République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسـيس جانســون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Traveaux Publics

Spécialité : Matériaux & Strucutre

Thème

Conception et étude du viaduc N26-2 sur la pénétrante autoroutière de Skikda

Présenté par :

TITAM WASSIM

HAMIDA RAMZI

Encadré par :

M. DRIDAH Mohamed

M.AMIEUR Mohamed

Promotion 2019/2020

ENSTP-FJ

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

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنســيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplômes d'Ingénieur d'État / Master
Filière : Traveaux Publics
Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Conception et étude du viaduc N26-2 sur la pénétrante autoroutière de Skikda

Présenté par :

TITAM WASSIM

HAMIDA RAMZI

Encadré par :

M. DRIDAH Mohamed

M.AMIEUR Mohamed

Promotion 2019/2020

ENSTP-FJ

Remerciement

Nous adressons nos profondes expressions de reconnaissance à tous ceux qui nous ont aidés et encouragés pendant la réalisation de ce travail.

Un grand merci à l'ingénieur ***M.BABAKHOUYA Youcef*** *pour sa disponibilité, sa compréhension et ses conseils.*

Nous remercions aussi notre encadreur ***M.DRIDAH mohammed*** *pour son suivi minutieux durant l'avancement de notre projet.*

Toutes nos gratitudes sont adressées à ***M.AMIEUR mohamed*** *ainsi que tous les enseignants qui nous ont accompagnés pendant les différents cycles de formation*

Dédicace

Nous dédions ce travail à nos chers parents, qui nous ont soutenus durant nos parcours,

A nos familles, et leurs continuels encouragements,

A nos amis et nos camarades qui ont partagé avec nous de bons moments,

A notre cher ami en Bosnie-Herzégovine Boutammine Ali,

Au cher frère Aymen,

Au cher petit frère Ilyes,

A tous ceux qui nous aiment,

Et à ceux que nous aimons.

ملخص:

يعد هذا العمل جزءا من تصميم ودراسة جسر بطول 290 م،تم تنفيذه بطريقة التتابع المتتالي مع امتدادات جانبية مبنية بواسطة روافد مضغوطة مسبقا، الجسر قيد الدراسة يقع بين النقطتين الكيلومترتين 26+668.3 و 26+957.3 يربط بين ميناء مدينة سكيكدة و الطريق السيار شرق غرب ،يتضمن هذا العمل مقدمة عامة،عرضا تقديميا للمشروع،وتحديدا للاختيار المناسب من بين ثلاثة اقتراحات ،مع تحديد الابعاد ،حيث اخترنا جسرا مبنيا بطريقة التتابع المتتالي مع امتداد جانبي بواسطة روافد مضغوطة مسبقا،للدراسة المعمقة والتي تتضمن،خصائص المواد المستخدمة في البناء ،وتقييم الاحمال على الجسر والخرسانة سابقة الإجهاد والدراسات الطولية والعرضية ،ومعدات الجسر،وتصميم ودراسة البنية التحتية (العمود والدعامة) وتنتهي باستنتاج عام.

الكلمات المفتاحية : تصميم ودراسة جسر،التتابع المتتالي، الأبعاد المبدئية، جسر صندوقي،الخرسانة مسبقة الإجهاد،معدات الجسر، البنية التحتية.

Résumé

Ce travail fait partie de la conception et de l'étude d'un pont de 290 m réalisé par la méthode d'encorbellement successif avec travées de rives construites en poutres précontraintes par posttension , reliant le port de SKIKDA et L'Autoroute E-O, situé entre le PK 26+668.3 et le PK 26+957.3 sur la pénétrante de SKIKDA, qui comprend une introduction générale, une présentation du projet, et d'une identification du choix approprié parmi trois propositions différentes, compte tenu le Prédimensionnement, Où nous avons choisi un pont en caisson à hauteur variable réalisé par la méthode d'encorbellement successif avec travées de rives construites en poutres précontraintes par posttension, pour l'étude approfondie, qui comprend les caractéristiques des matériaux utilisés pour le calcul, l'évaluation des charges et surcharges appliquées au pont, le béton précontraint, les études longitudinales et transversales, les équipements du pont, la conception et l'études d'infrastructures (pile et culée),finissant par une conclusion générale.

Mots clés:

Conception, étude, pont, encorbellement successif, Pré-dimensionnement, poutres précontraintes par posttension, Pont en caisson, béton précontraint, Equipement de pont, Infrastructure.

Abstract

This work is part of the design and study of a 290 m bridge carried out by the successive cantilever method with bank spans built in beams prestressed by post-tension, connecting the port of SKIKDA and the E-O Highway, located between PK 26 + 668.3 and PK 26 + 957.3 on the SKIKDA penetrant, which includes a general introduction, a presentation of the project, and an identification of the appropriate choice among three different proposals, taking into account

the Predimensioning, Where we have chosen a box bridge with variable height produced by the successive cantilever method with side spans built with beams prestressed by post-tension, for the in-depth study, which includes the characteristics of the materials used for the calculation, the evaluation of the loads and overloads applied to the bridge, prestressed concrete, longitudinal and transverse studies, bridge equipment, design and studies of infrastructure (pier and abutment) , ending with a general conclusion.

Keywords:

Design, study, bridge, successive corbelling, pre-dimensioning, Box Bridge, Prestressed concrete, Bridge equipment, Infrastructure.

Liste des abreviations

SETRA	Service d'études techniques des routes et autoroutes.
CCP	Complément des charges permanentes.
CCTP	Centre de contrôle des travaux publics.
BAEL	Béton armé aux Etats limites.
BPEL	Béton précontrainte aux Etats limites.
RCPR	Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
VSP	Voussoir sur pile.
VC	Voussoir à la clef.
12T15	deuze (12) torons de quinze (15) fils.
$\mathbf{f_{Clim}}$	Contrainte de compression limite
fcmax	Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser
fprg	Contrainte de rupture garantie.
fpeg	Contrainte de précontrainte élastique garantie.
$\boldsymbol{\sigma_{Sup}}$	Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\boldsymbol{\sigma_{Iuf}}$	Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$	Contrainte de compression admissible
$\boldsymbol{\sigma_{bt}}$	Contrainte de traction admissible.
HA	Haute adhérence.
St	Espacement des armatures
NF	Norme française.
Xr	Centre de rigidité
MP	Masse des piles.
MT	Masse du tablier
FL	Force séismique longitudinale.
FT	Force séismique transversale
$\mathbf{H_T}$	Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.
$\mathbf{H_{flv}}$	Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage

Table de matières

I. Introduction générale 1

Chapitre I : Etude comparative entre la méthode de Guyon-Massonnet et le calcul automatique de la distribution transversale des efforts. 2

I.1.Introduction 2
I.2. Méthode de Guyon Massonet 2
I.2.1. Principe de la méthode 2
I.2.2. Les paramètres fondamentaux 2
I.2.3. Calcul des efforts 4
I.3. Exemple d'application 6
I.3.1. Les surcharges 8
I.3.2. Calcul du moment 10
I.4. Application de la méthode de Guyon Massonet 15
I.4.1. Détermination des paramètres de calcul 15
I.4.2. Calcul de Coefficient de répartition transversale K 18
I.5.Vérification Automatique 20
I.6. Etude comparative 22
I.7. Interprétation A la fin de ce travail on peut conclure : 23

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage 25

II.1.Introduction 25
II.2. Présentation de l'ouvrage 25
II.3.Données fonctionnelles 26
II.3.a.le tracée en plan 26
II.3.b.profile en long 26
II.3.c.profile en travers 26
II.4.Données naturels 27
II.4.a. Le vent 27
II.4.b. La neige 27
II.4.c. La température 27
II.5.Caracteristiques géologiques 27
II.6.caractéristiques géotechniques 28
II.7.Sismicité 29
II.8.caracteristiques hydrologiques 31
II.9.Conclusion 32

Chapitre III : Conception 33

III.1Introduction 33
III.2. Présentation et pré-dimensionnement des variantes 33
III.2.1. Variante 1 pont à poutres précontraintes par post-tension à travées indépendantes : 33
III.2.2. Variante 02 : pont en béton précontraint construit en encorbellement successif avec travées de rives construites en poutres precontraintes par post-tension 35
III.2.3. Variante 03 : pont mixte bipoutres 38
III. 3.Analyse des variantes 40
III.4.Devis estimatifs et quantitatifs des trois variantes 42

III.4.1.Variante 1 42
III.4.2.Variante 2 43
III.4.3.Variante 3 44
III.5.Conclusion 45

Chapitre IV : Hypothèses de calcul 49

IV.1.Introduction 49
IV.2.Les normes utilisées 49
IV.2.a.Règles BAEL91 révisé 99 Fascicule n° 62 (titre I, section I) 49
IV.2.b.Règles BPEL91 révisé 99 49
IV.2.c.Règles R.C.P.R version 2008 49
IV.2.d. Règle R.P.O.A version 2008 49
IV.3.Caracteristique des materiaux 49
IV.3.a.Le béton 49
IV.3.b.Les armatures 50
IV.4.Evaluation des actions 52
IV.4.1.Evaluation des actions hors trafic 52
IV.4.2.Evaluation des actions dues au trafic 54
IV.5.Combinaisons d'actions 62
IV.6.Conclusion 62

Chapitre V : Etude longitudinale 66

V.1.Introduction 66
V.2.Etude longitudinale des travées de rives 66
V.2.1.Modélisation 66
V.2.2.Les résultats de calcul 67
V.2.3.Efforts max sous combinaisons de charges a L'ELS 68
V.3.Etude longitudinale des travées intermédiaires 69
V.3.1.Etude longitudinale en phase de construction 69
V.3.2.Etude longitudinale en phase de service 72
V.4.Conclusion 75

Chapitre VI : Etude de la précontrainte 76

VI.1.Introduction 76
VI.2.Principe de la précontrainte 76
VI.3.Etude de la précontrainte longitudinale de l'ouvrage 76
VI.3.1.Etude de la précontrainte du tablier construit par encorbellement successif 76
VI.4.Vérification des contraintes 96
VI.4.1.Vérification des contraintes en phase de construction pour un demi-fléau 96
VI.4.2.Vérifications en phase de service 97
VI.4.3.Vérification de l'effort tranchant 97
VI.5.Etude de la précontrainte du tablier construit en poutres 100
VI.5.1.Calcul du nombre de câbles 101
VI.5.2.Tracé des câbles de précontrainte 102
VI.5.3.Calcul des pertes de précontraintes 104
VI.5.4.Justification des contraintes 107
VI.6.Conclusion 111

Chapitre VII : Etude transversale 116
VII.1. Introduction 116
VII.2.Etude transversale du tablier construit par encorbellement 116
VII.2.1.Evaluation des efforts transversaux 116
VII.3.Etude transversale du tablier construit en poutres 120
VII.3.1.Etude de la dalle 120
VII.3.2.Résultats après calculs 121
VII.3.3.Ferraillage 121
VII.3.4.Ferraillage de la poutre 122
VII.4.Conclusion 122
Chapitre VIII : équipements du tablier 123
VIII.1. Introduction 123
VIII.2. Appareils d'appui 123
VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui 123
VIII.2.2. Evaluation des efforts appliqués sur les appareils d'appuis 123
VIII.2.3. Dimensionnement de l'appareil d'appui type B 124
VIII.2.4. Vérification du dimensionnement 127
VIII.3. Les joints de chaussée 130
VIII.3.1. Dimensionnement 131
VIII.3.2. Type de joint 131
VIII.4.Conclusion 132
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure 133
IX.1.Introduction 133
IX.2.Etude de la pile 133
IX.2.1.Conception de la pile 133
IX.2.2.Evaluation de la raideur totale K 134
IX.2.3.Evaluation de l'effort sismique selon le règlement RPOA-2008 135
IX.2.4.Combinaisons d'actions à l'état limite accidentel ELA 138
IX.2.5.Evaluation des efforts des piles les plus sollicités 139
IX.2.6.Combinaisons des efforts 140
IX.2.7.Ferraillage de la pile 03 140
IX.2.8.Ferraillage de la pile 04 143
IX.2.9.Etude de la culée 145
IX.2.10.Etude des fondations 152
IX.3.Conclusion 159
Conclusion générale 161

Liste des tableaux

Tableau 1: Poids des composantes de tablier 8
Tableau 2: Valeur de coefficient α_1 8
Tableau 3: Valeur de A(l) 9
Tableau 4: Valeur de v_0 9
Tableau 5: Valeur de coefficient bc 9
Tableau 6: Coefficients de majoration dynamique 9
Tableau 7 : Valeur de coefficient b_t 10
Tableau 8: Coefficients de majoration dynamique 10
Tableau 9: Moment fléchissant et effort tranchant sous poids propre 10
Tableau 10:Moment fléchissant sous A(L) 11
Tableau 11 : Moment fléchissant sous charge Bc 12
Tableau12 : Moment fléchissant sous charge Bt 13
Tableau 13 : Moment fléchissant sous charge Mc120 14
Tableau 14 : Moment fléchissant sous charge D240 14
Tableau 15 : Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants 15
Tableau 16. Les valeurs de coefficient K pour $\boldsymbol{\alpha = 0 \ et \ \theta = 0.55}$ 18
Tableau 17. Les valeurs de coefficient K pour $\alpha=1$ et $\theta=0.55$ 18
Tableau 18 : Les valeurs de coefficient K pour $\alpha=0.21$ et $\theta=0.55$ 18
Tableau 19 : Valeur de Kα pour chaque poutre 19
Tableau 20 : Valeur de Kαmoy pour un voie de Système de charge AL 19
Tableau 21 : Valeur de Kαmoy pour deux voie de Système de charge AL 19
Tableau 22 : Moment a L/2 pour Système de charge AL 20
Tableau 23 : Combinaison de charge pour moment max 20
Tableau 24 : Tableau récapitulatif et comparatif de calcul manuel et automatique 22
Tableau 25:coefficient d'accélération de zone 30
Tableau 26 :pré-dimensionnement de la variante 01. 34
Tableau 27:dimensions des diffirentes éléments du voussoir 36
Tableau 28: dimensions des diffirentes éléments de la poutre des travées de rive. 37
Tableau 29: prédimensionnement des poutres métallique 39
Tableau 30: prédimensionnement des entretoises. 39
Tableau 31:analyse des variantes. 40
Tableau 32:estimation du coût de la variante 01. 42
Tableau 33:estimation de cout de la variante 02. 43
Tableau 34:estimation de cout de la variante 03. 44
Tableau 35:contraintes admissibles. 50
Tableau 36:des caracteristiques des armatures de precontrainte. 51
Tableau 37:estimation du poids d'une travées de rive. 52
Tableau 38:estimation du poids d'une poutre. 52

Tableau 39:poids des travées construites par encorbellement. 53
Tableau 40:estimation du poids CCP. 54
Tableau 41: caractéristiques du pont 54
Tableau 42:classe du pont route. 55
Tableau 43:coefficient a_1 55
Tableau 44:valeures de la Charge Al. 57
Tableau 45:valeur de bc. 58
Tableau 46: coefficient bt. 58
Tableau 47: coefficient de majoration dynamique du système de charge B. 59
Tableau 48:valeurs retenues du $\boldsymbol{\delta}$ 60
Tableau 49:valuers de l'effort de freinage due au système de charges Al. 60
Tableau 50:valuers du coefficient de majoration dynamique. 61
Tableau 51 : combinaisons d'action. 62
Tableau 52: tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir. 79
Tableau 53:la trajectoire des cables en élévation. 81
Tableau 54 :la trajectoire des cables en plan. 82
Tableau 55:tableau donnant le nombre de câbles de continuitée arrêtés dans chaque voussoir en travée centrale. 84
Tableau 56:l'allure du tracé en élévation des cables de contnuité en travées principales. 85
Tableau 57:Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir en travées de rives 85
Tableau 58:trajectoire des cables en élévation en través de rives : 86
Tableau 59:trajectoire des cables en plan en través de rives : 86
Tableau 60:pertes par frottement des câbles lors de la mise en tension pour un demi fléau en Mpa. 91
Tableau 61:pertes par recul d'ancrage pour un demi fléau 92
Tableau 62:pertes par déformation instantannée du béton 93
Tableau 63:pertes instantannées totales pour un demi fléau 93
Tableau 64:pertes par retrait du béton: 94
Tableau 65 :pertes par fluage du béton 94
Tableau 66:pertes par relaxation des aciers de precontrainte 95
Tableau 67 : pertes différées totales. 95
Tableau 68:contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction. 96
Tableau 69:caractéristiques des sections considerées : 100
Tableau 70:contraintes exetrêmes 101
Tableau 71:calcul du nombre de câbles 101
Tableau 72: vérification des contraintes 102
Tableau 73:allure du tracée des cables des poutres. 104
Tableau 74: pertes par frottement lors de la mise en tension des câbles. 104

Tableau 75:pertes par recul d'ancrage. 105
Tableau 76:pertes par raccourcissement du béton. 105
Tableau 77: caractéristiques de la section considérée pour le calcul des pertes dues à la déformation instantannée du béton. 105
Tableau 78: pertes de précontrainte par retrait du béton 106
Tableau 79: caractéristiques de la section Tableau 80: pertes par fluage du béton... 106
Tableau 81: tableau donnant les conditions à prendre en considération pour la justification des contraintes pour les 5 phases 108
Tableau 82: excentricité moyenne des câbles de precontrainte 108
Tableau 83: effort dû à la précontrainte. 109
Tableau 84:Moments extrêmes dans le voussoir sur pile 117
Tableau 85 : Moments extrêmes dans le voussoir à la clef 117
Tableau 86:Ferraillage passif du VSP et VSC 119
Tableau 87: Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis pour la partie poutre. 123
Tableau 88: Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis pour la partie voussoir 124
Tableau 89: Déplacement dû à la variation linéaire pour la partie poutre 126
Tableau 90:Déplacement dû à la variation linéaire pour la partie voussoir 126
Tableau 91: appareille d'appui pour la partie du tablier construite en poutres. 126
Tableau 92: appareille d'appui pour la partie du tablier construite en voussoir. 127
Tableau 93: Implantation et hauteurs des piles 133
Tableau 94: Raideur statiques et dynamiques longitudinales des appuis 134
Tableau 95: Raideur statiques et dynamiques transversale des appuis. 135
Tableau 96 : Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui .. 137
Tableau 97: Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui. 138
Tableau 98: Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble 139
Tableau 99:Evaluations des efforts de la pile 03 et la pile 04 139
Tableau 100: Combinaisons des efforts 140
Tableau 101: calcul des chrarges sur le chevêtre 143
Tableau 102:ferraillage du chevêtre. 144
Tableau 103:efforts maximaux agissants sur les fûts. 145
Tableau 104:prédimensionnement de la culée. 145
Tableau 105:calcul du coefficient de poussée k_{ad}. 147
Tableau 106: Evaluation des efforts sur le mur frontal 147
Tableau 107: Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal. 148
Tableau 108 :combinaisons d'actions sur la dalle de transition. 150
Tableau 109:dimensions des semelles. 152
Tableau 110:les sollicitations les plus défavorables sur les fondations. 152
Tableau 111 :nombre de pieux sous la semelle. 153

Tableau 112:les valeurs de N_{min} et N_{max} pour les combinaisons les plus défavorables..... 153
Tableau 113:vérification des conditions de la méthode des bielles. 155
Tableau 114 : Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu. 158

`

Liste de figures

Figure 1: Modèle du tablier de pont d'après Guyon-Massonnet 3
Figure 2: dimension et section de poutre 6
Figure 3: ligne d'influence sous A(L) 11
Figure 4: schéma statique du système Bc cas1 11
Figure 5: schéma statique du système Bc cas2 12
Figure 6. Ligne d'influence du Bt 13
Figure 7 : schéma statique de Mc120 14
Figure 8. Position des poutres 15
Figure 9. sections de poutre 16
Figure 10. Section simplifiée 17
Figure 11: Lignes d'influences Kα=f(X) 19
Figure 12 : modèle des poutres et appuis 21
Figure 13: poids propre 21
Figure 14 : Système de charge AL 21
Figure 15: Système de charge Bc 21
Figure 16 : Système de charge Mc 120 21
Figure 17: diagramme de moment sous la combinaison 1.35G+1.35D240 22
Figure 18: implantation de l'ouvrage sur la carte d'Etat-major 25
Figure 19: implantation de l'ouvrage sur google maps 25
Figure 20: le tracé en plan de l'OA 26
Figure 21: Carte géologique de la région de Skikda d'après J. M.Vila 27
Figure 22: coupe géologiques 29
Figure 23:carte de zonage sismique de l'Algérie. 30
Figure 24 : bassin versant du Oued 32
Figure 25: notation des dimensions 36
Figure 26: coupe transversal d'un tablier 38
Figure 27: Contraintes admissibles dans les sections en béton précontraint 52
Figure 28: les cas de charges possibles. 56
Figure 29: système de charge Bc 58
Figure 30: système de charge Bt. 58
Figure 31: convoi militaire Mc120 61
Figure 32: convoi exeptionnel D240. 62
Figure 33: model de calcul du tablier poutre 66
Figure 34: moment max sous CP+CPP. 67
Figure 35: moment max à L'ELU sous la combinaison 1.35G+1.35D240 67
Figure 36: Effort tranchant max sous la combinaison 1.35G+1.35D240 68
Figure 37: moment max a l'ELS sous la combinaison G+D240 68
Figure 38: effort tranchant max a l'ELS sous la combinaison G+D240. 68

Figure 39: cheminement de la réalisation d'un fléau. 70
Figure 40: situation temporaire d'execution a considerer. 71
Figure 41: situation temporaire d'execution a considerer. 71
Figure 42: model fléau 72
Figure 43: moment max sous la combinaison A1. 72
Figure 44: Moment max a l'ELS sous la combinaison G+D240 73
Figure 45: Effort tranchant max a l'ELS sous la combinaison G+D240. 73
Figure 46:moment max sous la combinaison 1.35G+1.35D240. 74
Figure 47: effort tranchant max a L'ELU sous la combinaison 1.35G+1.35 D240. 74
Figure 48: Moment max sous CP+CPP 74
Figure 49: effort tranchant max sous CP+CPP. 75
Figure 50: trajectoire des câbles en élévation. 81
Figure 51: trajectoire des cables en plan. 82
Figure 52: câbles de précontrainte de continuité en travées centrales. 83
Figure 53: précontrainte de continuité en travées de rives. 83
Figure 54: frottement le long du câble lors de la mise en tension. 87
Figure 55:pertes par recul d'ancrage lors de la mise en tension. 87
Figure 56:diagramme des contraintes pour x=104m 99
Figure 57:conditions d'enrobage des cas cables. 103
Figure 58: tracé du cable 103
Figure 59:Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel 116
Figure 60: Vue en 3D du caisson à la clef modélisé sur le logiciel 117
Figure 61: Ferraillage voussoir à la clef 119
Figure 62: Ferraillage voussoir sur pile 120
Figure 63: model poutre. 120
Figure 64:ferraillage de la dalle. 121
Figure 65: ferraillage des poutres de 35 m 122
Figure 66: Définition géométrique d'un appareil 124
Figure 67 Distorsion sous l'effort normal 129
Figure 68: Distorsion sous une rotation 130
Figure 69: Distorsion sous effort horizontal 130
Figure 70: Joint du type 400A 131
Figure 71: dimensions des model de joins 132
Figure 72: Dimensions de la pile 3 Figure 73: Dimensions de la pile 4 133
Figure 74: discrétisation des masses pour le séisme transversal 138
Figure 75: Abaques de WALTHER 141
Figure 76: Ferraillage de pile à la base 143
Figure 77: modèle chevêtre. 143
Figure 78 :moment max a L'ELU agissant sur le chevêtre 144

Figure 79: moment max a L’ELU agissant sur chevêtre..... 144

Liste des annexes

Annexe 1 : master

Annexe 2 : données géotechniques

Annexe 3 : resultats de calculs numerique

Annexe 4 : tableaux de calculs

Annexe 5 : equipements du tablier

Annexe 6 : ferraillage

INTRODUCTION GENERALE

I. Introduction générale

La recherche de solutions et de nouvelles techniques de réalisation dans le domaine des grands ouvrages de génie civil, la compétence et l'esprit novateur des ingénieurs ont contribuer d'une manière considérable à avoir des solutions ingénieuses à des problèmes qui sortent souvent de l'ordinaire.

La conception des ponts modernes est fortement influencée par l'emploi de matériaux aux performances remarquables au développement de méthodes de mise en œuvre pour leur construction à la fois rapides et précises. D'ailleurs certaines familles de ponts en acier ou en béton précontraint tirent leur nom des procédés constructifs employés (ponts poussés, ponts construits par encorbellements successifs). Chacune des méthodes envisageables est généralement associée à un outil utilisé pour la construction du tablier, ces derniers sont souvent des structures complexes et délicates qui doivent être capables de supporter des charges importantes et être réutilisés sur différents projets pour amortir l'investissement que représente leur fabrication. Chaque méthode présente des avantages et des inconvénients. Il n'y a pratiquement aucune particularité à l'ouvrage privilégiant immédiatement une méthode spécifique, ce qui fait que le choix des solutions possibles est une tâche délicate à laquelle un ingénieur peut être amené à faire face, d'où la maîtrise de domaine d'emploi de ces outils est primordiale pour orienter le processus de décision vers la méthode la plus efficace.

