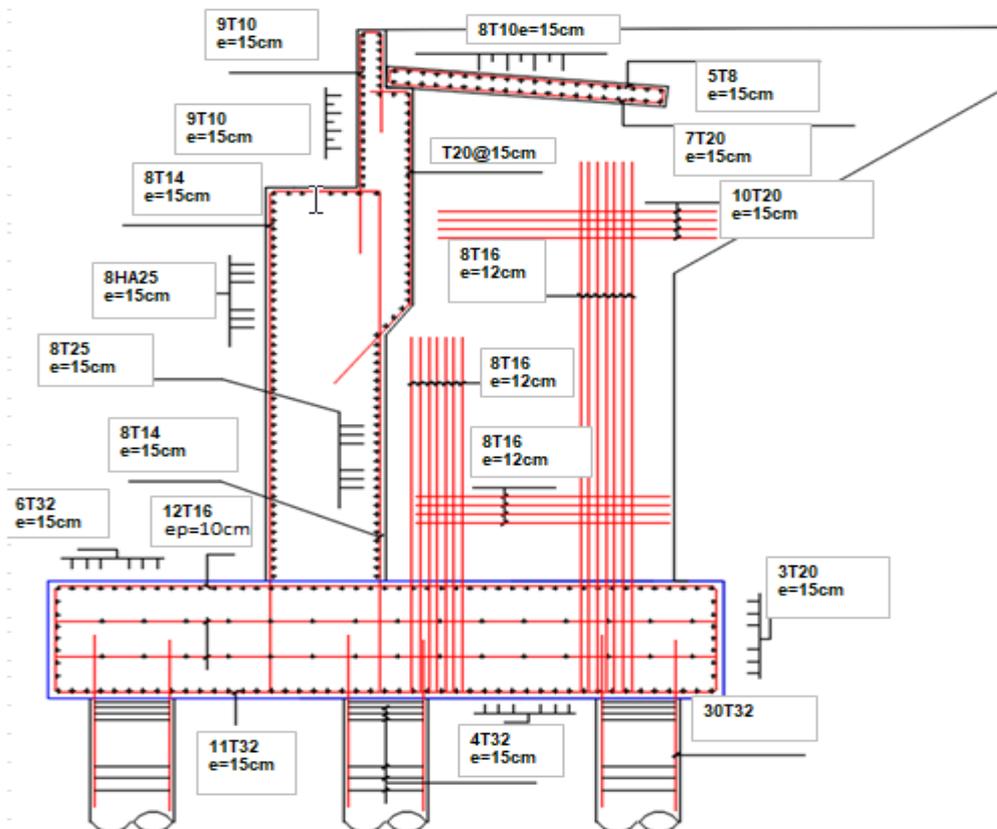


Figure XIV. 12. ferrailage de la culée

XIV.4. conclusion :

Dans cette partie, le dimensionnement des différents éléments de la culée a été fait pour assurer la continuité de la chaussée, elle assure aussi le soutènement des terres.

CONCLUSION

Ce projet de fin d'études permet de synthétiser et de relier les différentes connaissances Théoriques générales acquises au fil de nombreuses années d'études et de se familiariser avec les différentes réglementations en vigueur dans le domaine des travaux publics et de les appliquer dans la pratique. Au terme de cette étude, on constate que pour calculer un pont en béton précontrainte on post tension les deux étapes suivant sont nécessaires :

* **Etude de la superstructure :**

Le pré dimension des poutres principales sont déterminées, et évaluer la répartition du SETRA. On a trouvé les poutres les plus sollicitées, et évaluer la répartition latérales de ces efforts sur différentes poutres afin de déterminera l'amplitude de la justification de la précontrainte les contraintes résultantes.

Nous avons également calculé l'effet de renforcement des entretoises bout à bout afin qu'elles puissent résister à l'utilisation du cric.

* **Etude de l'infrastructure:**

nous avons évalué l'effet des charges et leurs combinaisons pour déterminer dans quelle mesure certains composants seront renforcés dans les conditions les plus défavorables, et avons utilisé des fichiers SETRA et des diagrammes WARNER pour certains autres en raison de la grande taille, La fondation peu profonde sous les culées et les piliers est renforcée par la méthode en porte à faux comme fondation. Au total , On peut dire que ce rapport (le projet à la fin de l'étude) nous a donné une idée sur les différentes étapes du calcul d'ouvrage en béton précontraint autre part il nous a permis de construire un véritable lien à une carrière.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **Ponts à poutres préfabriquées précontrainte par post-tension (VIPP)**, Guide de conception.
Service d'études techniques des routes et autoroutes (S.E.T.R.A). Février 1996.
- [2] **BPEL 91 révisé 99**: Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et Constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites (fascicules 62, titre 1er, section II du CCTG) (Cahiers CSTB 2578 et 3193). Avril 1992.
- [3] **BAEL 91 modifié 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99.
- [4] **Règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA)**. Ministère des travaux publics. Mars 2008.
- [5] **Règle définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (RCPR)**. Ministère des travaux publics. Mars 2008.
- [6] **Guide de conception & d'application du règlement RPOA 2008**. Ministère des travaux Publics. Mars 2008.
- [7] **Appuis des tabliers 1.3.2**. Calculs complémentaires, Ferrailages types. Service d'études techniques des routes et autoroutes (S.E.T.R.A). 1973.
- [8] **Fascicule 62 Titre II, section II** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99 – Avril 1999 – Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement.
- [9] **CAQUOT A. et KERISEL J.** –Traité de Mécanique des sols. Éditions Gauthiers- Villars, 4^e .édit, 1966
- [10] **Dalle des Transition des ponts routes**. Service d'études techniques des routes et autoroutes (S.E.T.R.A). Octobre 1984.
- [11] **Appareil d'appuis en élastomère fretté**. Service d'études techniques des routes et autoroutes (S.E.T.R.A). Septembre 2000.
- [12] **Fascicule 62 Titre V**, Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement. Décembre 1993.
- [13] **Pont courant en zone sismique** « Guide et conception », Service d'études techniques des routes et autoroutes centre des techniques d'ouvrage d'art. Janvier 2000.