La démarche de conception d'un pont doit être menée par un ingénieur expérimenté, de compétence proportionnée à l'importance et à la complexité de l'ouvrage et possédant une solide culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il dispose. Par ailleurs, les performances sans cesse croissantes des matériels informatiques, le perfectionnement des méthodes de représentation graphique et d'analyse numérique ainsi que les immenses progrès accomplis dans la connaissance des phénomènes physiques (effets du vent, des séismes) ou physicochimiques les plus complexes qui s'intéressent au comportement des ponts, offrent à l'ingénieur une plus grande liberté de conception par rapport au passé.

Enfin, un pont est un ouvrage d'art qui ne doit pas être dissocié de son environnement, dont il fait une partie intégrante, il est donc indispensable que l'ingénieur prenne l'aspect esthétique en considération au même titre que les autres aspects (économique –technique) parce qu'un pont ne doit toutefois pas être réduit à sa simple dimension utilitaire puisque il constitue un véritable monument de fierté, un symbole esthétique de grandeur et de puissance.



CHAPITRE I
Master



Chapitre I : Etude comparative entre la méthode de Guyon-Massonnet et le calcul automatique de la distribution transversale des efforts.

I.1.Introduction

Le sujet de ce master est une étude comparative entre la méthode classique de calcul de la distribution transversale des efforts dans les ponts à poutres multiples (méthode Guyon Massonnet) et le calcul automatique (logiciel d'analyse modulaire Autodesk Robot). Le but de ce travail est de prouver que ce dernier est le plus utile.

I.2. Méthode de Guyon Massonet

I.2.1. Principe de la méthode

Lorsque la rigidité torsionnelle des éléments d'un pont ne peut être négligée, la section transversale du pont est considérée comme étant déformable. C'est alors qu'on utilise la méthode de Guyon-Massonnet (développée originalement par Guyon en 1946 et mise sous forme de tableaux numériques par Massonnet en 1954). **[1]**

Cette méthode est une méthode de calcul des dalles ou de réseaux de poutres qui se base sur les principes suivants:

- Le premier principe fondamental est de substituer au pont réel un pont à structure continue qui a les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel. Ce principe n'est nécessaire que pour les hypothèses mathématiques (continuité des fonctions).

- Le deuxième principe est d'analyser de façon approximative l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la distribution des charges selon l'axe du pont est sinusoïdale et de la forme:

$$p \times sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad \text{(IX.1)}$$

Avec **:**

p: constante.

L: portée du pont.

I.2.2. Les paramètres fondamentaux

Le réseau de poutres est assimilé à une dalle orthotrope possédant deux bords libres (selon Ox) et deux bords simplement appuyés (selon Oy). La méthode s'appuie sur la résolution approchée de l'équation différentielle d'un grillage simple constitué, dans le sens y, de « **m** » poutres espacées les unes des autres de b_0, et dans le sens x, de « **n** » entretoises espacées de l_0;

les poutres sont, dans les deux sens, faites du même matériau résistantes à la torsion et assemblées aux nœuds rigidement l'une à l'autre. **[2]**

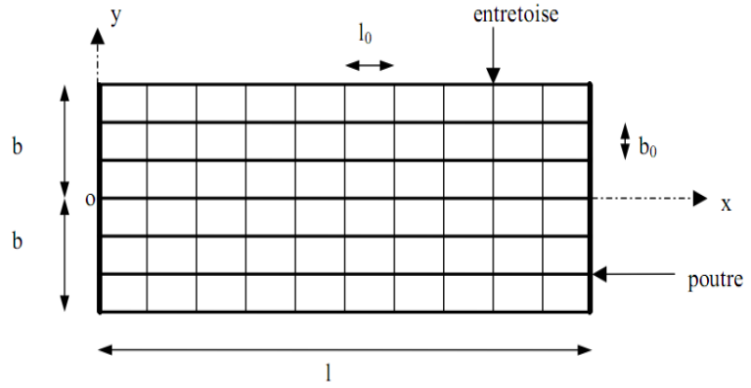


Figure 1: Modèle du tablier de pont d'après Guyon-Massonnet

I.2.2.1. Paramètre de la poutre

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_0} \quad \text{..... (IX.2)}$$

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_0} \quad \text{.....(IX.3)}$$

Avec :

- $Bp = E.I_p$: La rigidité flexionnelle de poutre.
  I_p : Moment d'inertie de la poutre.
  ρ_p : La rigidité flexionnelle de poutre par unité de longueur.

- $C_p = G.I_{Pt}$: La rigidité torsionnelle de poutre
  Ou : $G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$ et υ : coefficient de poisson
  γ_p : La rigidité torsionnelle de poutre par unité de longueur.

I.2.2.2. Paramètre de l'entretoise

$$\rho_E = \frac{B_E}{l_0} \quad \text{.....(IX.4)}$$

$$\gamma_E = \frac{C_E}{l_0} \quad \text{.....(IX.5)}$$

Avec :

- $B_E = E.I_E$: La rigidité flexionnelle de l'entretoise.
  I_E **:** Moment d'inertie de l'entretoise.
  ρ_E **:** La rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

- $C_E = G.I_{ET}$: La rigidité torsionnelle de l'entretoise

  Ou : $G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$ et υ : coefficient de poisson

  γ_E : La rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

Le comportement du pont est complètement défini par 2 paramètres principaux:

- **Paramètre de torsion:**

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}} \quad \text{.....(IX.6)}$$

- **Paramètre d'entretoisement:**

$$\theta = \frac{b}{l}\sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \quad \text{.....(IX.7)}$$

I.2.3. Calcul des efforts

Chaque type d'effort (moments, efforts tranchants, etc.) fait intervenir un coefficient de répartition transversale des charges différent : **K,ε, μ, τ.**

I.2.3.1. Calcul des moments fléchissant

Le Calcul de l'effort tranchant fait intervenir au coefficient de répartition transversale **K** qui dépend de :

- Du paramètre de l'entretoisement **θ**
- Du paramètre de torsion **α**
- De l'ordonnée relative **(y)** et de la section où on veut étudier le moment

Les valeurs de **K** pour **α = 0** ; **α = 1** et **0.05 ≤ θ ≤ 2** sont données dans les tableaux de Guyon-Massonnet. Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler.

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

$$\begin{cases} \text{Si} \quad 0 \le \theta \le 0.1 & K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.05} \\ \text{Si} \quad 0.1 \le \theta \le 1 & K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{\beta} \\ \text{Si} \quad 0.1 \le \theta & K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.5} \end{cases} \quad \text{.....(IX.8)}$$

$$\beta = 1 - e^{(0.065-\theta)/0.663} \quad \text{.....(IX.9)}$$

Avec

K_0 : valeur de K correspondant a **α = 0**

K_1 : valeur de K correspondant a **$\alpha = 1$**

Dans le cas où **θ** calculé ne figure pas dans le tableau on doit faire une interpolation, et si la poutre en question se trouve entre deux sections dont les lignes d'influence sont connues on peut aussi faire une interpolation.

Le calcul de moment fléchissant réel se fait par :

$$\mathbf{M = M_0 \times K_{\alpha moy}}$$

Pour calculer le coefficient $\mathbf{K_{\alpha moy}}$, la méthode change en fonction de la nature du chargement. On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients. Dans le cas des ponts à poutres multiples la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, ce qui nous amène à tracer les lignes d'influences pour les différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

On distingue deux types de surcharges :

- **Des surcharges concentrées :**

On prend la longueur entre l'impact de l'essieu avec tablier et l'intersection avec la courbe d'influence, et on fait la moyenne des longueurs.

$$\boldsymbol{K_{\alpha moy} = \sum \frac{P_i \times K_i}{P_i} = \frac{K_i}{n}} \quad \text{.....} \quad \textbf{(IX.10)}$$

Tel que :
K_i : représente l'ordonnée au droit de la surcharge **P_i**.
n : le nombre d'essieux de la rangée.

- **Des surcharges surfaciques :**

On calcule la surface encadrée par l'impact de l'essieu avec le tablier du pont et l'intersection avec la courbe d'influence divisé par la largeur de la voie ou de convoi.

$$\boldsymbol{K_{\alpha moy} = \sum \frac{A_i}{L_i}} \quad \text{.....} \quad \textbf{(IX.11)}$$

I.2.3.2. Calcul de l'effort tranchant

Le calcul de l'effort tranchant fait intervenir au coefficient de répartition transversale Ɛ, la détermination des coefficients Ɛ se fait comme celle de K, mais avec quelques spécifications. On utilisera Ɛ obtenu par interpolation entre $Ɛ_0$ et $Ɛ_1$ l'interpolation se fera comme suite :

$$\begin{cases} \mathbf{\mathcal{E}\alpha = \mathcal{E}_0 + (\mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_0) \times \alpha} & \mathbf{si\ |y| + |e| \leq 3b/4.} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\mathbf{(IX12)} \\ \mathbf{\mathcal{E}\alpha = \mathcal{E}_0 + (\mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_0) \times \sqrt{\alpha}} & \mathbf{si\ |y| + |e| > 3b/4.} \end{cases}$$

Le calcul de Ɛαmoy se fait à partir des lignes d'influence sous chargement et le calcul de l'effort tranchant réelle par :

$$\mathbf{T = T_0 \times \mathcal{E}_{\alpha moy}}$$

On distingue deux types de surcharges :

- Des surcharges concentrées :

On prend la longueur entre l'impact de l'essieu avec tablier et l'intersection avec la courbe d'influence, et on fait la moyenne des longueurs.

$$\mathcal{E}_{\alpha moy} = \sum \frac{\mathcal{E}_i \times P_i}{P_i} = \frac{\mathcal{E}_i}{n}$$

Tel que :

$\mathcal{E}_i$: représente l'ordonnée au droit de la surcharge P_i.
n : le nombre d'essieux de la rangée.

- **Des surcharges surfaciques :**

On calcule la surface encadrée par l'impact de l'essieu avec le tablier du pont et l'intersection avec la courbe d'influence divisé par la longueur de la voie ou de convoi.

$$\mathcal{E}_{\alpha moy} = \sum \frac{A_i}{L_i}$$

I.3. Exemple d'application

On utilise le tablier de la première variante (variante poutre) comme un sujet de cette étude .

- Largeur du tablier 11,25m.
- Nomb re de poutre est 6

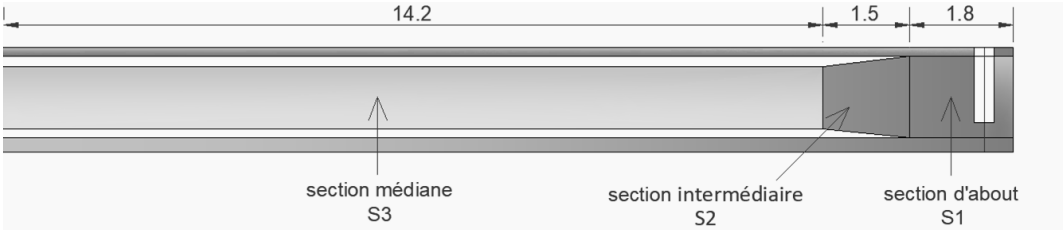


Figure 2: dimension et section de poutre

On a:

- **Poids de La poutre**

$P = P_{S1}+P_{S2}+P_{S3}$

$P_{poutre} = 2\times (PS1+PS2+PS3)$

$P_{S1} = 1.08x1.8x2.5= 4.86$ t

$P_{S2} = 0.885x1.5x2.5 = 3.318$ t

$P_{S3} = 0.713x14.20x2.5 = 25.31$ t

$P_{poutre} = (4.86+3.318+25.31)\ x2 = 66.98$t

$P_{poutre} = 66.98/35= 1.914$t/m

Pour une coupe transversal contient 6 poutres on a :

$P_p=1.914x6=11.48$ t/ml

- **Poids de La dalle:**

$P_{dalle} =0.25x11.25x2.5 = 7.03$ t/ml

- **Poids de l'entretoise :**

$P_{entretoise} = 6.1 \times 0.455 \times 2.5 \times 2=13.87$ t

$= 13.87/35 =0.396$ t/ml

- **Poids de corniche et trottoir :**

$P = S \times 2.5 =0.25 \times 25$

$= 6.25$ t/ml

- **Poids de glissière de sécurité :**

$P_{glissiere} = 0.1$ t/ml

- **Poids de revêtement :**

$R_{revêtement} = 0.08 \times 24 \times 9.75 \times 35 = 65.52$ t

$= 1.872$ t/ml

- **Charge permanentes :**
  - CCP=2.597 t/ml CP=18.91 t/ml

Tableau 1: Poids des composantes de tablier

	L'élément	t /ml	t
CP	Poutre	11.48	401.8
	Dalle	7.03	246.05
	Entretoise	/	13.87
CCP	Corniche	0.625	21.875
	Glissière de sécurité	0.1	3.5
	Revêtement	1.872	65.52
Poids du tablier		21.1	752.615

I.3.1. Les surcharges

Classe du pont

Le pont supporte une chaussée de largeur roulable supérieur à 7m alors l'ouvrage est de classe1.

Largeur roulable : **Lr**= 9.75m

Largeur chargeable **Lc**= **Lr** – 2x0.50=8.75m

Nombre de voies : **n**=8.75/3

Donc : **n**= 2 avec une largeur de voie =4.375m

I.3.1.1. Système de charge AL

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12} \ (^{KN}/_{m^2})$$

Tableau 2: Valeur de coefficient α_1

Nombre de voie		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1.00	1.00	0.90	0.75	0.70
	Deuxième	1.00	0.90	-	-	-
	Troisième	0.90	0.80	-	-	-

Tableau 3: Valeur de A(l)

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	α_1	α_2	A(l) xa1xa2 (kN/m^2)	L_v (m)	A(l) (kN/ml)	A(l) (t/ml)
1	35	9.96	1	0.80	7.97	4.38	34.86	3.4858
2	35	9.96	1	0.80	7.97	8.75	69.72	6.9717

A(l) = max (α_1 x A(L) ; 4-0.002x l) = max (7.97 ; 3.93)= 7.97 KN/m^2
A(1)= 7.97 KN/m^2
$\alpha_2 = v_0 / v$
v : largeur d'une voie
v=8.50/2 = 4.25m
v_0 : valeurs données en fonction de la classe du pont par le tableau suivant :

Tableau 4: Valeur de v_0

Classe de pont	V_0
1	3.5
2	3
3	2.75

I.3.1.2. Système de charge BC :

Tableau 5: Valeur de coefficient bc

	Nombre de voie chargé				
Classe de pont	1	2	3	4	>5
Première classe	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième classe	1.00	1.00	/	/	/
Troisième classe	1.00	0.80	/	/	/

Calcul des coefficients de majoration dynamique pour système Bc :

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

Tableau 6: Coefficients de majoration dynamique

N° des voies	B_c (t)	b_c	B_c x b_c (t)	δ_{bc}
1	60	1.2	72	1.064
2	120	1.1	132	1.075
3	180	0.95	171	1.082

I.3.1.3. Système de charge BT

Tableau 7 : Valeur de coefficient b_t

Classe de pont	b_t
Première classe	1.20
Deuxième classe	1.00

Tableau 8: Coefficients de majoration dynamique

N° des voies	B_t (t)	b_t	B_t x b_t (t)	δ_{bt}
1	32	1.2	38.4	1.058
2 – 3	64	1.2	76.8	1.065

I.3.1.4. Système de charge MC 120

Q = 1100 KN = 110 t

Q = 180.33 KN/ml = 18.033 t/ml

Le système Mc120 est multiplié par des coefficients de majoration dynamique **δ** :

δ =1.071

Q = 193.1 KN/ml =19.31 t/ml

I.3.1.5. Système de charges D 240

Q=2400 KN = 240 t

Q=129.03 KN/ml = 12.903 t/ml

Le convoi **D240** n'est pas majoré par le coefficient de majoration dynamique **δ**.

I.3.2. Calcul du moment

Théorème de Barré

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre. (Note: la résultante générale doit se trouver effectivement sur la poutre).

Le plus souvent, le maximum absolu se trouve au droit d'un des essieux les plus voisins de la résultante générale R**.**

I.3.2.1. Sous poids propre

Tableau 9: Moment fléchissant et effort tranchant sous poids propre

	R(x) (t)	T(x) (t)	T_0 (t)	M(x) (t.m)	M_0 (t.m)
0	358.7	358.7	59.78	0	0
0.25L=8.5	-	179.35	29.89	2286.71	381.12
0.5L=17	-	0	0	3048.95	508.16

$$\mathbf{M(x) = R_A . x - \frac{G . x^2}{2}} \qquad \mathbf{Et} \qquad \mathbf{T(x) = R_A - G . x}$$

I.3.2.2. Sous AL

Moment fléchissant sera nul aux extrémités.
Moment fléchissant à **x=0.5 L** :

$\mathbf{Y_0} = (L/2)^2/L = 17^2/34 = 8.5$ m
$\mathbf{S} = 17 \times 8.5 = 144.5$ m^2

Le moment sera maximal à mi- travée sa valeur vaut : $\mathbf{M_{max} = A(L) \times S}$

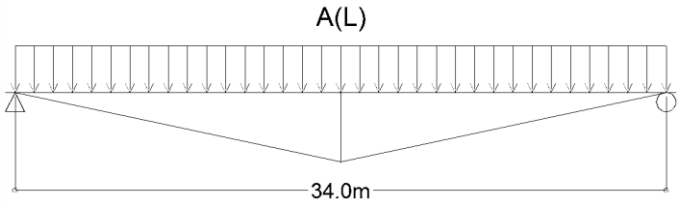


Figure 3: ligne d'influence sous A(L)

Tableau 10:Moment fléchissant sous A(L)

	AL (t/ml)	S (m^2)	M (t.m)	M_0 (t.m)
1VOIE	3.486	144.5	503.727	83.955
2VOIE	6.972	144.5	1007.454	167.91

M_0 : Moment revenant à chaque poutre
$\mathbf{T_{max}} = R_A = R_B = A(L).L / 2$

- **Une voie chargée :** A (1L) = 3.4858 /ml.
  $T_{max} = R_A = R_B = 3.4858 \times 34/2 = 59.26$ t.

- **Deux voies chargées** : A (2L) = 6.9717 t/ml.
  $T_{max} = R_A = R_B = 6.9717 \times 34/2 = 118.52$ t.

I.3.2.3. Sous BC

Disposition du convoi **Bc** donnant le moment maximum :

Cas 1 :

Σ (Pi . di) = Xr . Σ Pi = Xr . R

12x 4.5 + 12x 6 + 6 x 10.5 + 12x 15 +12x 16.5 = Xr . R
R . Xr =567 t.m
R=Σ Pi = 60 t => Xr = 9.45m
2a = 10.5-Xr = 1.05 m => a = 0.525 m
=>$Y_0 = (x_0 (L-x_0))/L = (17.525 (34-17.525))/34 = 8.49$m.

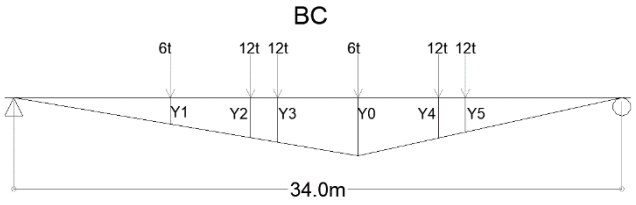


Figure 4: schéma statique du système Bc cas1

Pour déterminer les autres ordonnées (Y_1, Y_2, Y_3, Y_4, Y_5), On applique théorème de T'hales.

Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5
8.49	3.40	5.58	6.31	6.17	5.4

$M = P_0Y_0 + P_1Y_1 + P_2Y_2 + P_3Y_3 + P_4Y_4 + P_5Y_5 = 352.86$t.m
Mbc1F=352.86t x bc x δbc x 1 =352.86t x1.20x1.064x1 =450.53 t.m
Mbc2F=352.86t x bc x δbc x 2 =352.86t x1.10 x1.075x2 = 834.51 t.m

Cas 2 :

Σ (Pi . di) = Xr . ΣPi = Xr . R

- 12x4.5 + 12x6 + 6x10.5 + 12x15 + 12x16.5 = Xr . R
- R . Xr = 567 t.m
- R = ΣPi = 60 t
- Xr = 9.45m
- 2a = Xr– 6 = 3.45 m => a = 1.725 m

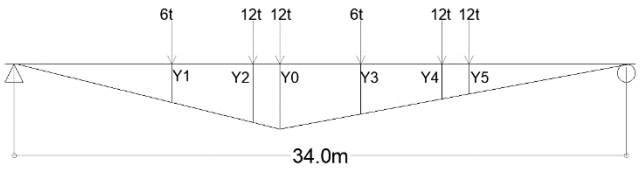


Figure 5: schéma statique du système Bc cas2

=>Y_0= (x_0 (L-x_0))/L = (15.275(34-15.275))/34 =>Y_0=8.41m

Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5
8.41	5.11	7.59	6.39	4.37	3.69

$M = P_0Y_0 + P_1Y_1 + P_2Y_2 + P_3Y_3 + P_4Y_4 + P_5Y_5 = 357.72$ t.m
Mbc1F=357.72 x bc x δbc x 1 =357.72 x1.20x1.064x1 =456.74 t.m
Mbc2F=357.72 x bc x δbc x 2 =357.72 x1.10 x1.075x2 = 846.00 t.m

Donc le cas le plus défavorable est CAS 2

Tableau 11 : Moment fléchissant sous charge Bc

	M (t.m)	M_0 (t.m)
1 Voie	456.74	76.12
2 Voie	846.00	141

∑M/B=0

R_A = (1 / 34) x (6x 17.5 + 12 x22+ 12 x 23.5+ 6 x 28+ 12 x 32.5 + 12 x 34)
R_A = 47.56 t
R_B =60 - RA => R_B=12.44t
L'effort tranchant à x=0 : T_A=R_A-12 = 35.56 t

- **Une file de Bc:**
  T_{max}= 35.56 x1.20x1.064x1= 45.4 t

- **Deux files de Bc:**
  T_{max}= 35.56x1.10 x1.075x2 = 84.1 t

I.3.2.4. Sous BT

Dans ce cas la résultante R est positionnée dans un seul côté par rapport l'axe de symétrie de la poutre. La même procédure de calcul (théorème de barrée).

a = 1,35/2 = 0,3375
Y_1= 17,3375 x 16.6625/34
Y_1=8,49
Y_2=7.84
$\sum Y_i = Y_1 + Y_2$=16.33

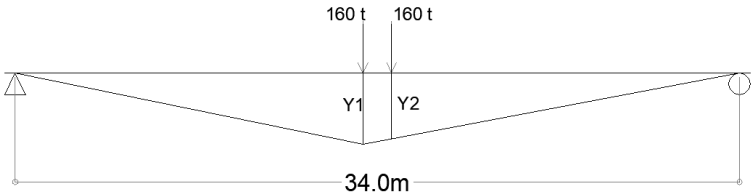


Figure 6. Ligne d'influence du Bt

- **Un seul tandem :** P = p . δ_{bt} = 16 x 1.057 =16.91 t
  M= Σ y_i . p_i= (16.33) x16.91= 276.14 t.m
- **Deux tandems** : P = p . δ_{bt} = 32 x 1.065=34.08 t
  M= (16.33) x 34.08 = 556.53 t.m

Tableau12 : Moment fléchissant sous charge Bt

	P_T (t)	M_T (t.m)	M_0 (t.m)
1 tandem	16.91	276.14	46.02
2 tandems	34.08	556.53	92.76

$\sum M/B=0$
R_A= (1/34) x (16x34+16x32.65)=31.36t
R_A=31.36t
R_B = 32 – R_A => R_B=0.64t
L'effort tranchant à x=0 :
T_A=R_A-16=15.36 t

- **Un tandem :** T_{max}=15.36x1x1.058 =16.25t
- **Deux tandems :** T_{max}=2x15.36x2x1.065=65.43t

I.3.2.5. Sous MC120

Moment fléchissant sera nul aux extrémités.
Moment fléchissant à x=0.5L
$Y_0 = (L/2)^2 / L$
$Y_0 = (34/2)^2 / 34$

Y_0 = 8.5 m
Pour déterminer Y_2. On applique théorème de Thales.
$Y_1=Y_2$= 6.975 m
S= 2x (Y1+Y0) x3.05/2= 47.19 m^2
R_A=(1/34)[110x(34-3.05)]=100.13 t
R_B=110-R_A => R_B=9.87t
L'effort tranchant à x=0 :
T_{max}= R_A x δMc120 = 100.13x 1.071 =107.24 t

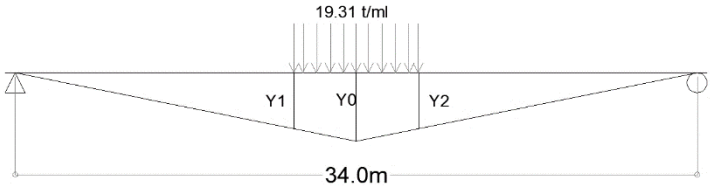


Figure 7 : schéma statique de Mc120

Tableau 13 : Moment fléchissant sous charge Mc120

LA CHARGE T/ml	S (m^2)	M (t.m)	M_0 (t.m)
19.31	47.19	911.24	151.87

I.3.2.6. Sous D240

P0 = 240 /18,6 = 12,9 t
Y0 = $(17)^2$/34 = 8.5 m.
Y1=Y2=3.85m

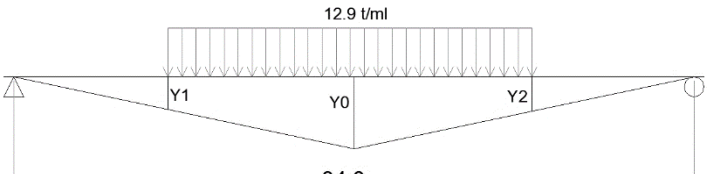


Tableau 14 : Moment fléchissant sous charge D240

LA CHARGE T/ml	S (m^2)	M (t.m)	M_0 (t.m)
12.9	114.855	1481.63	246.94

R_A=1 /34 (240 x (34-9.3) = 174.35 t
R_B = 240 - RA => R_B = 65.65 t
T_{max} = RA = 174.35t

Tableau 15 : Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants

Les systèmes de charges		Moments (t.m)	M_0 (t.m)	T_0 (t)
Surcharge A(L)	1 voie	503.727	83.955	59.26
	2 voies	1007.454	167.91	118.52
Surcharge Bc	1 voie	456.74	76.12	45.4
	2 voies	846	141	84.1
Surcharge Bt	1 tandem	276.14	46.02	16.25
	2 tandems	556.53	92.76	65.43
Surcharge Mc120	Mc120	911.24	151.87	107.24
Surcharge D240	D240	1481.63	246.94	174.35

I.4. Application de la méthode de Guyon Massonet

I.4.1. Détermination des paramètres de calcul

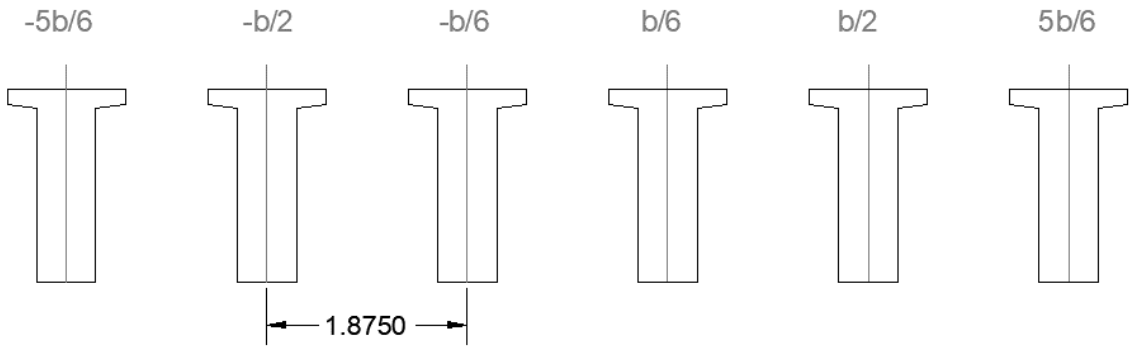


Figure 8. Position des poutres

Le pont est constitué de 6 poutres (n =6) espacées de b_0 =1.875 m (entre-axe des poutres), donc la largeur active du pont sera $2b = n.b_0 = 6\times 1.875 = 11.25$
Donc : b = 5.625 m

I.4.1.1. Position active des poutres

D'après le schéma les positions actives des poutres seront données de la façon suivante : (-5b/6 ; -b/2 ; -b/6 ; b/6 ; b/2 ; 5b/6)

I.4.1.2. Paramètre d'entretoisement θ

Moment d'inertie équivalente à prendre pour les calculs :

Comme la poutre est à inertie variable, l'inertie à prendre en compte pour le calcul est donnée par la formule suivante :

$$I_P = I_0 + \frac{8\times(I_M - I_0)}{3\pi} \quad \text{.....(IX.13)}$$

I_0 : moment d'inertie de la section d'about = 0.3227 m^4.
I_M : moment d'inertie de la section médiane. = 0.2758 m^4

$$I_P = 0.2829\ m^4$$

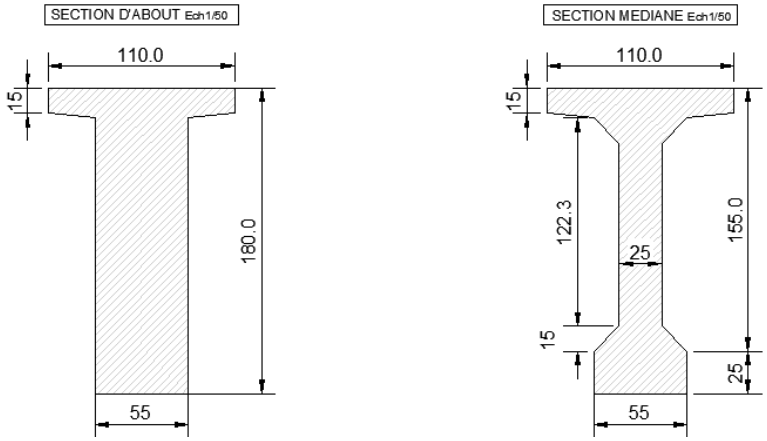


Figure 9. sections de poutre

- **Rigidité flexionnelle de la poutre ρ_p :** $\rho_p = \frac{B_p}{b_0}$

avec :
$\mathbf{b_0}$ = 1.875 m

$$\rho_p = \frac{0.2829 \times E}{1.875} = 0.15088E$$

- **Rigidité flexionnelle de la dalle ρ_E:** $\rho_E = \frac{B_E}{b_0}$

Comme on a juste les entretoise de rive la dalle joue le rôle de entretoise donc on aura :

$\mathbf{b_0}$ =1 ml

d =0.25 m

$$I_D = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times 0.25^3}{12} = 1.30208 \times 10^{-3}\ m^4$$

$$\rho_E = \frac{1.30208 \times 10^{-3}E}{1} = 1.30208 \times 10^{-3}E$$

Donc : $\theta = \frac{b}{l}\sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$

$$\theta = \frac{5.625}{34} \times \sqrt[4]{\frac{0.15088E}{1.30208 \times 10^{-3}E}} = 0.54 \approx 0.55$$

I.4.1.3. Paramètre de torsion α

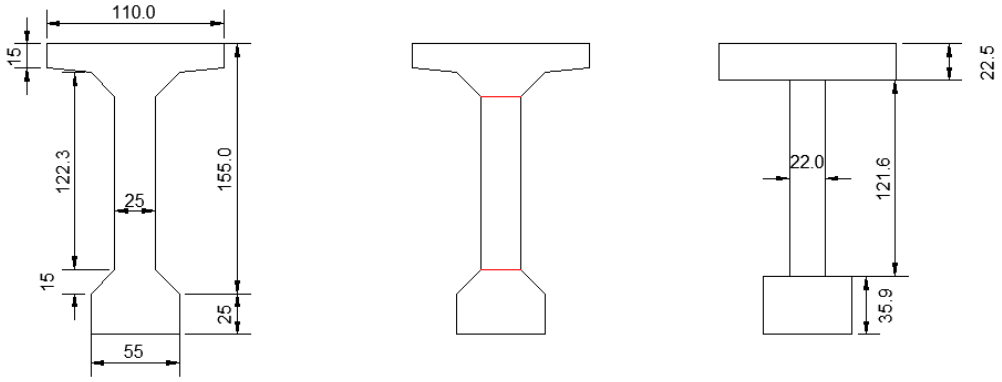


Figure 10. Section simplifiée

- **rigidité torsionnelle de la poutre γ_b :**

$$\gamma_b = \frac{C_p}{b_0}$$

$$C_p = \frac{G}{3} \times \left[\left(\sum h_i \times b_i^3 \right) + \frac{b_0 \times d^3}{2} \right]$$

Cp : rigidité torsionnelle de la poutre
b₀ : distance entre axe entre les poutres b_0=1.875 m
d : épaisseur de la dalle
G : module de déformation transversale du béton (module de cisaillement)
E : module de déformation longitudinal du béton (module de Young).
ν : coefficient de poisson égal à 0.2

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} = 0.416E$$

$$C_p = \frac{0.416E}{3} \times \left[(1.1 \times 0.225^3 + 1.216 \times 0.22^3 + 0.55 \times 0.359^3) + \frac{1.875 \times 0.25^3}{2} \right]$$
$$= 9.0928 \times 10^{-3} E$$

$$\gamma_b = \frac{9.0928 \times 10^{-3} E}{1.875} = 4.849 \times 10^{-3} E$$

- **Rigidité torsionnelle de la dalle γ_E :**

$$\gamma_E = \frac{C_E}{b_0}$$

C_E : rigidité torsionnelle de la dalle **$C_E = C_D = 2GIE$**

l_0 : distance unitaire **l_0** = 1m

$$\mathbf{C_E} = 2 \times 0.416E \times 1.30208 \times 10^{-3} = 1.08489 \times 10^{-3}E$$

$$\boldsymbol{\gamma_E} = \frac{1.08489 \times 10^{-3}E}{1} = 1.08489 \times 10^{-3}E$$

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}}$$

$$\boldsymbol{\alpha = \frac{4.849 \times 10^{-3}E + 1.08489 \times 10^{-3}E}{2 \times \sqrt{0.15088E \times 1.30208 \times 10^{-3}E}} = 0.21}$$

Donc on aura : $\begin{cases} \boldsymbol{\theta} = 0.55 \\ \boldsymbol{\alpha} = 0.21 \end{cases}$

I.4.2. Calcul de Coefficient de répartition transversale K

Tableau 16. Les valeurs de coefficient K pour $\alpha = 0$ et $\theta = 0.55$

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,4848	0,7666	1,036	1,2556	1,3521	1,2556	1,036	0,7666	0,484
b/4	-0,0883	0,2657	0,6183	0,9592	1,2556	1,4423	1,4571	1,3746	1,265
b/2	-0,5233	-0,1538	0,223	0,6185	1,036	1,4571	1,8274	2,0885	2,304
3b/4	-0,8871	-0,5279	-0,1538	0,2657	0,7666	1,3746	2,0885	2,8585	3,608
b	-1,2289	-0,8871	-0,5233	-0,0883	0,4848	1,2654	2,3046	3,6081	5,099

Tableau 17. Les valeurs de coefficient K pour α=1 et θ=0.55

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,8255	0,9069	1,0016	1,0981	1,1489	1,0981	1,0016	0,9069	0,8255
b/4	0,6309	0,7192	0,8275	0,9595	1,0981	1,194	1,1902	1,1411	1,0889
b/2	0,4916	0,5777	0,6859	0,8275	1,0016	1,1902	1,3443	1,4071	1,4308
3b/4	0,3922	0,4737	0,5777	0,7192	0,9069	1,1411	1,4071	1,6611	1,852
b	0,3153	0,3922	0,4916	0,6309	0,8255	1,0889	1,4308	1,852	2,3314

Tableau 18 : Les valeurs de coefficient K pour α=0.21 et θ=0.55

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6367	0,8291	1,0207	1,1854	1,2615	1,1854	1,0207	0,8291	0,6367
b/4	0,2323	0,4678	0,7115	0,9593	1,1854	1,3316	1,3381	1,2705	1,1867
b/2	-0,0709	0,1722	0,4293	0,7117	1,0207	1,3381	1,6121	1,7848	1,9151
3b/4	-0,3169	-0,0815	0,1722	0,4678	0,8291	1,2705	1,7848	2,3248	2,8254
b=1	-0,5406	-0,3169	-0,0709	0,2323	0,6367	1,1867	1,9151	2,8254	3,8658

I.4.2.1. Calcul du coefficient Kα pour les positions de poutre

An peut déterminer Kα par l'interpolation :

- Pour la poutre 1 de position (**1/6b**) : interpolation entre y =0 et y = b/4.
- Pour la poutre 2 de position (**1/2 b**) sans interpolation.
- Pour la poutre 3 de position (**5/6 b) :** interpolation entre y = 3b/4 et y = b

Tableau 19 : Valeur de Kα pour chaque poutre

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
1/6b	0,3671	0,5883	0,8146	1,0347	1,2108	1,2829	1,2323	1,1234	1,0034
1/2 b	-0,0709	0,1722	0,4293	0,7117	1,0207	1,3381	1,6121	1,7848	1,9151
5/6 b	-0,3915	-0,1599	0,0912	0,3893	0,7650	1,2426	1,8282	2,4916	3,1722

I.4.2.2. Détermination de Kαmoy

Tableau 20 : Valeur de Kαmoy pour un voie de Système de charge AL

poutre	S (surface)	L(m) (largeur chargée)	Kα moy
P1	5.3527	4,375	1,223
P2	6.4013	4,375	1,463
P3	7.0033	4,375	1,600

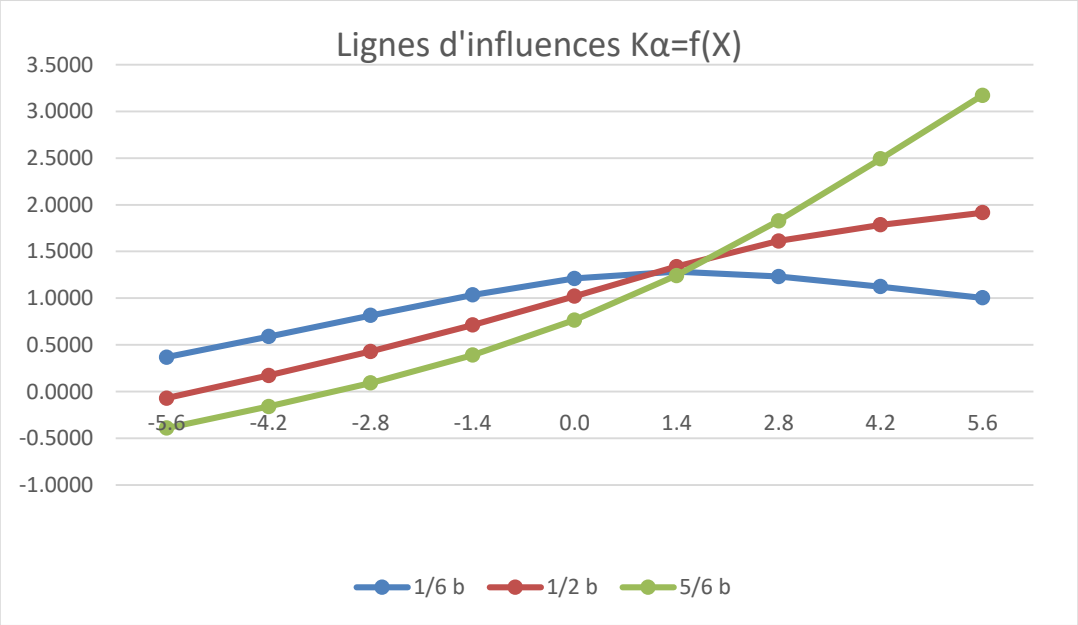


Figure 11: Lignes d'influences Kα=f(X)

Tableau 21 : Valeur de Kαmoy pour deux voie de Système de charge AL

poutre	S (surface)	L (m) (largeur chargée)	Kα moy
P1	9.3083	8,75	1,064
P2	8.869 4	8,75	1,014
P3	8,0699	8,75	0,922

Tableau 22 : Moment a L/2 pour Système de charge AL

		M (t.m)	1/6 P		1/2 P		5/6 P	
			Kα moy	Mt (t.m)	Kα moy	Mt (t.m)	Kα moy	Mt (t.m)
AL	1 VOIE	83,955	1,223	102,677	1,463	122,8262	1,6	134,328
	2 VOIE	167,91	1,064	178,6562	1,014	170,2607	0,922	154,813

Les coefficients Kαmoy et **Ɛ**αmoy des autres chargements sont présenté au niveau de **l'annexe(1).**

Tableau 23 : Combinaison de charge pour moment max

		Moment (t.m)			
Combinaison		1/6 P	1/2 P	5/6 P	MAX
ELS	G +1.2A(L)	722,5475	712,4729	693,9356	722,5475
	G +1.2Bc	759,8874	779,5226	795,2924	795,2924
	G +Mc120	689,6598	727,8248	757,9786	757,9786
	G +D240	816,0695	897,5597	961,1467	961,1467
ELU	1.35G+1.6A(L)	971,866	958,4332	933,7168	971,866
	1.35G+1.6Bc	1021,653	1047,833	1068,859	1068,859
	1.35G+1.35Mc120	931,0408	982,5634	1023,271	1023,271
	1.35G+1.35D240	1101,694	1211,706	1297,548	1297,548

I.5.Vérification Automatique

Après le calcul des sollicitations manuellement et les répartitions transversalement sur toute la largeur de tablier avec la méthode de GUYON MASSONNET, on vient pour vérifier les valeurs à l'aide d'un logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.

Le calcul des sollicitations avec le robot est basé sur une méthode purement numérique (la méthode des éléments finis) sur laquelle on discrétise le corps a des petites éléments ont des dimensions bien définis.

- **Modélisation du tablier**

La modélisation par le logiciel ROBOT se fait en plusieurs étapes.

1).la modélisation des poutres et les appuis et de la dalle :

Le tablier a été modalisé comme étant un grillage de (6) poutres espacés de e =1,875 m et de portée de 35.00 m avec une dalle de épaisseur e=0,25cm et de larguer L=11,25 m

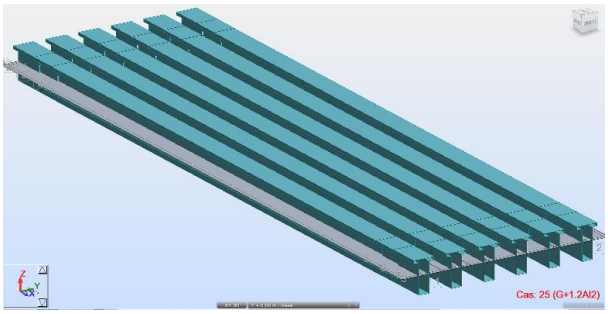


Figure 12 : modèle des poutres et appuis

2).Définition des charges

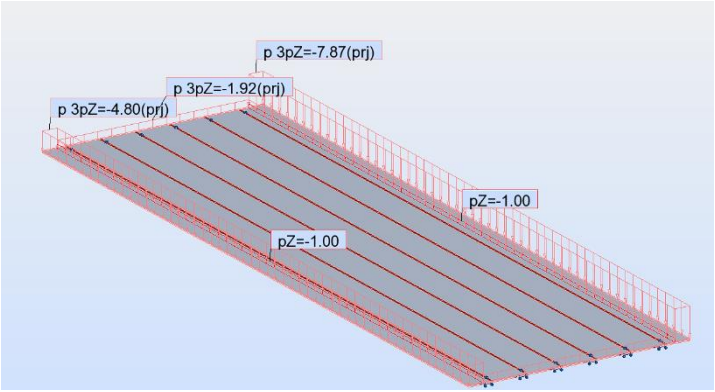


Figure 13: poids propre

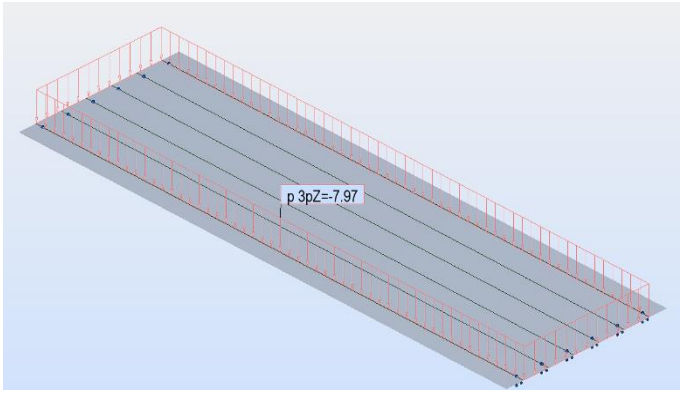


Figure 14 : Système de charge AL

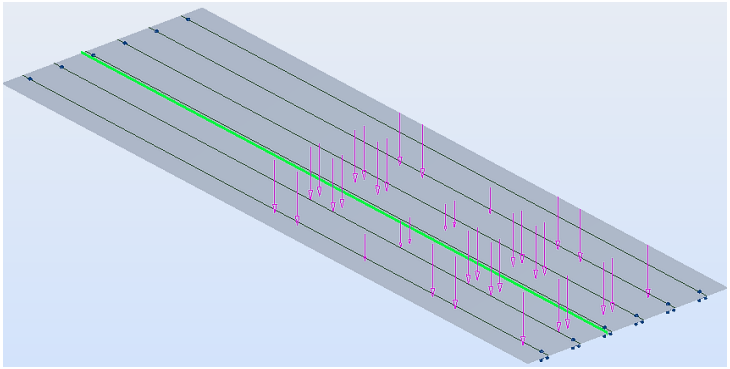


Figure 15: Système de charge Bc

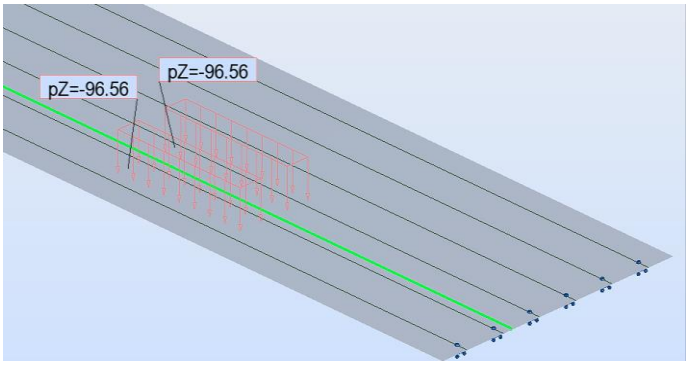
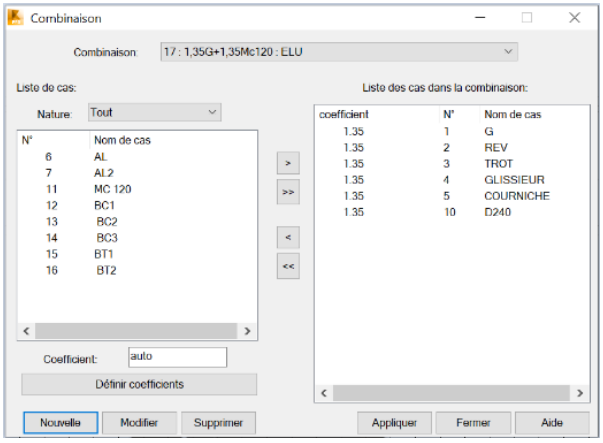
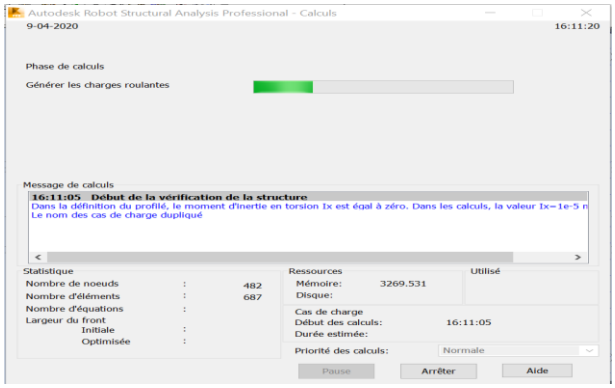


Figure 16 : Système de charge Mc 120

3).combinaison des charges :



4) Calcul :



5) Résultats :

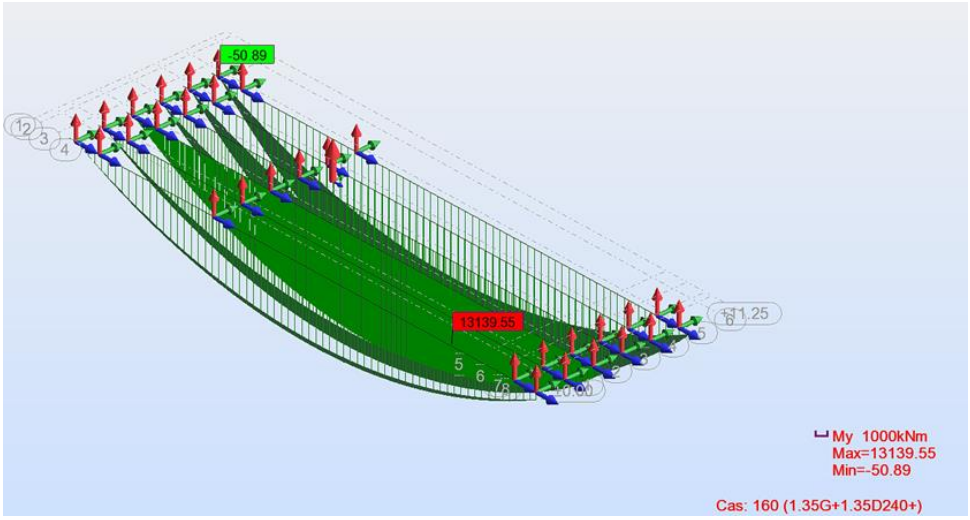


Figure 17: diagramme de moment sous la combinaison 1.35G+1.35D240

De même manière en calcul la répartition de l'effort tranchant en utilisant le coefficient ε et les résultats sont présenté au niveau de **l'annexe (1**).

I.6. Etude comparative

Tableau 24 : Tableau récapitulatif et comparatif de calcul manuel et automatique

Combinaison		Moment fléchissant (t.m)		Effort tranchant (t)		Erreur	Erreur
		calcul manuel	calcul automatique	calcul manuel	calcul automatique	(%)	(%)
ELS	G	508,16	511,01	62,72	64,30	2.45	0.56
	G +1.2A(L)	722,55	702,01	87,52	84,64	3.40	2.84
	G +1.2Bc	795,29	763,48	90,38	96,52	6.36	4.00
	G +Mc120	757,98	743,06	91,66	95,93	4.45	1.97
	G +D240	961,15	973,30	115,25	119,72	3.73	1.25
	1.35G+1.6A(L)	971,87	944,32	117,73	113,82	3.32	2.83

ELU	1.35G+1.6Bc	1068,86	1026,27	121,56	129,72	6.29	3.98
	1.35G+1.35Mc120	1023,27	1003,14	123,74	128,78	3.91	1.97
	1.35G+1.35D240	1297,55	1313,95	155,59	161,63	3.88	1.25

I.7. Interprétation

A la fin de ce travail on peut conclure :

- Les résultats obtenus des deux méthodes de calculs se rapprochent avec un petit écart, et cela est dû principalement à la différence entre les hypothèses de calcul.
- La probabilité des erreurs est plus élevée si on utilise la méthode de Guyon Massonnet, cela est dû à sa méthodologie qui se base sur un grand nombre de d'étapes.
- Le temps de calcul, qui est un facteur très important dans la détermination des coûts d'un projet, est très élevé dans la méthode de Guyon-Massonnet par contre le calcul automatique.

Bibliographie :

[1] Y. Guyon, "Calcul des Ponts Larges à Poutres Multiples Solidarisées par des Entretoises", Annales des Ponts et Chaussées de France, 1946.

[2] M.Ch.MASSONNET, Complément à la méthode de calcul des ponts à poutre multiple, annales de l'institut technique des bâtiments et des travaux publics, N°169, Jan 1962.

[3] Ch. Massonnet, "Contribution au Calcul des Ponts à Poutres Multiples", Annales des Travaux Publiques de Belgique. Juin, Oct. et Déc. 1950.

CHAPITRE II
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

II.1.Introduction

La démarche de conception d'un pont doit être menée par un ingénieur expérimenté, de compétence proportionnée à l'importance et à la complexité de l'ouvrage et possédant une solide culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques.

II.2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet de fin d'étude a pour but de faire la conception et l'étude de l'ouvrage d'art OA26/2 situé entre le PK 26+668.3 et le PK 26+957.3 sur la pénétrante autoroutière reliant le port de Skikda et l'autoroute Est-Ouest, sur 31 km en 2x2 Voies. L'ouvrage d'art assure le franchissement d'Oued Safsaf et d'une piste rurale.



Figure 18: implantation de l'ouvrage sur la carte d'Etat-major

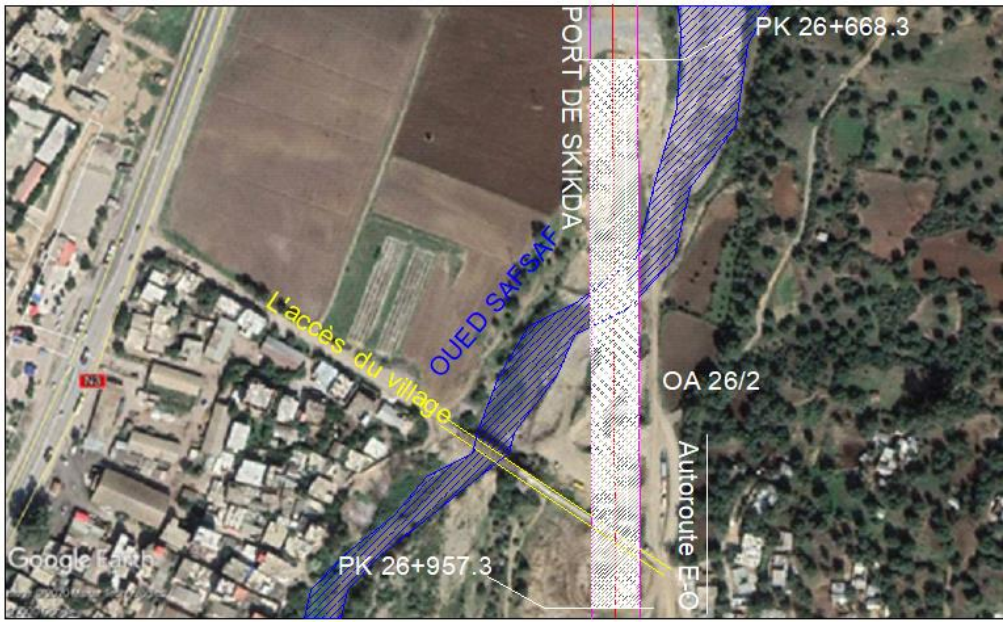


Figure 19: implantation de l'ouvrage sur google maps

I.3.Données fonctionnelles

Les contraintes routières résultent du tracé en plan et du profil en long ainsi que des profils en travers de la Pénétrante Autoroutière reliant le Port de Skikda à l'Autoroute Est-Ouest sur 31 km en 2x2 Voies.

II.3.a.le tracée en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces point caractéristique. En plan, l'ouvrage est droit, situé entre **le PK 26+668.3** et le **PK 26+957.3** de la Pénétrante de Skikda.

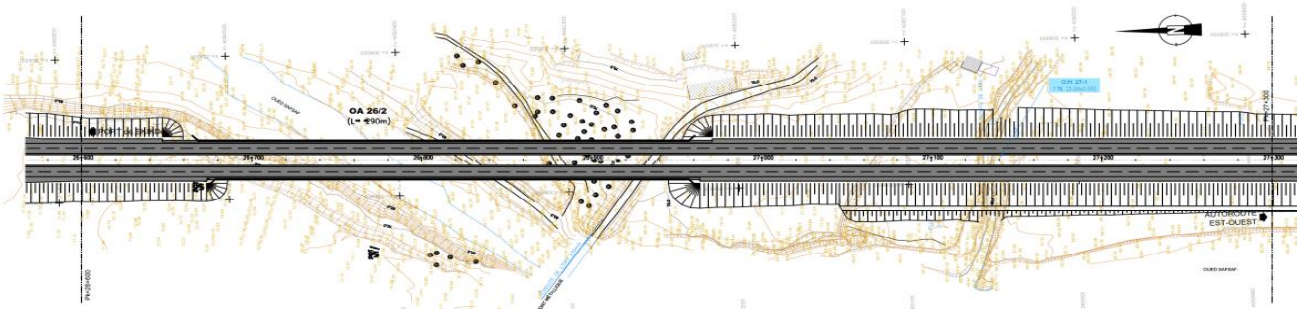


Figure 20: le tracé en plan de l'OA

II.3.b.profile en long

En profil en long, l'ouvrage s'insère dans une courbe circulaire de rayon 20000 m.

II.3.c.profile en travers

En profil en travers, l'ouvrage d'art est préparé pour accommoder une chaussée de 2x2 voies de la Pénétrante, qui comprennent deux chaussées de 9.25 m de largeur, une bande médiane de 3.00 m et des bordures de 0.75 m. Les dévers transversaux de la chaussée sont en double pente de 2.5%.

L'OA 26/2 est constitué de deux tabliers indépendants, avec un écartement de 0.50 m entre eux, chacun supportant un sens de circulation de la Pénétrante.

Ainsi, chaque tablier peut accommoder une chaussée de 9.75 m de largeur rouable, avec deux voies de 3.50 m, une bande dérasée de gauche de 0.50 m, une bande dérasée de droite de 2.25 m, une bordure de 0.75 m, comprenant une corniche et une barrière de sécurité métallique, et sur la bande centrale, un massif en béton avec 0.75 m de largeur, pour l'appui d'une barrière de sécurité métallique.

En dessous de l'ouvrage, le franchissement de la piste rurale est aussi une contrainte vis à-vis de l'implantation des piles et qui impose un gabarit minimal de 5.25 m à respecter.

II.4.Données naturels

II.4.a. Le vent

Les éfforts engendrés sont introduits dans les calcules commes des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces. Leurs intensitées sont asssimilées à une valeur caractéristique selon la Norme RCPR.

II.4.b. La neige

Skikda est une ville cotière donc les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul.

II.4.c. La température

Les effets de la température sont bien pris en compte dans le calcul des constructions, La température a un effet au niveau des joints de chaussée et au appareils d'appui.

En Algérie du nord (climat tempere)+35°C et -15 °C.

II.5.Caracteristiques géologiques

D'après la carte géologique la région de Skikda établie par J. M. Vila En 1978, et d'après l'analyse des éléments disponibles et de la bibliographie complémentaire, du point de vue géologique, le site du viaduc se place sur des alluvions et des terrasses quaternaires sus-jacentes aux formations de d'âge Oligocène-Miocène inférieur, qui doivent correspondre à la « Nappe Numidienne » :

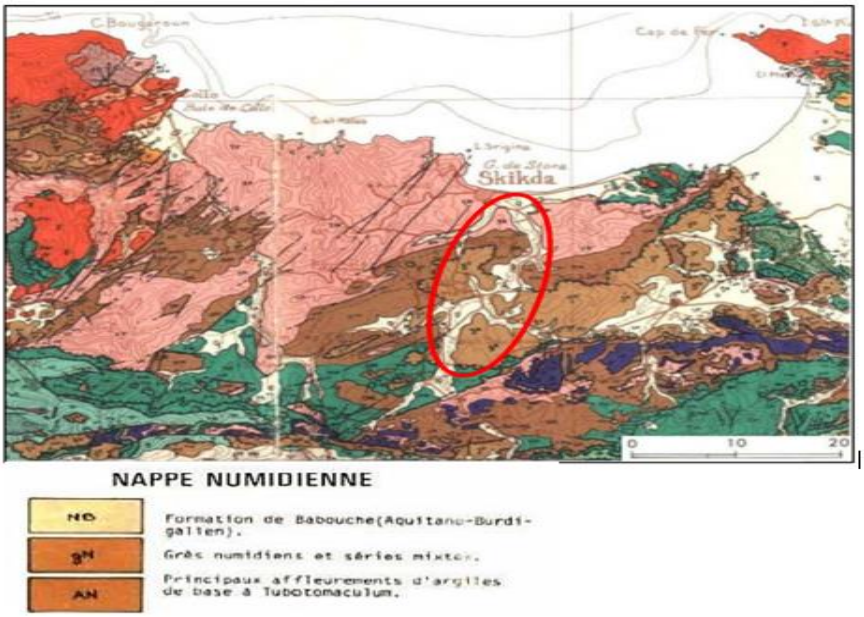


Figure 21: Carte géologique de la région de Skikda d'après J. M.Vila

II.6.caractéristiques géotechniques

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement conditionnent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour franchissement projeté.

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations les plus complètes possibles sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles des fondations.

- **Essais in situ :**

Sur le site, le LHC-Est a procédé à la réalisation des reconnaissances in situ suivantes :

- (05) sondages carottés de 27 à 28 m de profondeur.
- (03) forages carottes de 18 m de profondeur.

- **Essais en laboratoire :**

La campagne de reconnaissance a porté aussi sur l'exécution d'essais géotechniques au laboratoire sur les échantillons des sondages, notamment:

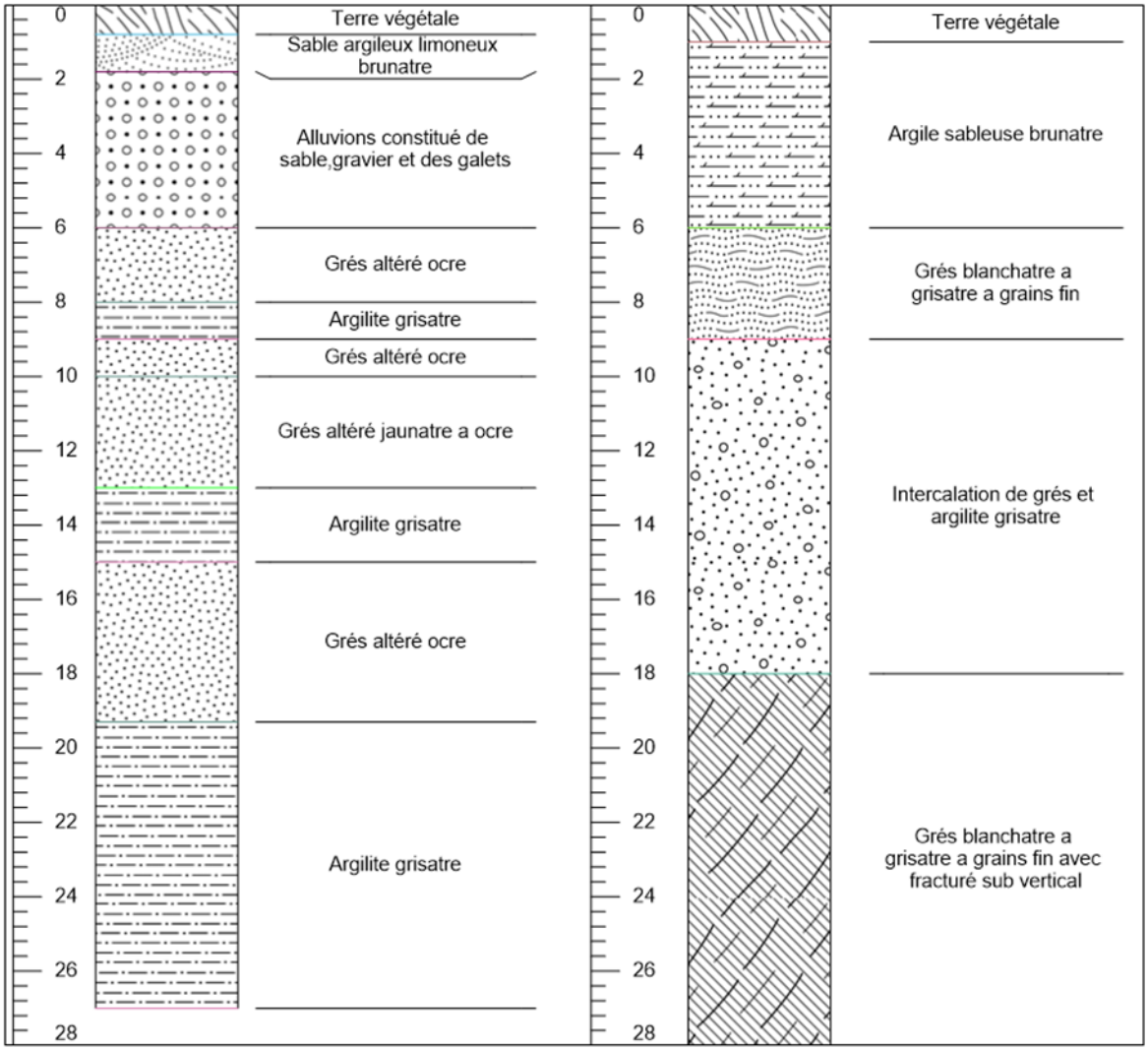
-Analyses granulométries par tamisage et sédimentation :

-Détermination des limites d'Atterberg;

-Détermination de la masse volumique;

-Essais de compression simple (sur sols).

- **Coupe géologique :**



Au niveau du PK26+877.8 **Au niveau du PK 26+951.3**

Figure 22: **coupe géologiques**

II.7.Sismicité

Un séisme impose aux fondations d'une construction une succession de déplacements rapides. Ses effets sont réglementairement considérés comme identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

D'après la Carte de Zonage Sismique du Territoire National Algérien, présentée dans le Document Technique Réglementaire DTR RPOA (Règlement Parasismique Algérien Applicable au Domaine des Ouvrages D'Art– RPOA 2008), publié par le Ministère des Travaux

Publiques, on constate que le site du projet se situe dans la Zone IIa, c'est-à-dire, dans une zone de risque sismique moyen.

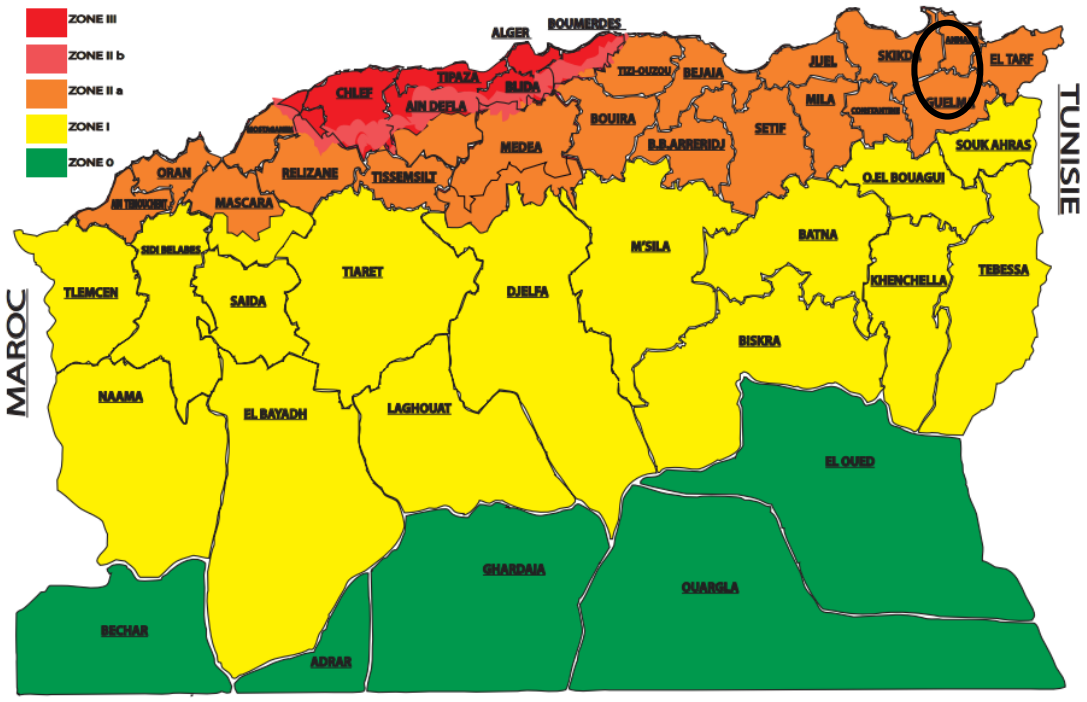


Figure 23:carte de zonage sismique de l'Algérie.

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes.

✓ Groupe 1 : Pont stratégique.

✓ Groupe 2 : Pont important.

✓ Groupe 3 : Pont d'importance moyenne.

Le présent ouvrage est considéré comme un ouvrage important (Groupe 2), donc le coefficient d'accélération au site à considérer pour les calculs est de 0,20g

Tableau 25:coefficient d'accélération de zone

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.3	0.4
2	0.12	0.2	0.25	0.3
3	0.10	0.15	0.2	0.25

II.8.caracteristiques hydrologiques

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage d'art relève une importance considérable. le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques du oued franchis tel que la surface, la pente moyenne et le débit du crues… .

le bassin versant d'oued Safsaf peut être divisé en deux : le bassin supérieur correspondant à l'Oued Bouadje et Khemakhem jusqu'à leur jonction au barrage des Zardézas et le bassin inférieur qui coïncide avec l'aval du barrage des Zardézas où sera implanté l'autoroute.

Les caractéristiques du bassin versant de notre projet, correspondante au franchissement de l'Oued Safsaf sont les suivants :

- Surface – 570 km2
- S_{BVsite}=608 km^2
- $S_{BVjaugé}$= 344 km^2
- Périmètre – 111.5 km ;
- Altitude maximale: 1160 m ;
- Altitude minimale: 62.8 m ;
- Altitude moyenne : 611.4 m ;
- Dénivelé spécifique : 1097.2 ;
- Longueur de la cours d'eau principal : 42 km ;
- Pente moyenne : 0.026.

Pour le calcul de la crue du projet, on utilise la méthodologie d'estimer les débits du bassin versant, où la section du pont est située, à partir d'un bassin voisin jaugé, qui existe dans la proximité. Le processus considère le calcul par transfert de débits. Selon cette méthodologie l'estimation du débit (Q_{site}) au site de l'ouvrage proposé est réalisée à partir de la connaissance du débit de bassin jaugé ($Q_{jaugé}$) et des superficies des bassins versants du site (S_{BVsite}) et jaugé ($S_{BVjaugé}$).

La formule utilisée est:

$$\boldsymbol{Q_{site}} = \left(\frac{\boldsymbol{S_{BVsite}}}{\boldsymbol{S_{BVjaugé}}}\right)^{\alpha} \boldsymbol{Q_{jaugé}}$$

Où α est un paramètre régional pris égal à 0.9 dans l'étude.

Les données du bassin voisin considéré, sont de la station hydrométrique de Khemakhem, située sur l'Oued Safsaf la surface de ce bassin versant est de 344 km^2 . A partir

des valeurs de débit journalier de cette station, une analyse statistique selon l'ajustement de la loi de Gumbel, a été réalisée. Selon cette analyse le maximum débit journalier, pour la période de retour de 100 ans, est de 434 m3/s et, pour la période de retour de 500 ans, est de 585 m3/s.

En utilisant les valeurs antérieures de surface de bassin et le maximum débit journalier pour chaque période de retour, les équations ci-dessus deviennent :

Pour T=100 ans :

$$Q_{site} = \left(\frac{S_{BVsite}}{344}\right)^{0.9} \times 434$$

Pour T=500 ans :

$$Q_{site} = \left(\frac{S_{BVsite}}{322}\right)^{0.9} \times 585$$

Pour la transformation du debit journalier en debit maximal instanté , nous avons appliqué la méthodologie developpée par **Fuller** en 1914,donc l'équation est :

$$\boldsymbol{Q_i = (1 + 2.66A^{-0.3})Q_d}$$

- **Q_i :**debit maximal instantanee (m^3/s).
- **A: s**urface du bassin versant en (Km^2).
- **Q_d :**debit maximal instantanee (m^3/s).

Pour le pont projetée **OA26/2** et pour la periode de retour **T=100** on obtient les valeurs suivantes:

- **A=570** Km^2.
- **Q_d =684** m^3/s .
- **Qi =955** m^3/s.

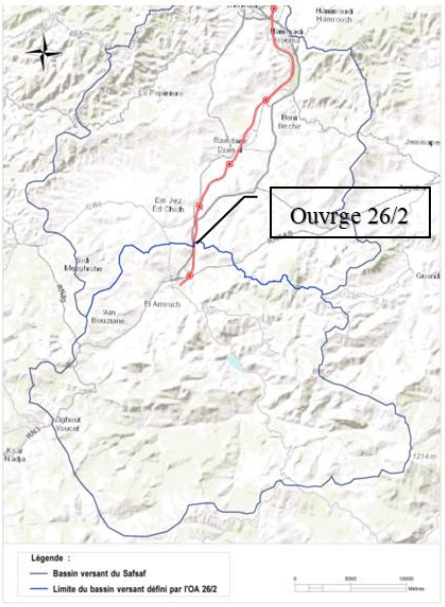


Figure 24 : bassin versant du Oued Safsaf définit par l'OA 26/2

II.9.Conclusion

Le présent chapitre resume les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre projet, afin de les employer pour déterminer la meilleure conception pour franchir les obstacles déjà expliqués.

CHAPITRE III
CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Chapitre III : Conception

III.1Introduction

La conception d'un pont est une démarche itérative pour l'objectif d'optimisation technique, économique et esthétique de l'ouvrage de franchissement, vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles, et fonctionnelles imposées (qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement).

Cette démarche comprend, de façon générale, trois étapes :

-Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle franchi.
-Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques.
-L'étude de détail de la solution retenue.

III.2. Présentation et pré-dimensionnement des variantes

III.2.1. Variante 1 pont à poutres précontraintes par post-tension à travées indépendantes :

Le pont à poutres est un pont dont le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisées entre elle par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension sont souvent très économiques, pour des portées comprises entre 30 et 50 m.

II.2.1.a.Conception longitudinale

Pour cette variante, nous avons choisi 05 travées de longueur L=35 m et 03 travées de longueurs L=40 m avec une portée totale de 295 m pour le tablier gauche.
Pour le tablier droit, nous avons choisi une travée de longueur L=35 m et 06 travées de longueurs L=40 m avec une portée totale de 275 m.

Le choix des poutres de 40 m et de 35 m est imposé par le gabarit à respecter et le franchissement de la partie de l'écoulement permanent de l'oued qui nécessite un minimum de portée de 40 m.

III.2.1.b. Conception transversale

En profil en travers, l'ouvrage est préparé pour accommoder une chaussée de 2x2 voies de la Pénétrante, comprennent deux chaussées de 9.25 m de largeur, une bande médiane de 3.00 m et des bordures de 0.75 m.

Les dévers transversaux de la chaussée sont en double pente de 2.5%.

Nous avons opté pour la projection de deux tabliers identiques de 11.25 m chacun supporte une partie de chaussée.

III.2.1.c.prédimensionnement des poutres:

La conception est faite selon le document **SETRA** guide de conception des ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension « **VIPP** » :

Tableau 26 :**pré-dimensionnement de la variante 01.**

Elément	Ration usuel	Valeur	
Hateur totale du tablier	L/20<Ht<L/17	Poutre L=35 m	H_t=2.05 m
		Poutre L=40 m	H_t=2.25m
Epaisseur de la dalle	e $\geq$ 16 cm	e=25 cm	
Hauteur de la poutre	$H_p=H_t-e$	Poutre L=35 m	Hp=1.8 m
		Poutre L=40 m	Hp=2 m
Entraxe des poutres	1.3m$\leq \gamma \leq$2m	1.875 m	
Entraxe des poutres de rives	L_a	0.55 m	
Nombres des poutres	N=La/ γ +1	6	
La : largueur de la table de compression	b $\geq$ 0.6 H_p	Poutre L=35 m	1.1 m
		Poutre L=40 m	1.2 m
Epaisseur de la table de compression	12 cm $\leq$ e_1 $\leq$15 cm	15 cm	
Inclinaison de la table de compression	1/15$\leq \beta \leq$ 1/10	β =0.1	
Gousset supérieure /inferieur	30º $\leq \alpha \leq$45 º	α =45 º	
Larguer du talon	60cm$\leq L \leq$ 90 cm	60 cm	
Epaisseur du talon	10 cm $\leq Et \leq$ 20 cm	25 cm	
Epaisseur de l'âme à mi-travée	$E_{a\ médiane}$ = 3Ø ($Ø = 8\ cm$) $Ø: etant\ le\ diametre\ d$	$E_{a\text{-}médiane}$ =25 cm	
Entretoise d'abouts	25 cm$\leq E_{ent} \leq$30 cm stvipp	E_{ent} =30 cm	

III.2.2. Variante 02 : pont en béton précontraint construit en encorbellement successif avec travées de rives construites en poutres precontraintes par post-tension

Cette méthode de construction en encorbellement consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles. Après l'exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une pré-contrainte. Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant.

Ces voussoirs peuvent être coulés in situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation.

Le tablier peut être à hauteur constante ou variable. Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante. Au-delà de 70 m, un tablier de hauteur variable devient plus économique et généralement plus esthétique.

III.1.2.a :Conception longitudinale

Pour cette variante, nous proposons un tablier en béton précontraint construit en encorbellement successif à hauteur variable. Il se compose d'une travée principale de 80 m de longueur, deux travées de 50 m et 3 autres travées de rive de 35 m construites en poutres précontraintes par post-tension, avec une portée totale de l'ouvrage de 280 m.

Cette combinaison permet de franchir l'oued en limitant le nombre d'appuis à exposer à l'écoulement au même temps en respectant le gabarit de 5.25m de la route passant au-dessous de l'ouvrage.

III.1.2.b. Conception transversale

Pour cette variante ,on doit concevoir les deux coupes transversales du tablier,en travées de rive et en travées intermédaire.

III.2.1.c le découpage en voussoirs

Le découpage en voussoirs est entièrement en fonction du mode de construction de l'ouvrage, pour notre cas les voussoirs sont coulés en place, donc nous prenons :

- 2 voussoirs de clavage de 1.6 m.
- 4 voussoirs de clavages de 1.8 m.
- 8 voussoirs coulés sur cintres de 4.5 m.
- 4 voussoirs sur pile de 8 m.
- 64 voussoirs courant de 4.4 m.

III.1.2.c.1.Partie construite en encorbellement

Nous proposons de construire deux tabliers parallèles supportant les deux chaussées par deux monocaissons simples à deux âmes.

III.1.2.c.2.Prédimensionnement de la section transversale

Nous examinons en ce qui suit, en nous basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003), le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir. La figure **Figure 26**, précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont montrées dans le tableau ci-dessous :

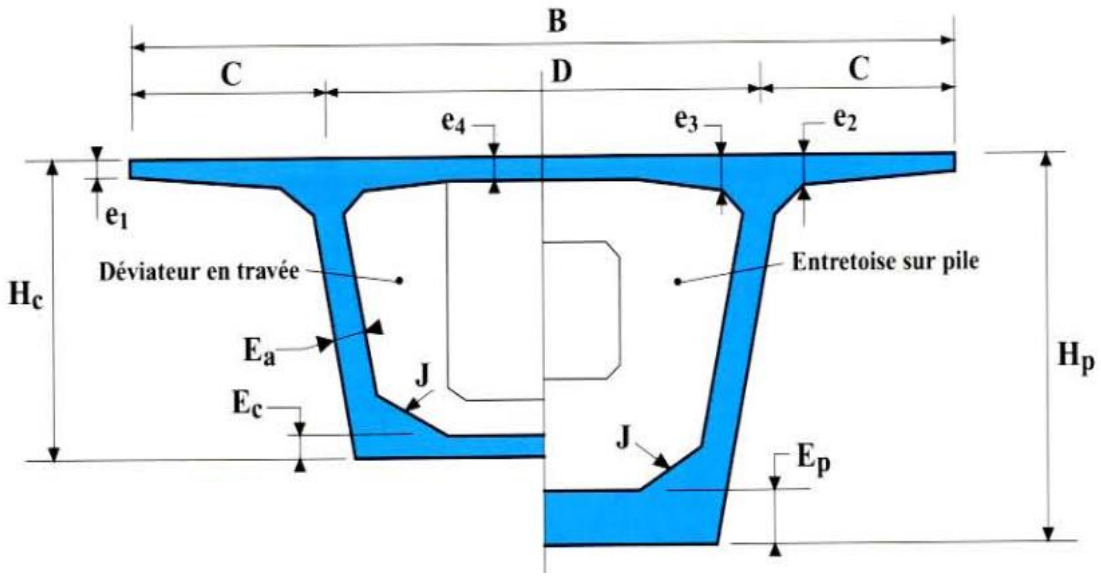


Figure 25: notation des dimensions

Le tableau suivant résume les différentes dimensions des éléments du voussoir :

Tableau 27:dimensions des diffirentes éléments du voussoir

Elément	Ratio	Valeur
Hauteur de voussoir sur clef	2deux form h_{min}=2.2 m $\frac{l}{hc} = 19 + \frac{l}{17}$	2.7 m
Hauteur de voussoir sur pile	$\frac{l}{hp} = 14 + \frac{l}{45}$	5.1 m
Largeur de voussoir	B	11.25 m
C	B/4	2.813 m
D	B-2C	5.624 m
e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	25 cm

e_2	$D'/7 \leq e_2 \leq D'/5$ $D'=C-Ea/2$	45 cm
e_3	$e_3 > e_2$ - 10 cm et $e_3 > 1{,}5e_4$	40 cm
e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10%
E_a	$e_a \geq 0{,}26 + L/500$	50 cm
Gossier supérieure	$30° < \alpha < 45°$	45
Gossier inférieure	$40° < \alpha < 45°$	30
Ec	Max (18 ;3Φ; Ea/3) cm	30 cm
Ep	$35cm \leq Ep \leq 85cm$ $Ep=2.5\ Ec$	75 cm
Loi de variation des hauteurs	$h(x) = h_p - 2 \times (h_p - h_c)\left(\frac{x}{l}\right) + (h_p - h_c)(\frac{x}{l})^2$	

III.1.2.c.3 :conception de la poutre précontraintes en travées de rives

La conception est faite selon le document **SETRA** guide de conception des ponts a poutres préfabriquées précontraintes par post-tension « **VIPP** » :

Tableau 28: dimensions des diffirentes éléments de la poutre des travées de rive.

Elément	Ration usuel	Valeur
Hateur totale du tablier	L/20<Ht<L/17 stvipp	H_t=2.05 m
Epaisseur de la dalle	e ≥ 16 cm stvipp	e=25 cm
Hauteur de la poutre	$H_p=H_t$-e	Hp=1.8 m
Entraxe des poutres	1.3m≤ γ ≤2m	1.45 m
Entraxe des poutres de rives	La	0.55 m
Nombres des poutres	N=(L-La)/ γ +1	8
La : largeur de la table de compression	b ≥ 0.6 H_p	1.1 m
Epaisseur de la table de compression	12 cm ≤ e_1 ≤15 cm	15 cm

Inclinaison de la table de compression	$1/15 \leq \beta \leq 1/10$	β =0.1
Gousset supérieure /inferieur	$30^o \leq \alpha \leq 45^o$	α =45 º
Larguer du talon	60cm$\leq L \leq$ 90 cm stvipp	55 cm
Epaisseur du talon	10 cm $\leq Et \leq$ 20 cm stvipp	25 cm
Epaisseur de l'âme à mi-travée	$E_{a\ médiane} = 3\emptyset$ ($\emptyset = 8\ cm$) $\emptyset$: diamètre de la gaine	$E_{a\text{-}méd}$ =25 cm
Entretoise d'abouts	25 cm$\leq E_{ent} \leq$30 cm stvipp	E_{ent} =30 cm

III.2.3. Variante 03 : pont mixte bipoutres

Cette variante fait l'objet d'un pont mixte acier béton (une association d'une ossature métallique et une dalle en béton solidarisées entre elles par des connecteurs) à deux poutres en âme pleines. Pour des raisons économiques, la tendance actuellement est à la construction des ouvrages mixtes bipoutres au détriment de multi poutres et des caissons, qui sont des structures plus coûteuses. Le domaine de portées de bipoutres varie entre 30 et 110 m.

II.2.3.a.Conception longitudinale

On propose de projeter un pont mixte bipoutres à hauteur variable composé de quatre travées principales de 55 m et deux travées de rive de 35 m de longueur, ce qui donne une longueur total de l'ouvrage de 290 m.

II.2.3.b.Conception transversale

Le tablier est de 11.25 m de largeur appuyé longitudinalement sur deux poutres. Les poutres sont solidarisées entre elles par des entretoise de 6 m.

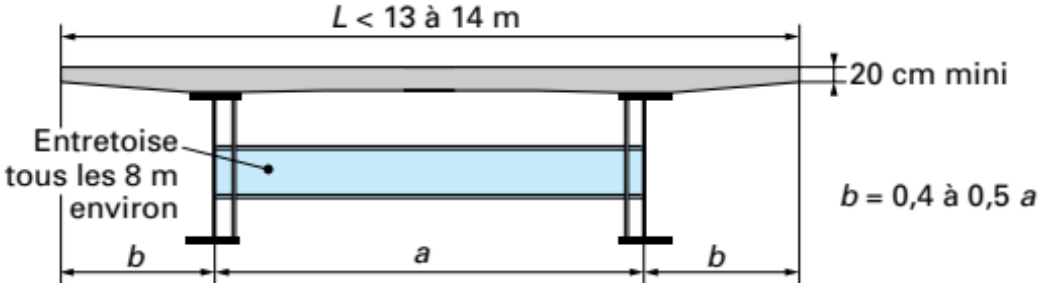


Figure 26: coupe transversal d'un tablier

1.5m ≤**a** ≤0.55 L on prend a =6 donc **b**=**2.625** m.

III.2.3.c.Conception des poutres principales

Les poutres principales sont des profiles en acier reconstitués soudés en **I** :

Tableau 29: **prédimensionnement des poutres métallique**

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	200 à 230 mm	230
Hauteur sur pile	H = L/25	2 200
Hauteur au clef	L/50 ≤ Hc ≤ L/40	1 200
Loi de variation parabolique	$H(x) = H - 2 \times (H - H').\left(\frac{x}{\ell}\right) + (H - H').\left(\frac{x}{\ell}\right)^2$	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0{,}005 \times d$	40
Epaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	50
Largeur de la semelle inferieure sur pile	500 mm ≤ b_i ≤ 12 00 mm	900
Largeur de la semelle supérieure sur pile	400mm ≤ b_s ≤ 1 000 mm	700
Largeur de la semelle inferieure à la clef	500mm ≤ b_i ≤ 12 00 mm	700
Largeur de la semelle supérieure à la clef	400mm ≤ b_s ≤ 1 000 mm	500
Epaisseur de la semelle inferieure	$20 \leq t_i \leq 150$	60

III.2.3.d.Conception des entretoises

Les entretoises sont des poutres secondaires en **I** reliant les poutres principales. Elles ont un rôle de répondre aux effotrs transversaux et de s'opposer au diversement des poutres pendant la phase de montage et la phase de service.

Les valeurs optées pour cette variante sont resumées dans le tableau suivant :

Tableau 30: prédimensionnement des entretoises.

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

III.2.3.e.Choix de la nuance d'acier

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

III.2.3.f.La connexion entre la dalle et la charpente métallique

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

III. 3.Analyse des variantes

Les avantages et les inconvénients de chaque variante vis-à-vis le coût, les délais et l'esthétique sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 31:analyse des variantes.

Variante	Avantage	Inconvénient
Variante 1 : pont à poutres précontraintes par post-tension à travées indépendantes :	•Simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le coût. •Les délais de réalisation sont généralement moins importants que dans les autres variantes. •L'entretien n'est pas trop recommandé dans ce type d'ouvrage. • Les coffrages peuvent être utilisés plusieurs fois, ce qui réduit le coût de réalisation.	•Poids propre important. •Déformation des poutres par fluage dû à la compression excessive de leur partie inférieure. •L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer. • l'exécution nécessite une main d'ouvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontrainte

Variante 2 : pont en béton précontraint construit en encorbellement successif avec travees de rives en poutres precontraintes par posttension :	• La structure du pont donne une belle forme esthétique. • La portée de ce type de pont est plus grande. • Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués. • Ce type de profilé fermé présente une rigidité à la torsion du tablier • Possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage.	• Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. • Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers. • Poids important. • des pertes économiques (coût et délais). • l'exécution nécessite une main d'ouvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontrainte
Variante 3 : pont mixte bipoutres :	• Possibilité de franchir de grandes portées. • Offre de multiples possibilités de conception architecturale. • l'excellent rapport poids/performance du matériau acier. • La légèreté.	•Le coût est plus élevé. • le phénomène de corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages. • Demande une main d'œuvre qualifiée (pour réalisation des soudures). • entretien périodiques. •la corrosion sous l'effet de la forte humidité de l'environnement de l'ouvrage

III.4.Devis estimatifs et quantitatifs des trois variantes

Nous avons essayé d'estimer les coûts totaux de chaque variante en nous basant sur les tableaux suivants :

III.4.1.Variante 1 : pont à poutres précontraintes par post-tension à travées indépendantes :

Tableau 32:**estimation du coût de la variante 01.**

Analyse du cout de la super structure	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
	Béton				
	Béton pour le tablier	m^3	3967.6	30 000	119027455.2
	Acier				
	Acier actif	T	178.54	420 000	74987296.78
	Acier passif	T	436.43	130 000	56736420.31
	Coût total du tablier en DA				250 751 172.29
Analyse du coût de l'infrastructure	Béton				
	Béton pour les semailles	m^3	4492.8	21 000	94348800
	Béton pour les piles	m^3	1282.65	21 000	26935704.6
	Acier				
	Acier passif pour les semailles	t	539.136	130 000	70087680
	Acier passif pour les piles	t	153.92	130 000	20009380.56
	Pieux				
	Exécution des pieux	ml	2052	69500	142614000
	Coût total de l'infrastructure en DA				353995565.2
	Cout total de la variante en DA				604746737.45

III.4.2.Variante 2 : pont en béton précontraint construit en encorbellement successif avec travees de rives en poutres precontraintes par posttension:

Tableau 33:estimation de cout de la variante 02.

	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Analyse du coût de la super structure	Béton				
	Béton pour le tablier partie voussoir	m^3	3485.2	33 000	115011307.40
	Béton pour le tablier partie poutre	m^3	1555.5	30 000	46665212.40
	Acier				
	Acier actif partie voussoir	t	156.83	420 000	65870112.20
	Acier passif partie voussoir	t	383.37	130 000	49838233.02
	Acier actif partie poutre	t	69.98	420 000	29399083.81
	Acier passif partie poutre	t	171.1	130 000	22243751.20
	Coût total du tablier				329027699.60
Analyse du coût de l'infrastructure	Béton				
	Béton pour les semailles	m^3	3456	21 000	72576000.00
	Béton pour les piles	m^3	882.12	21 000	18524478.00
	Acier				
	Acier passif pour la semailles	t	414.72	130 000	53913600.00
	Acier passif pour les piles	t	105.85	130 000	13761040.80
	Pieux				
	Exécution des pieux	ml	1680	69500	116760000.00
	Cout total de l'infrastructure en DA				275535118.80
	Cout total de la variante en DA				604562818.40

III.4.3.Variante 3 : pont mixte bipoutres :

Tableau 34:estimation de cout de la variante 03.

Analyse du cout de la super structure	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
	Béton				
	Béton pour la dalle	m^3	1500.75	21 000	31 515 750.00
	Acier				
	Acier PRS	t	1304.64	400 000	521 856 000.00
	Acier passif	t	180.09	130 000	23 411 700.00
	Coût total du tablier				576 783 450.00
Analyse du coût de l'infrastructure	Béton				
	Béton pour les semailles	m^3	3456	21 000	72576000.00
	Béton pour les piles	m^3	1595.216	21 000	33499534.00
	Acier				
	Acier passif pour les semailles	t	3456	21 000	72576000.00
	Acier passif pour les piles	t	191.42	130 000	24885368.00
	Pieux				
	Exécution des pieux	ml	2052	69500	142614000.00
	Coût total de l'infrastructure en DA				346150902.00
	Coût total de la variante en DA				922934352.00

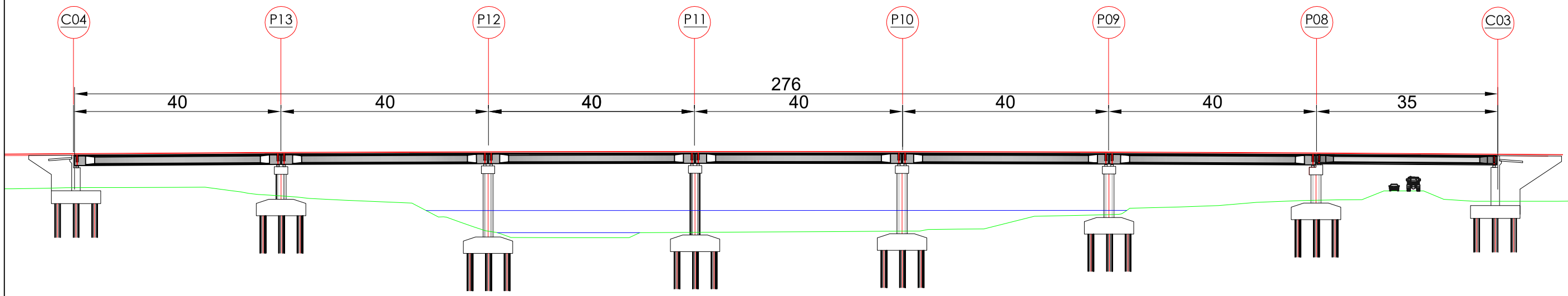
III.5.Conclusion

Après le prédimensionnement et l'analyse multicritère détaillée des trois variantes, nous nous orientons vers la solution la plus avantageuse : la conception du pont en béton précontraint construit en encorbellement successif avec travees de rives construites en poutres precontraintes par posttension**.** Nous remarquons que la deuxième variante est optimale par rapport à trois critères. En ce qui concerne le coût, nous constatons que les trois variantes se rapprochent. Cependant, la deuxième conception coûte moins cher que les deux autres. Cela est dû au nombre réduit de fondations profondes à implanter. Un autre avantage se présente en relation avec l'oued. Les obstacles, qui y sont implantés, sont diminués, ce qui renvoie positivement à la durabilité de l'ouvrage.

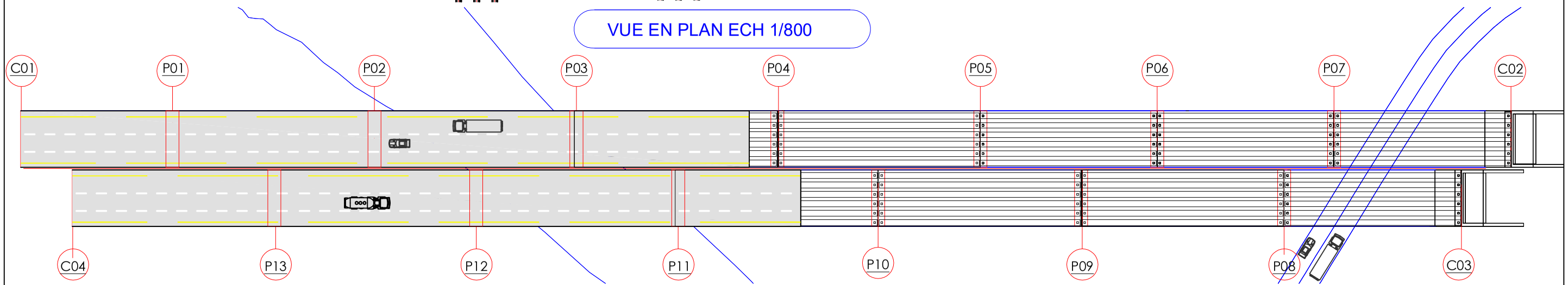
VERS
LE PORT DE SKIKDA

COUPE LONGITUDINALE ECH 1/800

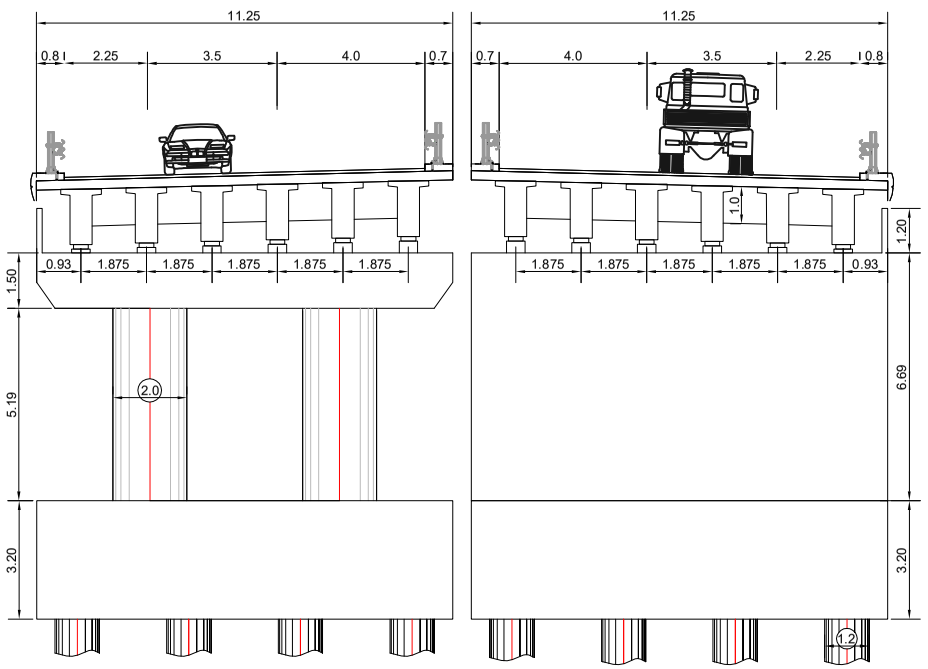
VERS
L'AUTOROUTE EST-OUEST



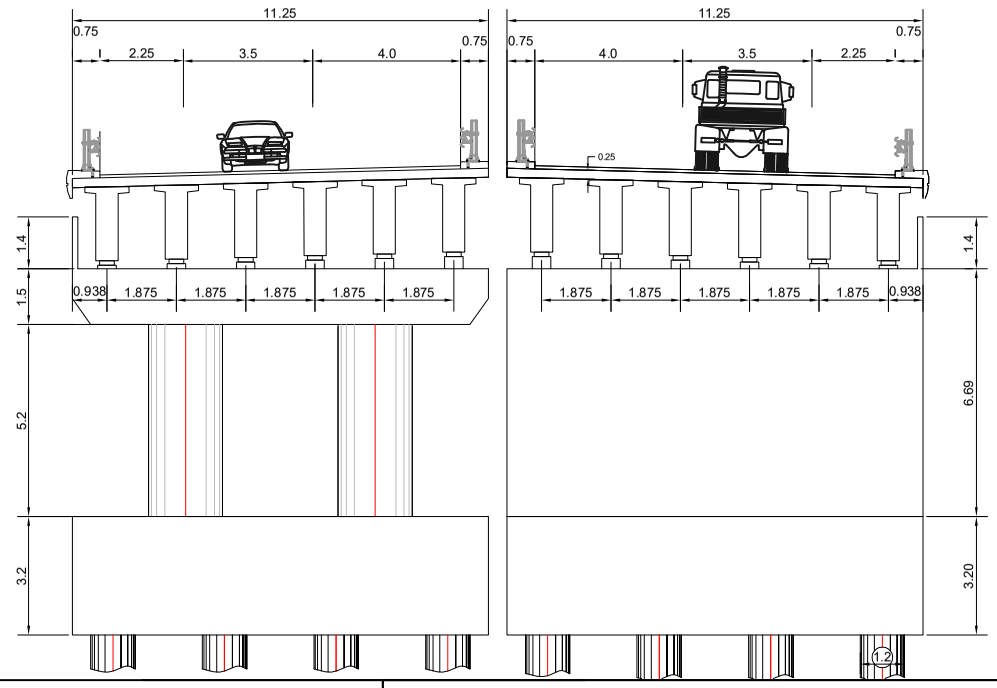
VUE EN PLAN ECH 1/800



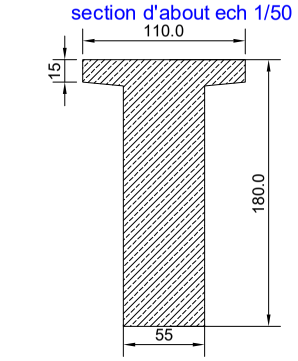
coupe transversal du tablier sur la culée C02 ech 1/200



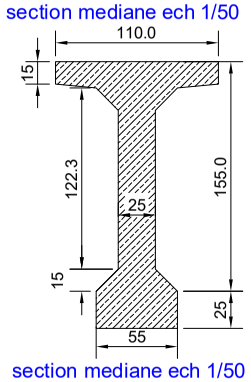
coupe transversal du tablier sur la culée C01 ech 1/200



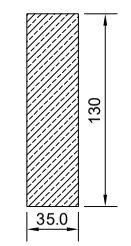
section d'about ech 1/50



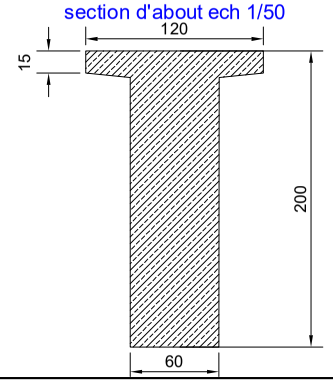
section mediane ech 1/50



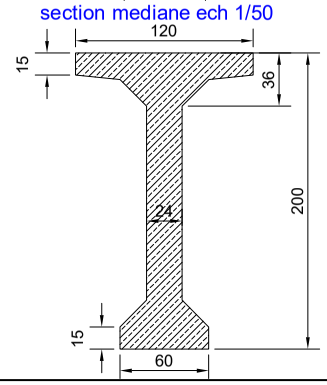
entretoise ech 1/50



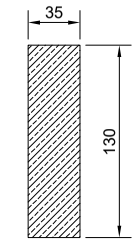
section d'about ech 1/50



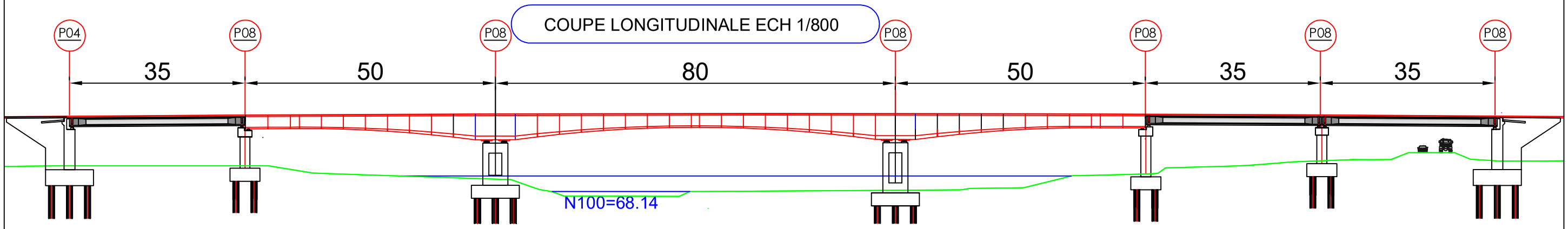
section mediane ech 1/50



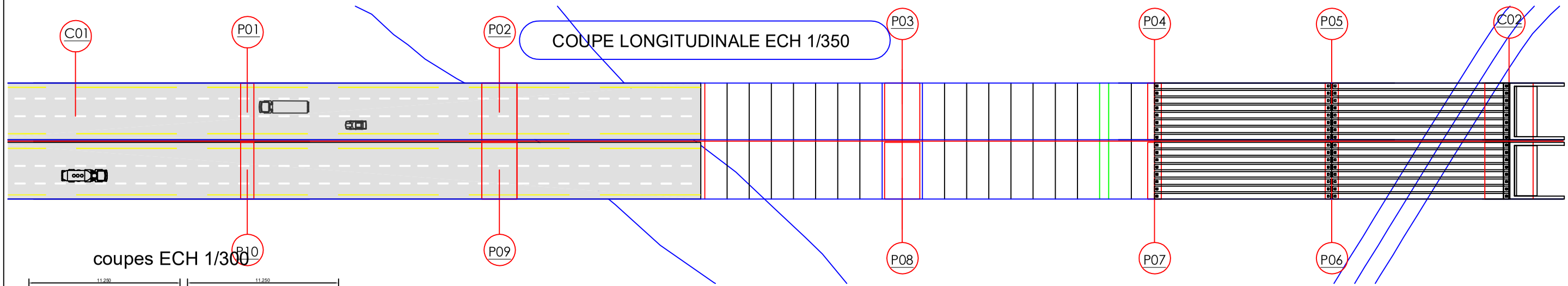
entretoise ech 1/50



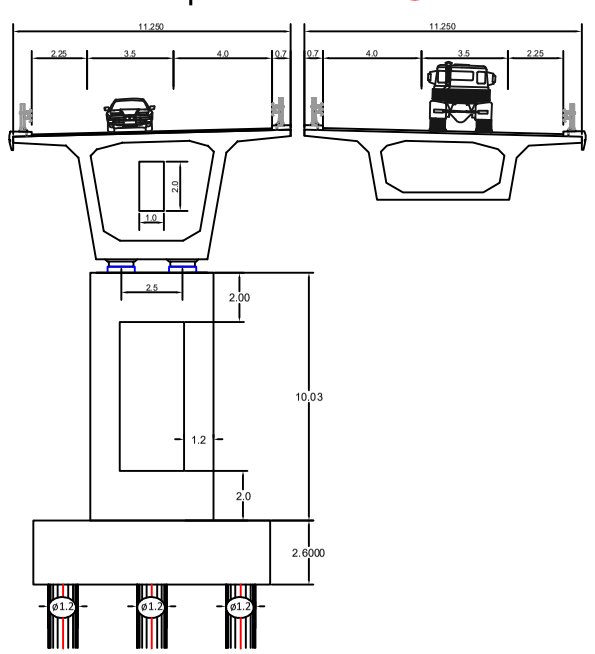
COUPE LONGITUDINALE ECH 1/800



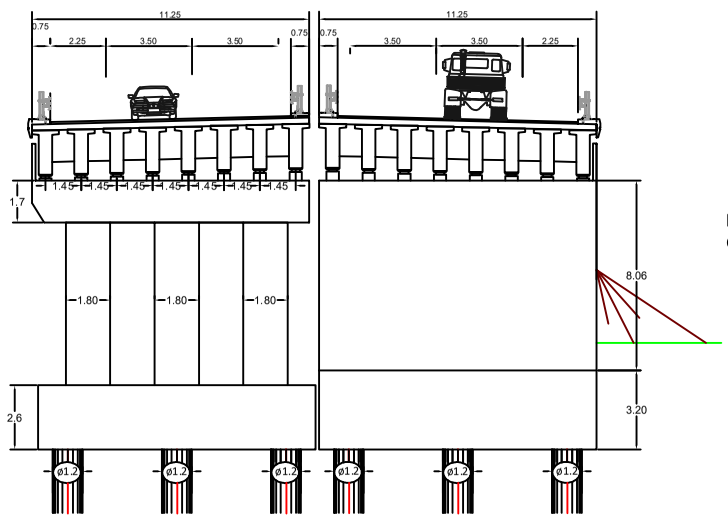
COUPE LONGITUDINALE ECH 1/350



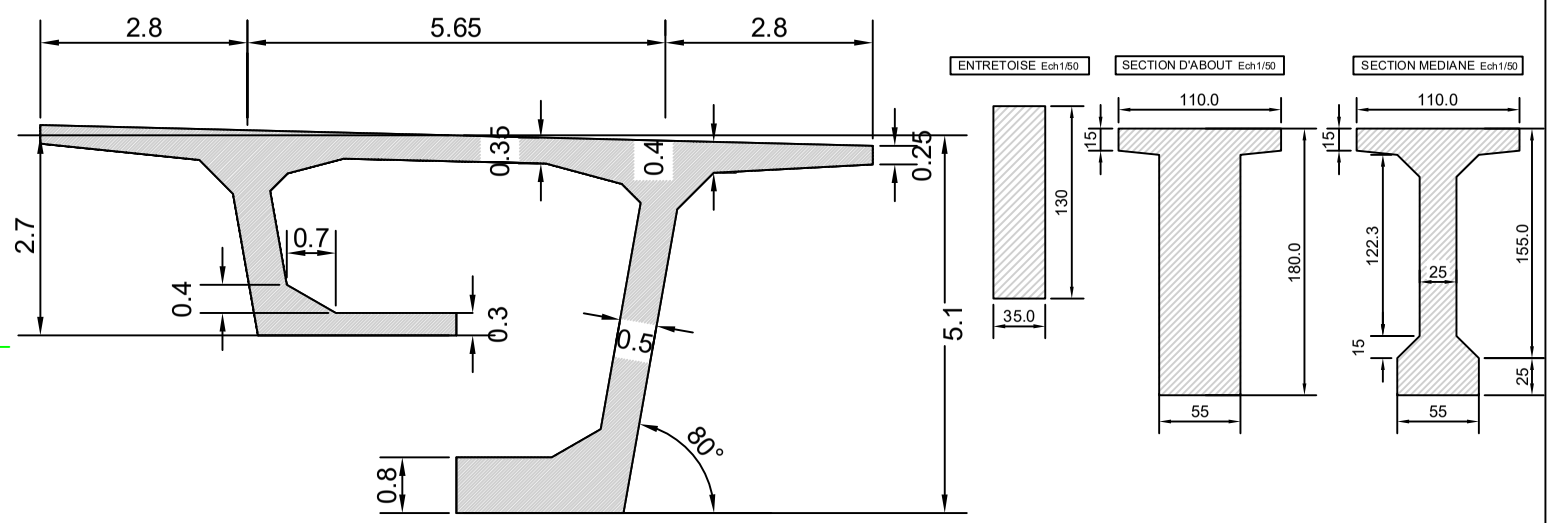
coupes ECH 1/300



coupes ECH 1/300



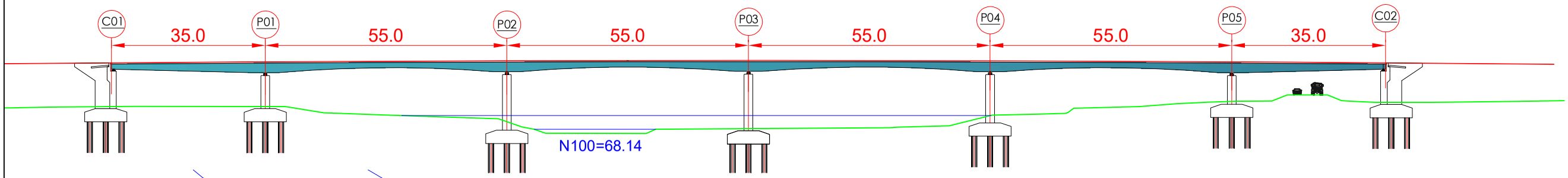
COUPE TRANSVERSALE ECH 1/100



VERS
LE PORT DE SKIKDA

PROFIL EN LONG ECH 1/1000

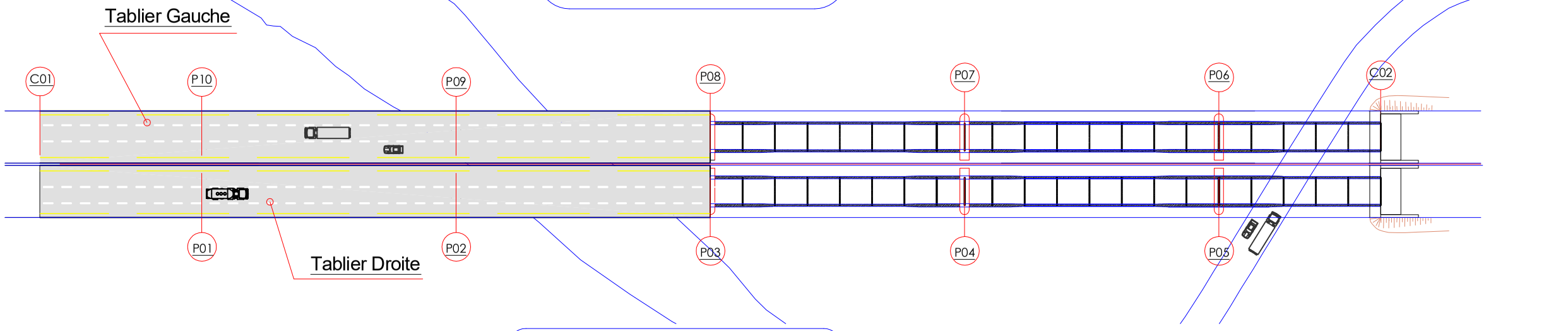
VERS
L'AUTOROUTE EST-OUEST



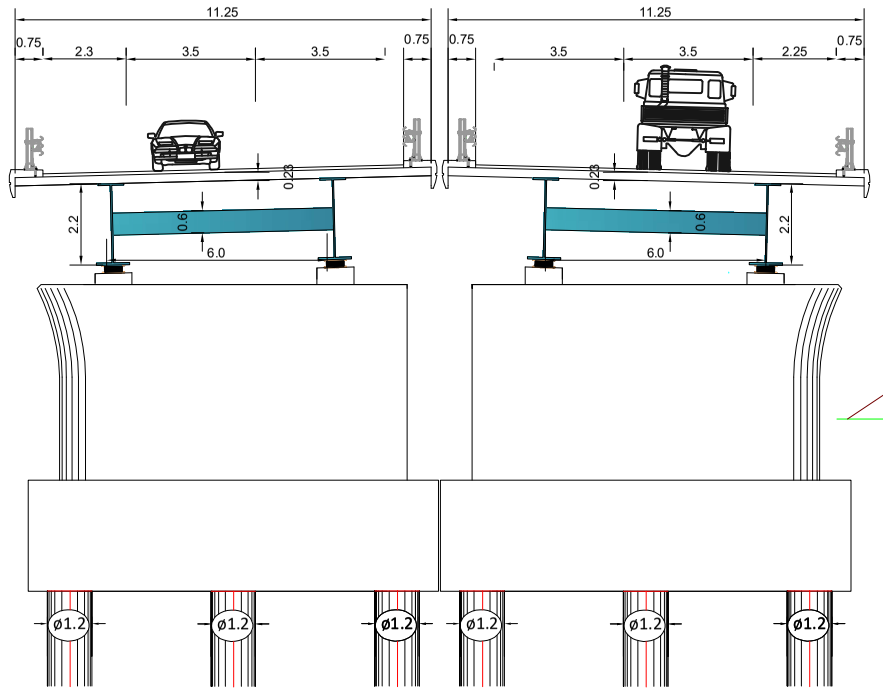
VERS
LE PORT DE SKIKDA

PROFIL EN LONG ECH 1/1000

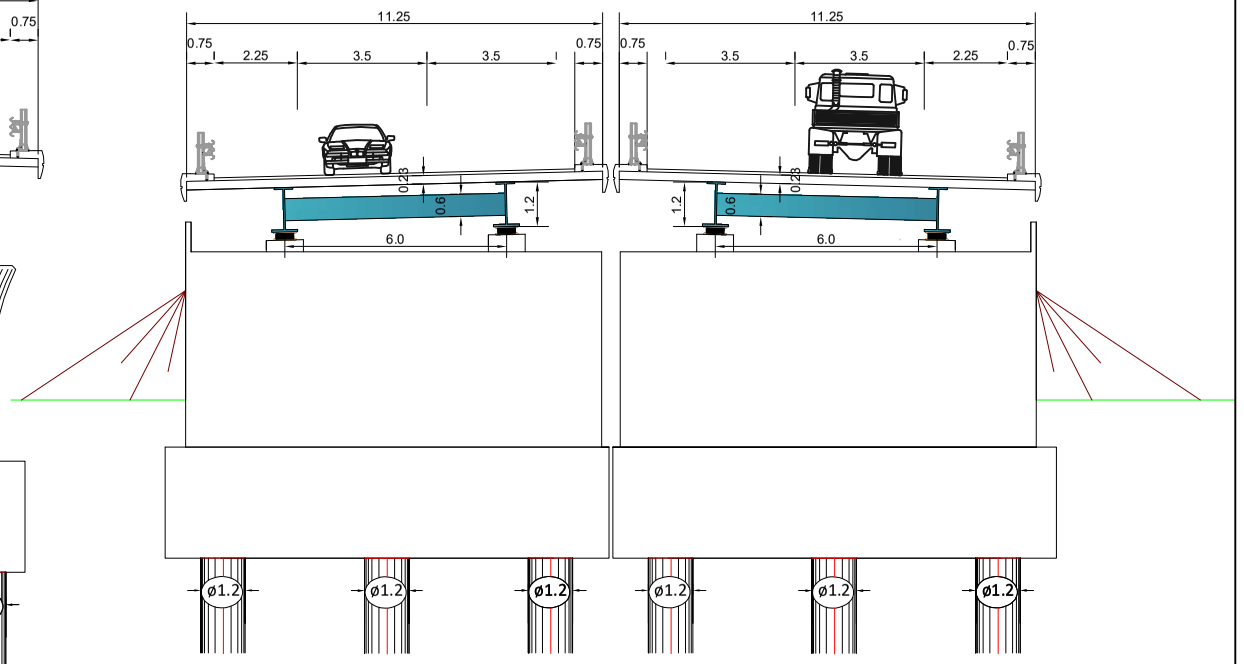
VERS
L'AUTOROUTE EST-OUEST



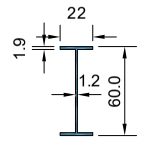
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/200



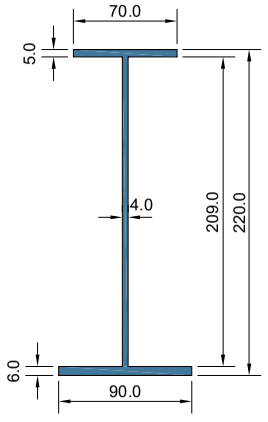
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/200



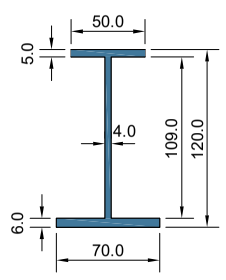
Entretoise Ech : 1/50



COUPE POUTRE SUR PILE Ech : 1/50



COUPE POUTRE A LA CLEF Ech : 1/50



CHAPITRE IV
CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL

Chapitre IV : Hypothèses de calcul

IV.1.Introduction

Le présent chapitre sera consacré à la définition des charges et des surcharges applicables sur l'ouvrage pendant sa durée de service, ainsi que les caractéristiques des matériaux à employer en nous référant à diverses normes de calculs et de dimensionnement. De ce fait, nous nous sommes appuyés sur quatre normes qui se basent sur la méthode des états limites .

IV.2.Les normes utilisées

IV.2.a.Règles BAEL91 révisé 99 Fascicule n° 62 (titre I, section I)

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.

IV.2.b.Règles BPEL91 révisé 99

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint selon la méthode des états limites.

IV.2.c.Règles R.C.P.R version 2008:

Règlement définissant les Charges et les surcharges sur les Ponts routiers.

IV.2.d. Règle R.P.O.A version 2008:

Règles parasismiques des applicables aux ouvrages d'art.

IV.3.Caracteristique des materiaux

Le choix des matériaux de construction est intimement lié à la conception du calcul du pont, on donne ici les différentes caractéristiques des matériaux à employer pour la construction de l'ouvrage :

IV.3.a.Le béton

Le béton utilisé est de densité de 25 KN/m^3 pour les travées de rives, ou le tablier est construits en poutre on utilise un béton de 40 Mpa.

Pour les travées construites en encorbellement successif nous utilisons un béton de **35 Mpa.** Pour les travées de rives construites en poutres précontraintes par post-tension, nous utilisons un béton de **40 Mpa**. Le béton utilisé pour la construction de l'infrastructure est de **27 Mpa**.

IV.3.a.1.Déformation longitudinale du béton

Le BAEL donne les formules suivantes pour le module de déformation longitudinale du béton :

$$\mathbf{Eij = 11000 f_{cj}^{1/3}} \quad \ldots\ldots\ldots\

Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$\mathbf{Eij = 3700 f_{28}^{1/3}} \ldots\ldots\ldots\

	(Mpa)	γ_s=1 pour les situations accidentelles.	500	500
préjudiciable	$\sigma_s = max\left\{\frac{1}{2}f_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right\}$ n=1.6		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = max\left\{0.4f_e; 88\sqrt{nf_{tj}}\right\}$ n=1.6		200	200

IV.3.b.2.les armatures de précontrainte

Les armatures de précontrainte employées dans l'ouvrage sont des armatures a très basse relaxation :

12T15s pour les travées de rives construites en poutres.

15T15s pour la précontrainte du fléau.

19T15s pour la précontrainte de continuité.

On essaye de résume toutes les caractéristiques nécessaires dans ce tableau :

Tableau 36:des caracteristiques des armatures de precontrainte.

Type de câble	f_{prg} (Mpa)	f_{peg} (Mpa)	A_p (mm^2)	Φ (mm)	ρ_{1000}	g (mm)
12T15s	1770	1593	140	80	2.5	6
15T15s	1860	1674	150	100	2.5	6
19T15s	1860	1674	150	100	2.5	6

F_{prg}: Résistance ultime.

F_{peg} : Limite élastique.

A_p : Section droite d'un toron.

Φ : Diamètre de la gaine

ρ_{1000} : Coefficient de relaxation des câbles

g : Coefficient de recul d'ancrage.

IV.3.b.3.Classe de vérification de la précontrainte

La classe II , c'est la classe la plus couramment utilisée, elle permet le développement des contraintes de tractions sans apparition des fissures.

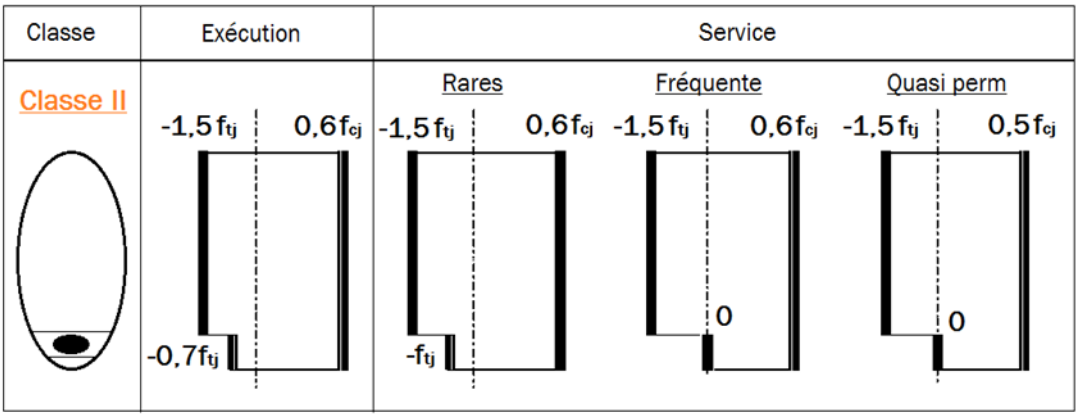


Figure 27: Contraintes admissibles dans les sections en béton précontraint

IV.4.Evaluation des actions

IV.4.1.Evaluation des actions hors trafic

IV.4.1.a.Poids propre

IV.4.1.a.1.Travées de rives

Tableau 37:estimation du poids d'une travées de rive.

Longueur de la travée	35 m
Nombre de poutres	8
Epaisseur de la dalle	0.25 m
Largeur de la dalle	11.25 m
Densité du béton	25 KN/m^3
Densité du revêtement	24 KN/m^3

Tableau 38:estimation du poids d'une poutre.

Poids propre d'une poutre	684.1 KN
Poids propre d'une entretoise	188.825 KN
Poids de la dalle	2460.24 KN

Poids d'une travée de 35 m **: G_{trav}=9271.49 KN alors G_{trav}=264.9 KN/ml**

IV.4.1.a.2.Evaluation du poids des travées intermédiaires

Tableau 39:poids des travées construites par encorbellement.

	Poids d'un demi-fléau			
N° voussoir	longueur L (m)	Section $S(m^2)$	Volume $V(m^3)$	Poids KN
1/2Vsp	4	12.32	49.30	1232.47
V01	4.4	11.86	52.18	1304.41
V02	4.4	11.02	48.47	1211.73
V03	4.4	10.29	45.29	1132.29
V04	4.4	9.69	42.64	1066.09
V05	4.4	9.21	40.53	1013.13
V06	4.4	8.85	38.94	973.41
V07	4.4	8.61	37.88	946.93
V08	4.4	8.49	37.35	933.69
Vsc	1.6	8.47	13.56	338.92
Poids des voussoirs coulés sur cintres				
Vc01	4.5	8.47	38.11	952.87
Vc02	4.5	8.47	38.11	952.87
Vsc	1.8	8.47	15.24	381.15

Poids total d'un fléau : $G_{demi\text{-}Fléau}$= 10 004.77 KN.

Poids total de la partie construite par encorbellement :

G_{encor}= 42,137.33KN donc G_{enc}=234.1 KN/m.

IV.4.1.b.Les compléments des charges permanentes CCP

Tableau 40:**estimation du poids CCP.**

Elément	Densité (KN/m^3)	Poids (KN/m)	Poids en (KN/m^2)
Trottoir+corniche	25	5.90	7.87
Trottoir	25	3.6	4.8
Glissière de sécurité	/	2X1	/
Revêtement en BB	24	18.72	1.92
Poids CCP en KN/ml		30.22	/

IV.4.2.Evaluation des actions dues au trafic

Les surcharges considérées pour le dimensionnement de l'ouvrage sont :

- Système de charges **A(l).**
- Système de charge **B(Bc,Bt)**.
- Système de charges militaire **Mc120**.
- Convoie exceptionnelle **D240**.

IV.4.2.a.Caractéristiques de l'ouvrage selon le RCPR

- **La largeur roulable**

La larguer roulable est définie comme la larguer comprise entre deux dispositifs de retenue ou bordures .

- **Largeur chargeable (Lr)**

La largeur chargeable est directement déterminée à partir du larguer roulable en élevant une bande de 0.5 m le long de chaque dispositif de retenue :

Tableau 41: caractéristiques du pont .

Larguer roulable	9.75 m
Larguer chargeable	8.75 m
Nombre de voies	2
Larguer d'une voie	4.375 m

- **Classe du pont**

La classe du pont est déterminée en fonction de la largeur roulable :

Tableau 42:classe du pont route.

Classe du pont	description
1ère classe	Lr ≥ 7 m
2ème classe	5.5≤ **Lr** ≤7 m
3 ème classe	Lr ≤ 5.5 m

IV.4.2.b.Systèmes de charges

- **Système de charge A**

La charge **A(l)** est donnée en **KN/m²**par la formule suivante :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12}$$ **A₁=max** $\begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002L \end{cases}$ **KN/m²**

Etant **L** la longueur du tablier chargée en m.

En fonction de la classe du pont et le nombre de voies la charge **A(l)** est multipliée par le coefficient $\mathbf{a_1}$:

Tableau 43:coefficient a_1

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	1	1	0.9	0.75	075
2	1	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

La charge $\mathbf{A_1}$ est multipliée par un coefficient $\mathbf{a_2}=\frac{V_0}{V}$, avec V_0 **l**a largeur d'une voie calculée précédemment et **V=3.5 m** alors $\mathbf{a_2}$**=0.8**.

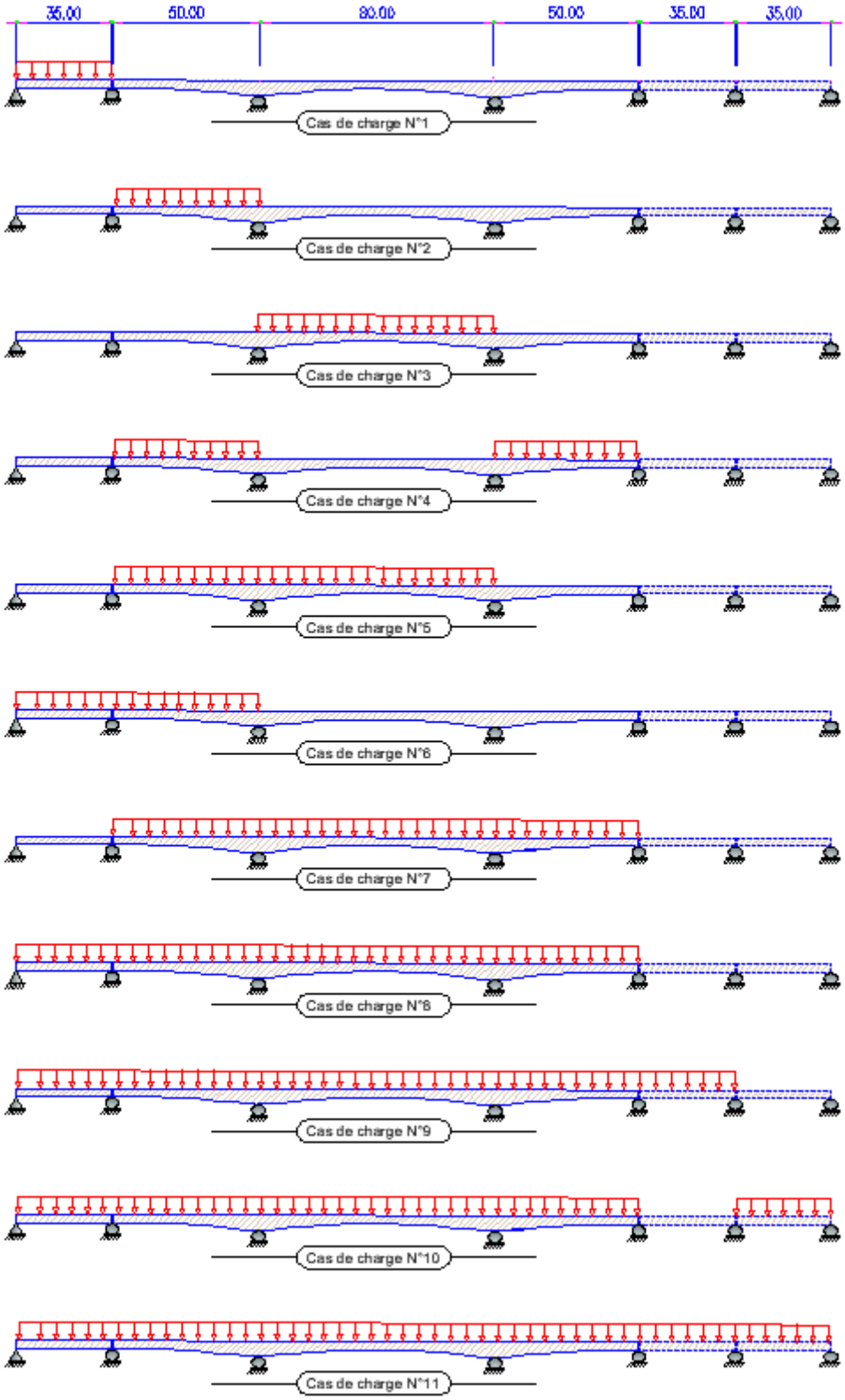


Figure 28: les cas de charges possibles.

Tableau 44:valeurs de la Charge Al.

	L(m)	$a_1.a_2A(l)$ KN/m^2	A(l) en fonction du nombre de voies chargées (KN/ml)	
			1 voie	2 voies
Cas 01	35	7.97	34.86	69.72
Cas 02	50	6.49	28.37	56.75
Cas 03	80	4.97	21.75	43.49
Cas 04	100	4.41	19.30	38.60
Cas 05	130	3.87	16.92	33.85
Cas 06	85	4.81	21.04	42.08
Cas 07	180	3.34	14.61	29.23
Cas 08	215	3.11	13.60	27.20
Cas 09	250	2.94	12.86	25.72
Cas 10	250	2.94	12.86	25.72
Cas 11	280	2.83	12.37	24.73

- **Système de charge B**

Il comporte 3 systèmes distinct de charges à appliquer, chaque système est appliqué indépendamment des autre :

- **Type de charges Bc** : est composées de camions types de 300 KN.
- **Type de charges Bt :** se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems

- **Système de charge Bc**

En fonction de la classe du pont et le nombre de voies considérées, la valeur de la charge **Bc** est multipliée par un coefficient **bc** donnée par le tableau suivant :

Tableau 45:valeur de bc.

	Nombre de voies				
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7

La figure suivante illustre la disposition des camions sur les voies :

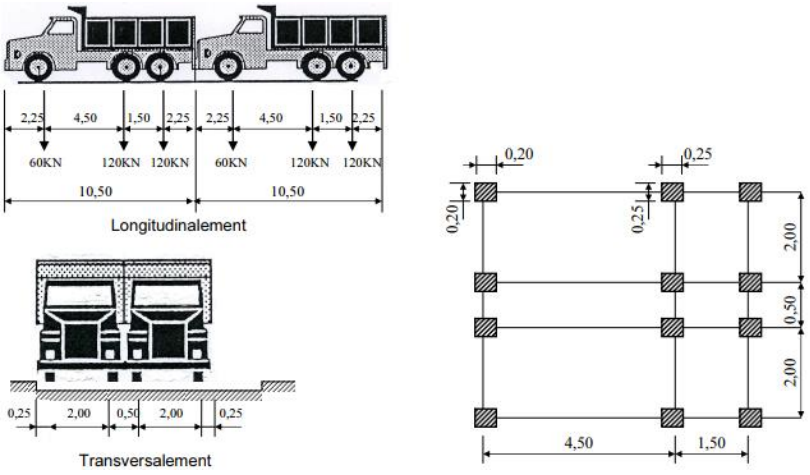


Figure 29: système de charge Bc

Pour notre cas, il est possible géométriquement de disposer 3 camions Bc sur la largeur chargeable, mais selon le RCPR article 4.5.1, nous ne pouvons pas disposer plus de fils de camions que de voies.

- **Système de charge Bt:**

En fonction de la classe du pont, la valeur de la charge **Bt** est multipliée par un coefficient **bt** donné par le tableau suivant :

Tableau 46: coefficient bt.

Classe du pont	Bt
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

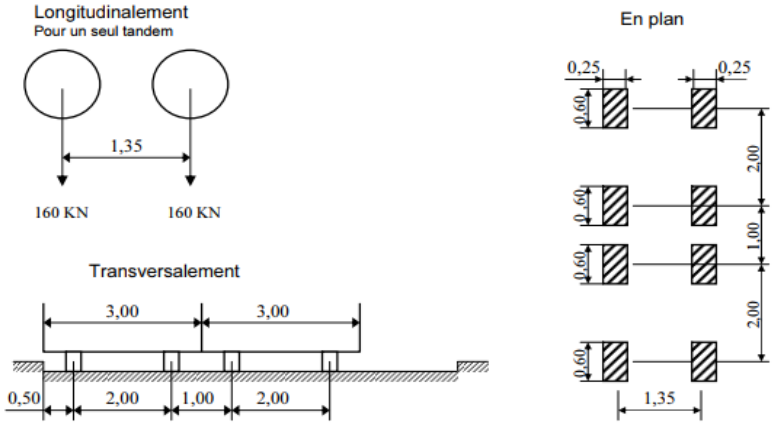


Figure 30: système de charge Bt.

- **Coefficient de majoration dynamique**

Les systèmes de charges **B** sont multipliées par un coefficient donné par la formule suivante :

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

Les valeurs retenues de δ

Tableau 48:valeurs retenues du δ .

Système de chargement	Valeur de δ	
	Travées de rives	Travées intermédiaires
Bc	1.071	1.051
Bt	1.062	1.045

- **Effort de freinage**
  - **Système Bc**

L'effort de freinage développé par le système de charge Bc est limitée par le poids d'un camion **Bc**, c.à.d. **F=300 KN**.

- **Système de charge A**

L'éffort de freinage induit par le système de charge A est égal à :

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

- **Système de charges militaires Mc120**

Un véhicule de type **Mc120** comporte de chenilles et répond aux caractéristiques indiquées sur la figure suivante :

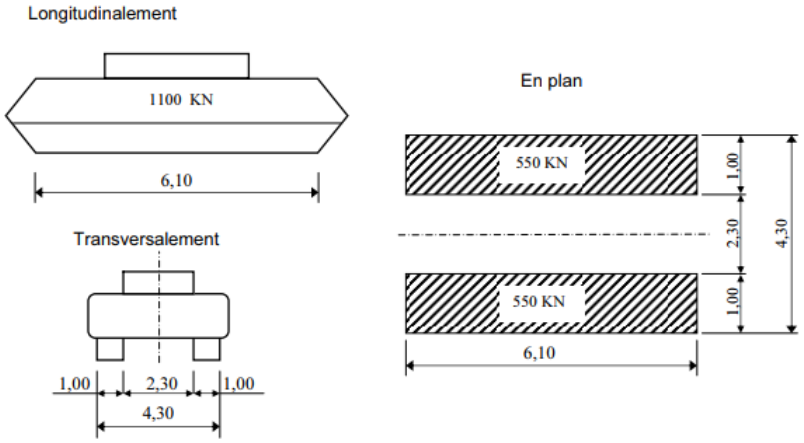


Figure 31: convoi militaire Mc120.

Le réctangle d'impact des deux chenilles est supposé uniformément chargé. Les majorations dynamiques sont aussi applicables aux charges militaire. Le tableau suivant donne les valeurs de $\boldsymbol{\delta}$ **:**

Tableau 50:valuers du coefficient de majoration dynamique.

Cas de charge	L(m)	G (KN)	S (KN)	$\boldsymbol{\delta}$
Cas 01	35	9271.5	1100	1.067
Cas 02	50	13315.8	1100	1.049
Cas 03	80	21305.3	1100	1.031
Cas 04	100	26631.6	1100	1.025
Cas 05	130	34621.1	1100	1.020
Cas 06	85	22587.3	1100	1.029
Cas 07	180	47936.9	1100	1.014
Cas 08	215	57208.4	1100	1.012
Cas 09	250	66479.9	1100	1.010
Cas 10	250	66479.9	1100	1.010
Cas 11	280	75751.4	1100	1.009

- **Convoi exceptionnel D240**

Le convoi D240 comporte une remorque de 3 éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total. Ce poids est supposé comme réparti sur la chaussée sur un rectangle uniformément chargé, comme il est montré dans la figure suivante :

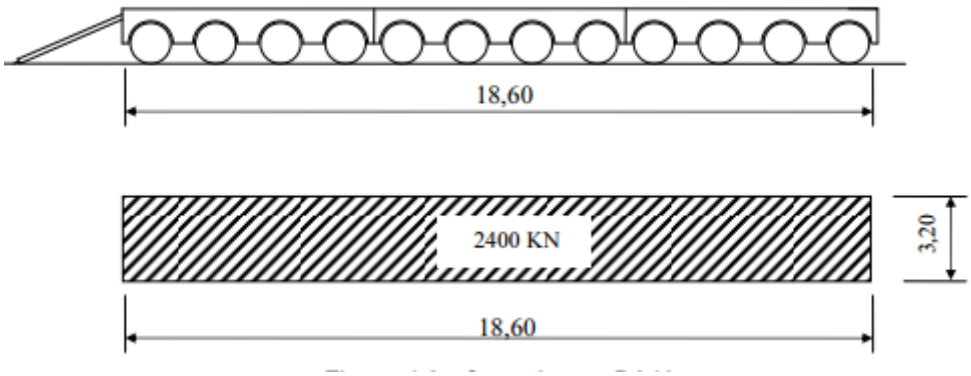


Figure 32: convoi exeptionnel D240.

IV.5.Combinaisons d'actions

Selon le RCPR les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

Tableau 51 : combinaisons d'action.

combinaisons		G	A(l)	Bc	Bt	Mc120	D240
ELU	Comb1	1.35	1.6	0	0	0	0
	Comb2	1.35	0	1.6	0	0	0
	Comb3	1.35	0	0	1.6	0	0
	Comb4	1.35	0	0	0	1.35	0
	Comb5	1.35	0	0	0	0	1.35
ELS	Comb1	1	1.2	0	0	0	0
	Comb2	1	0	1.2	0	0	0
	Comb3	1	0	0	1.2	0	0
	Comb4	1	0	0	0	1	0
	Comb5	1	0	0	0	0	1

IV.6.Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pu définir les charges et les surcharges applicables sur l'ouvrage. A partir des hypothèses de calcul définies, nous allons justifier le prédimensionnement déjà réalisé par des calculs plus détaillés dans les chapitres suivants.

CHAPITRE V
ETUDE LONGITUDINALE

Chapitre V : Etude longitudinale

V.1.Introduction

Dans ce chapitre, nous allons étudier la stabilité de l'ouvrage pendant la phase de construction et la résistance de l'ouvrage en phase de service. Pour ce faire, nous devons passer tout d'abord par une étude de travées de rives ainsi que l'étude de travées intermédiaires.

V.2.Etude longitudinale des travées de rives

Les travées de rives sont des travées isostatiques indépendantes construites en poutre précontrainte par post-tension. L'étude longitudinale de cette partie de l'ouvrage fait l'objet de la modélisation et les déterminations des sollicitations maximales sous l'effet des combinaisons de charges.

V.2.1.Modélisation

Pour la modélisation on utilise le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014** pour modéliser une seule travée de 35 m, on considère que les poutres sont isostatiques :

- On modélise chaque poutre par plusieurs éléments barre.
- Chaque poutre est appuyée sur un appui simple et un autre double.
- Chaque poutre est constituée de 3 sections.
- La dalle est modélisée par un élément coque.
- Les sections affectées aux éléments barres sont en dimensions réelles.
- Les charges roulantes sont induites dans le logiciel d'après **RCPR2008**.

La figure suivante illustre le model du tablier en travées de rives.

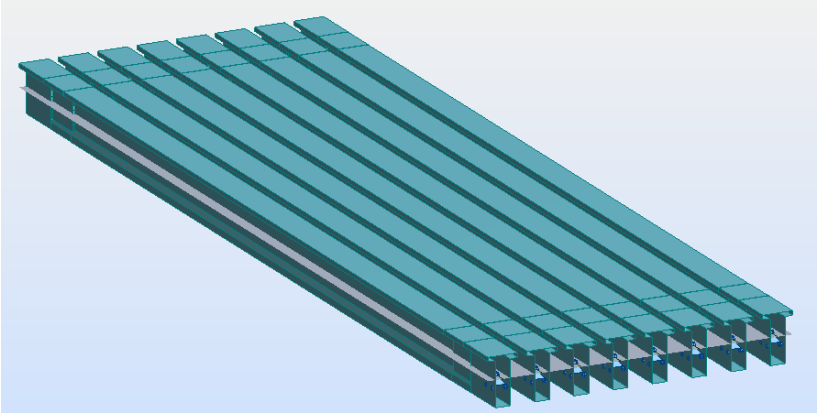


Figure 33: model de calcul du tablier poutre.

Les charges à prendre en compte et les combinaisons de charges sont définies dans **le chapitre IV.**

V.2.2.Les résultats de calcul

Les efforts calculés par Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 sont présentés dans les figures suivantes :

- **Moment max sous CP+CPP :**

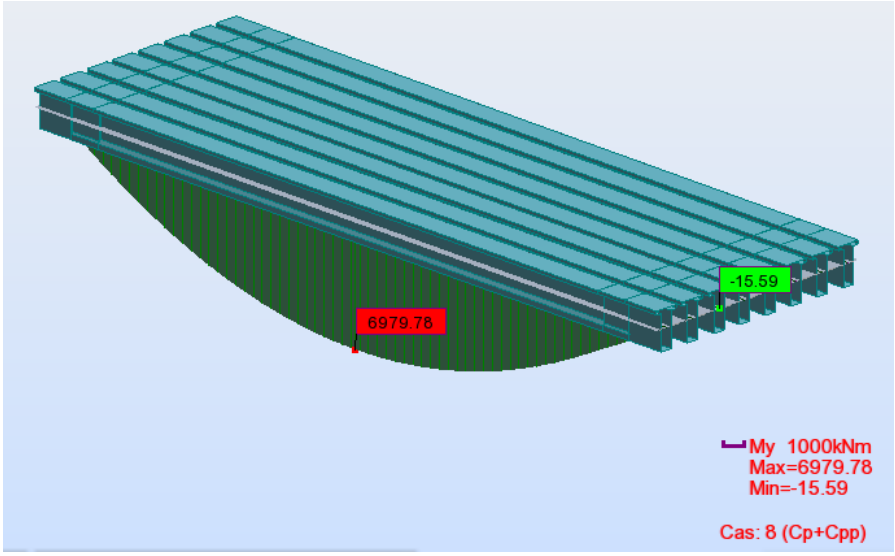


Figure 34: moment max sous CP+CPP.

- **Efforts maximales sous combinaisons de charges à L'ELU :**

Moment max sous la combinaison **1.35G+1.35d240 M :**

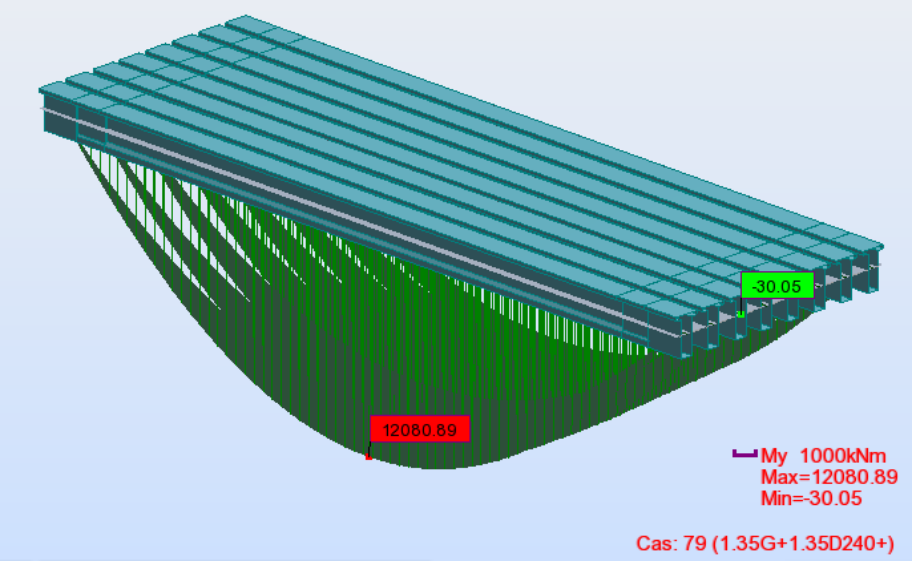


Figure 35: moment max à L'ELU sous la combinaison 1.35G+1.35D240

- Effort tranchant max sous la combinaison **1.35G+1.35D240 :**

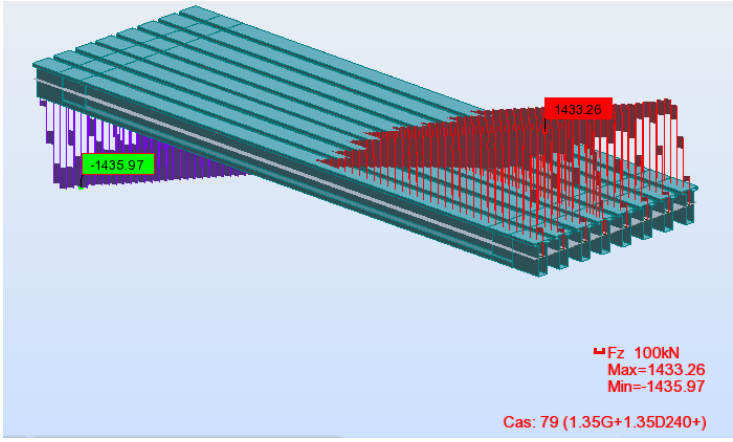


Figure 36: Effort tranchant max sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

V.2.3.Efforts max sous combinaisons de charges a L'ELS

- Moment max sous la combinaison **G+D240** :

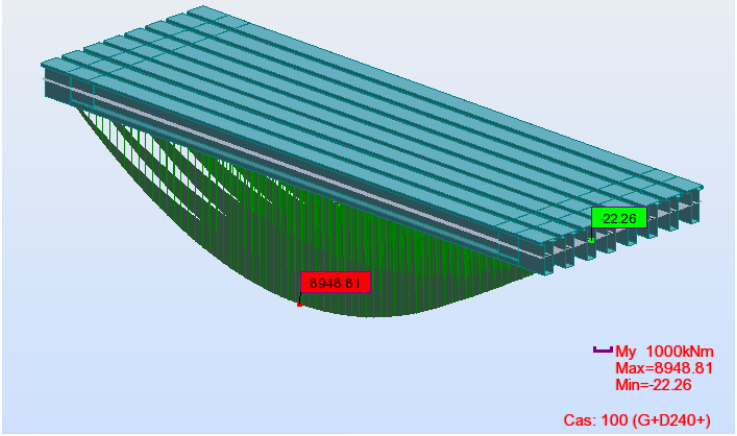


Figure 37: moment max a l'ELS sous la combinaison G+D240.

- Effort tranchant max sous la combinaison **G+D240** :

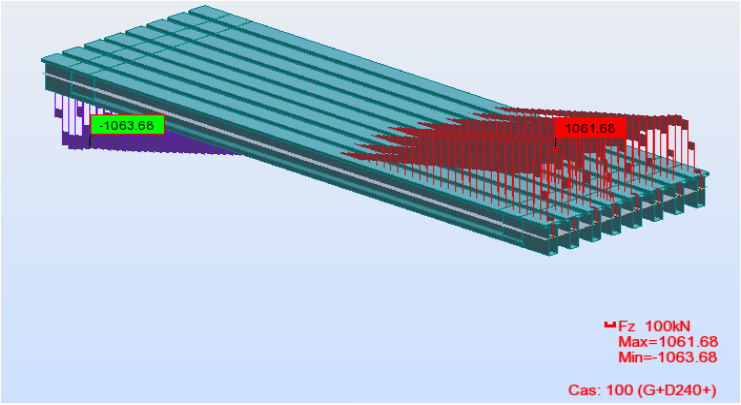


Figure 38: effort tranchant max a l'ELS sous la combinaison G+D240.

Le reste des résultats de calculs est présenté au niveau de **l'annexe (3)**.

V.3.Etude longitudinale des travées intermédiaires

V.3.1.Etude longitudinale en phase de construction

V.3.1.a.Etude de stabilité du fléau

Pendant la construction des ponts par encorbellement successif, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leurs piles avant clavage avec le fléau voisin ou avec la partie coulée sur cintres en travées de rives près des culées.

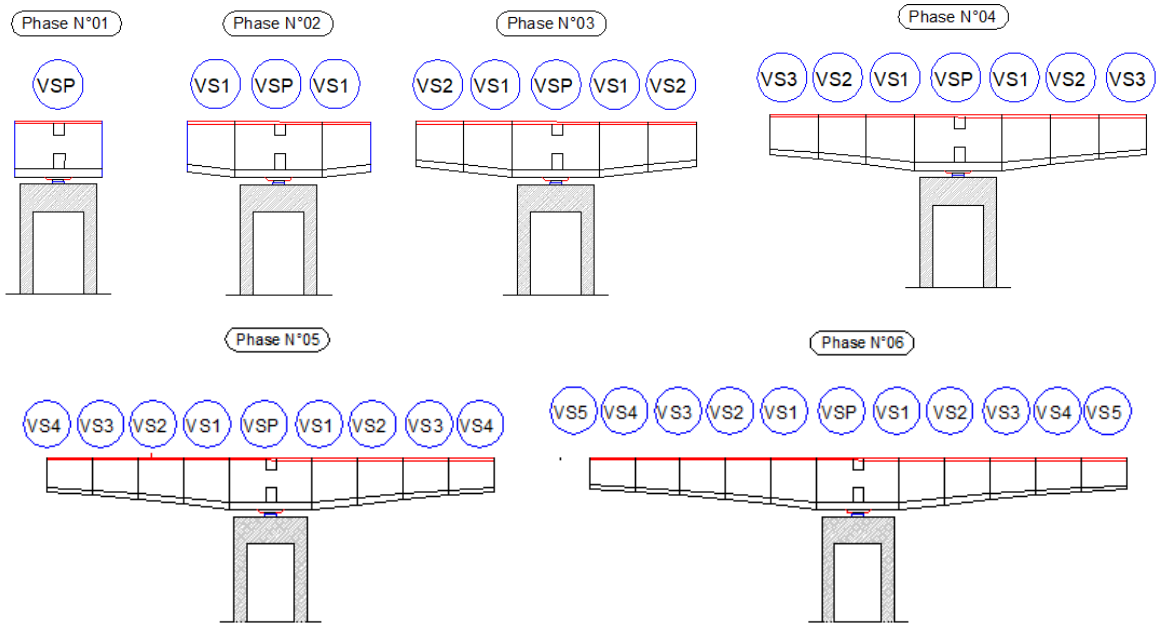
L'accident à éviter est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile. Pour évaluer ce risque de déséquilibre deux situations sont envisagés :

- Une situation temporaire de construction dont le fléau est en déséquilibre sous l'effet d'un voussoir construit avant son symétrique, des charges de chantiers non symétriques, et d'un vent ascendant influant une partie du fléau.
- Une situation accidentelle correspond à la chute d'un équipage mobile ou d'un voussoir préfabriqué.

Dans les deux cas, les combinaisons d'actions à utiliser relève de l'état limite d'équilibre statique.

Deux familles de combinaisons sont à étudier, les combinaisons fondamentales sont correspondantes à la première situation et des combinaisons accidentelles sont correspondantes à la seconde.

V.3.1.b.Phases de construction



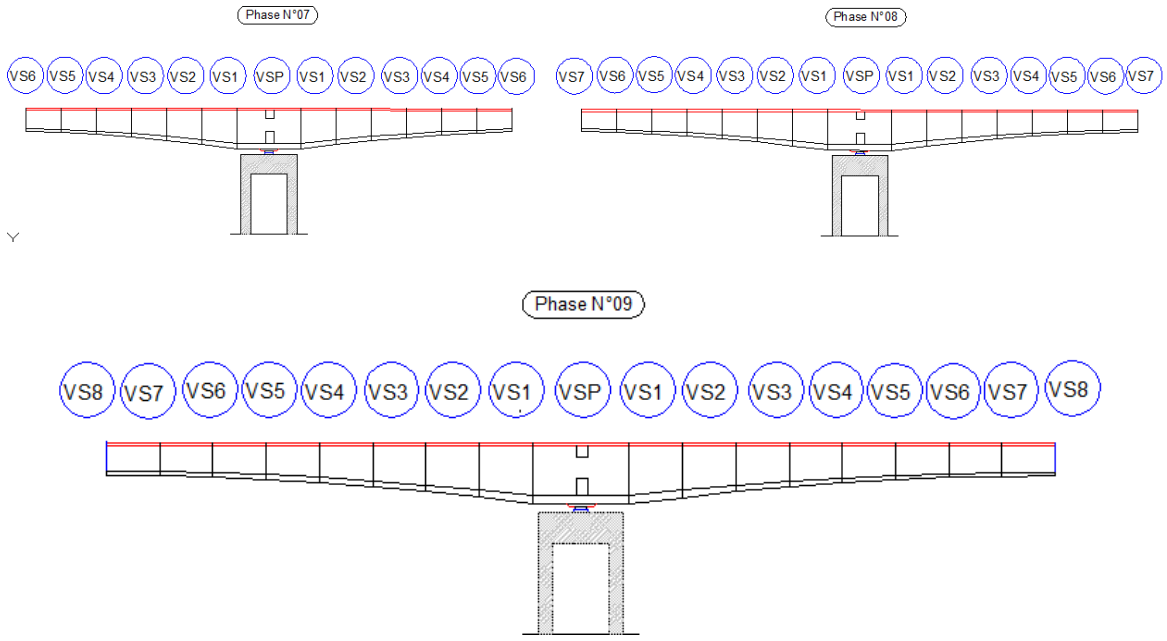


Figure 39: cheminement de la réalisation d'un fléau.

V.3.1.c.Les actions à prendre en compte

Les charges à prendre en compte sont les charges correspondantes à une situation d'exécution, **le BPEL 91** donne une distinction entres les charges permanentes **G** et les charges d'exécution connues $\mathbf{Q_{prc}}$ et les charges aléatoires $\mathbf{Q_{pra}}$ et des actions Variables comme le vent **W** et le gradient thermique $\mathbf{\Delta\theta}$.

Pour l'évaluation des charges en distinct deux situations différentes :

V.3.1.d.Situation temporaire de construction

- **Charges permanentes :**

Le poids du demi-fléau du côté de déséquilibre est majoré de **2 %** $\mathbf{G_{max}}$ et le poids de son symétrique est minoré de **2%.**

$$\mathbf{G_{max}}=1.02\mathbf{G} \qquad \mathbf{G_{min}}=0.98\mathbf{G}$$

- **Charges variables d'exécution :**

Le poids de l'équipage mobile $\mathbf{Q_{prc1}}$=1232.46 KN est considéré égal à la moitié du poids du voussoir sur pile. Cette charge doit être majorée de 6% du côté du demi-fléau le plus lourd et minorées de 4% de l'autre côté.

$\mathbf{Q_{prc1\ max}=1.06Q_{prc1}=1306.41KN}$ $\mathbf{Q_{prc1\ min}=0.96Q_{prc1}=1183.16KN}$

Une charge repartie $\mathbf{Q_{pra1}=200KN/m^2}$ sur un demi fléau, une autre charge :

$$\mathbf{Q_{pra2}=50+5b=106.25\ KN\ .}$$

b étant la largeur du tablier.

Les charges $\mathbf{Q_{pra1}}$, $\mathbf{Q_{pra2}}$ sont correspondantes aux poids des matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins, au personnel et aux charges climatiques :

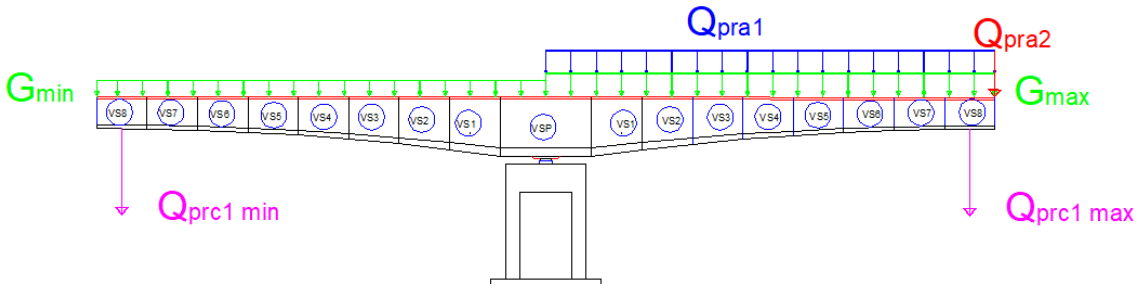


Figure 40: situation temporaire d'execution a considerer.

Les combinaisons en situation temporaire de construction (type A):

Combinaison A1 : $1.1G_{max}$ $+1.1G_{min}+1.25Q_{pra1}+1.25Q_{pra2}$

Combinaison A2 : $0.9G_{max}$ $+0.9G_{min}+1.25Q_{pra1}+1.25Q_{pra2}$

- **Situation accidentelle :**

En situation accidentelle, l'ouvrage doit résister à la chute d'un voussoir ou d'un équipage mobile. Il doit y résister à cause de l'inversion du sens du poids de l'équipage mobile $\mathbf{Q_{prc1}}$,donc **$Fa=- Q_{prc1max}$**

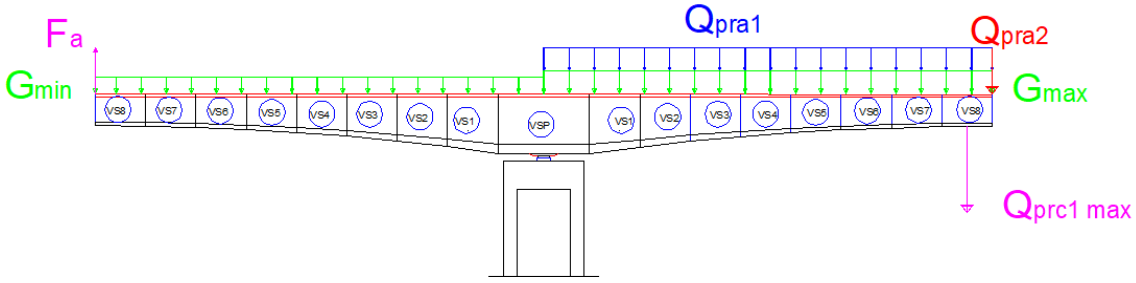


Figure 41: situation temporaire d'execution a considerer.

Les combinaisons en situation accidentelle de construction (type B):

- **Combinaison B1 : $1.1G_{max}$ $+1.1G_{min}+Q_{pra1}+Q_{pra2}$ +Fa**
- **Combinaison B2 : $0.9G_{max}$ $+0.9G_{min}+Q_{pra1}+Q_{pra2}$ +FaIV.3.1.d.Modélisation :**

Pour la modélisation, on réalise un modèle de calcul à partir du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.** On considère que le fléau travaille comme une **bi-console**, le modèle est illustré dans la figure suivante :

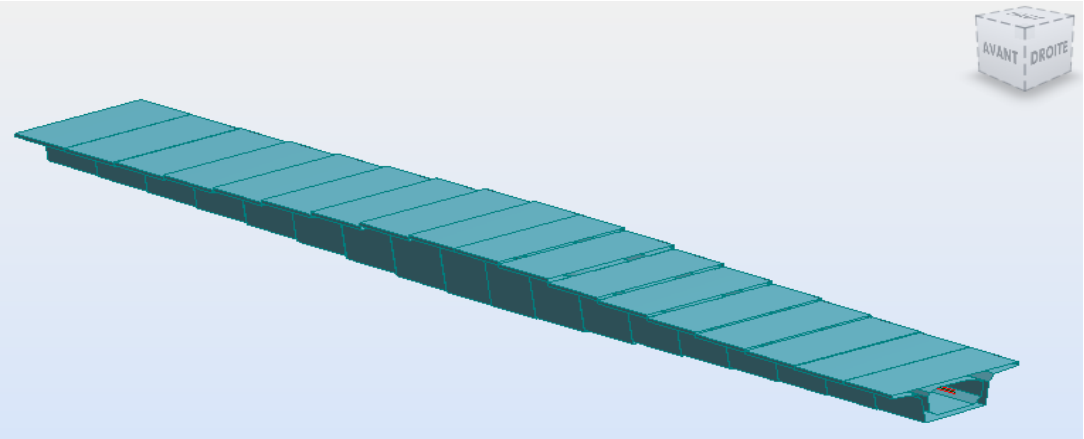


Figure 42: model fléau .

Chaque voussoir est modélisé par un élément barre. Les caractéristiques géométriques des sections considérées pour la modélisation sont les caractéristiques de la section médiane de chaque voussoir.

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la modélisation sont présentées au niveau du **chapitre IV**.

V.3.1.e.Résultats de calculs

Le moment max trouvé après calculs est obtenu par la combinaison **A1** en situation normale de construction :

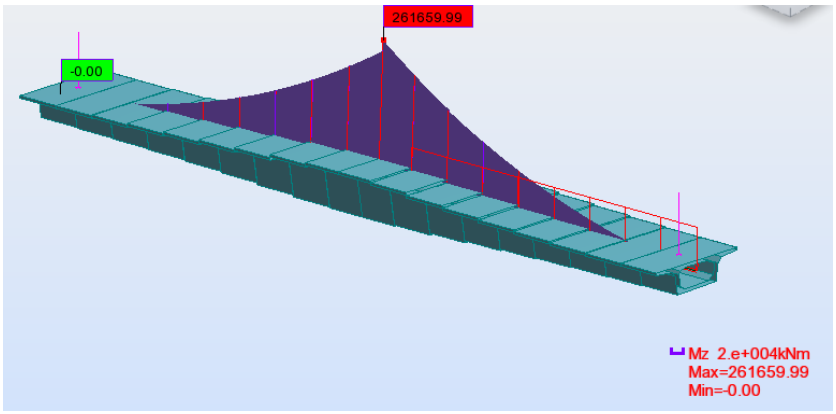


Figure 43: moment max sous la combinaison A1.

Le reste des résultats est présenté au niveau de **l'annexe (3).**

V.3.2.Etude longitudinale en phase de service

Après le clavage de toutes les travées, on procèdera au calculs de tous les efforts induits par les charges permanentes et les charges d'exploitation sur le tablier du pont lors de sa mise en service. Pour cela, nous utiliserons le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 pour modéliser le tablier viaduc en lui appliquant les différentes combinaisons d'actions citées dans **le chapitre IV.**

- Le tablier est modélisé par un ensemble des éléments barres.
- Les sections affectées aux éléments barres sont en dimensions réels.
- Les charges roulantes sont induites dans le logiciel d'après **RCPR2008**.

L'analyse des résultats de toutes les combinaisons, réalisée par ce logiciel donne les trois combinaisons ci-dessus, comme étant celles qui développent les efforts les plus défavorables sur l'ensemble de la structure.

➢ **Résultats de calculs**

- **Moment max a l'ELS sous la combinaison G+D240 :**

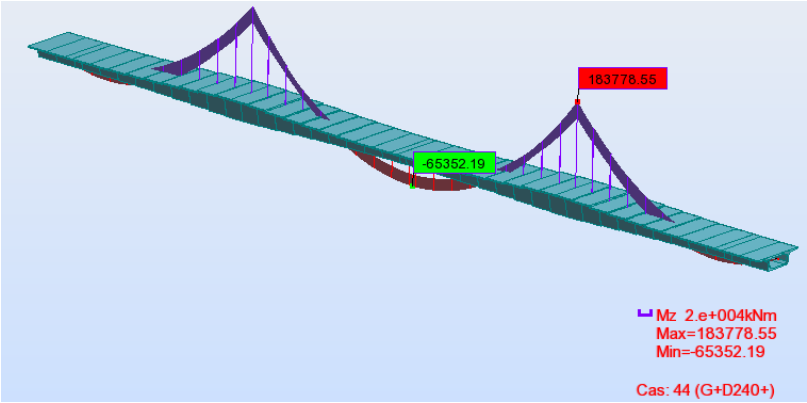


Figure 44: Moment max a l'ELS sous la combinaison G+D240 .

- **Effort tranchant max a l'ELS sous la combinaison G+D240 :**

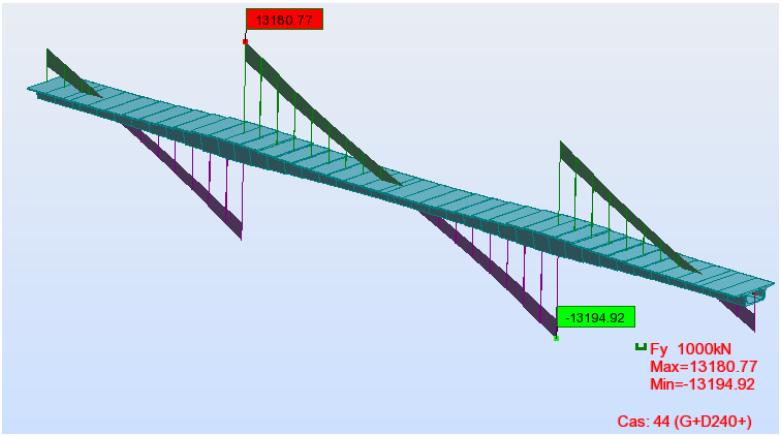


Figure 45: Effort tranchant max a l'ELS sous la combinaison G+D240.

Moment max a A L'ELU sous la combinaison 1.35G+1.35D240 :

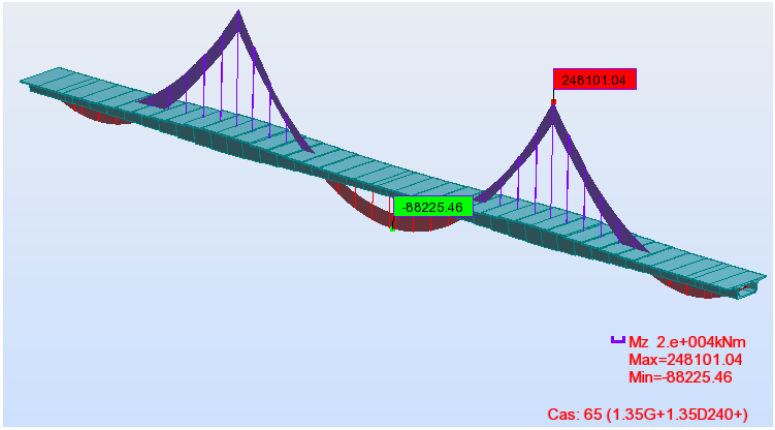


Figure 46:moment max sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

- **Effort tranchant max a A L'ELU sous la combinaison 1.35G+1.35D240 :**

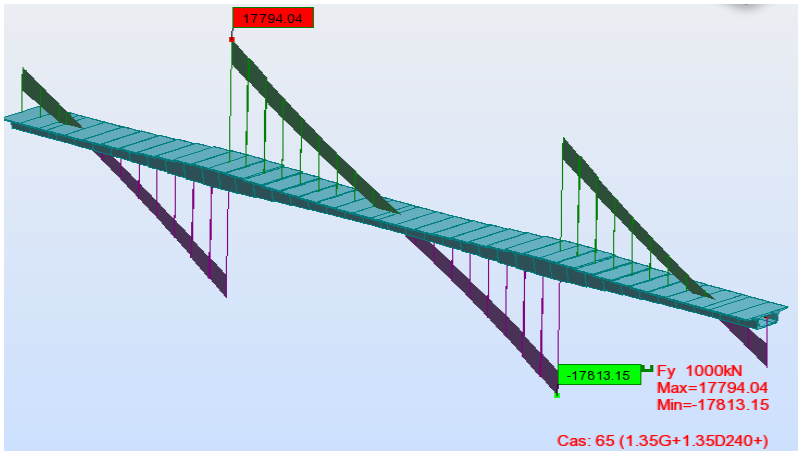


Figure 47: effort tranchant max a L'ELU sous la combinaison 1.35G+1.35 D240.

- **Moment max a vide sous CP+CPP :**

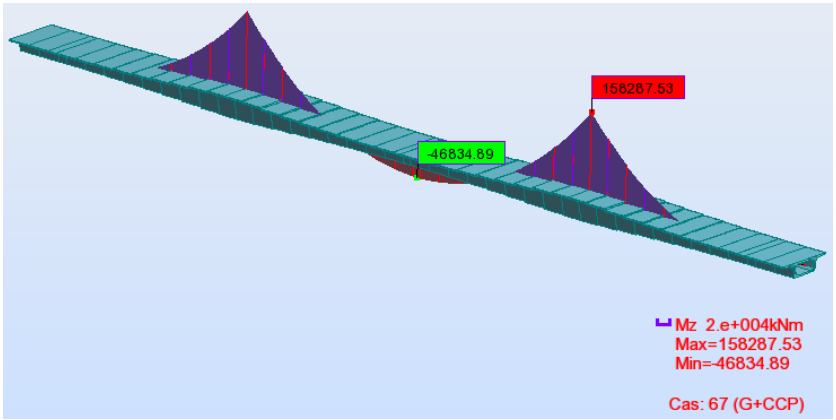


Figure 48: Moment max sous CP+CPP

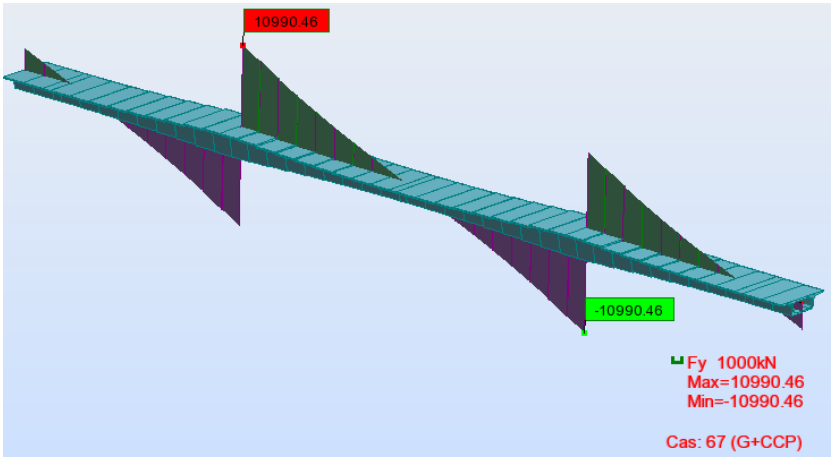


Figure 49: effort tranchant max sous CP+CPP.

V.4.Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé les efforts développés par les combinaisons de charges à l'état limite ultime et à l'état limite de services. À l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, les résultats obtenus seront l'objet du dimensionnement de la précontrainte nécessaire pour le tablier au chapitre suivant.

CHAPITRE VI
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Chapitre VI : Etude de la précontrainte

VI.1.Introduction

L'idée du béton précontraint est apparue pour la première fois à la fin des années **1920** chez l'ingénieur français Eugène Freyssinet. L'idée est essentiellement basée sur l'application d'un effort axial de compression dans le béton pour s'opposer aux contraintes de tractions dues au chargement. Cette précontrainte peut être :

- Une précontrainte partielle: autorisation de contraintes de tractions limitées.
- Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

VI.2.Principe de la précontrainte

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à appliquer aux pièces en béton, avant sa mise en service, un effort de compression axial similaire aux contraintes développées par des chargements extérieurs.

La pièce est donc soumise à des systèmes permanents d'efforts internes dont le but est de balancer les efforts produits par les chargements extérieurs.

On distingue deux modes de précontrainte :

- La précontrainte par post-tension.
- La précontrainte par prétention.

Dans notre cas, nous nous intéresserons à la précontrainte par post-tension.

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuie sur le béton.

Une fois la tension voulue est atteinte, les câbles sont bloqués par un système d'ancrage à travers lequel un coulis de ciment est injecté pour protéger les câbles de précontrainte contre la corrosion.

VI.3.Etude de la précontrainte longitudinale de l'ouvrage

VI.3.1.Etude de la précontrainte du tablier construit par encorbellement successif

Pour la patrie du tablier construite par encorbellement, la stabilité longitudinale est assurée par deux familles de câbles :

- **Câbles de fléau**

Ils sont disposés au niveau du gousset supérieur du caisson. La mise en tension est appliquée symétriquement par rapport à l'axe de la pile en fur et à mesure de l'avancement de la construction afin de jouer un double rôle de :

-Assurer une résistance aux moments négatifs dus au poids propre des voussoirs, l'équipage mobile, et les charges de chantier en phase de construction.

-Assurer l'assemblage et la stabilité des fléaux pendant la phase de construction.

- **Câbles de continuité**

Les câbles de continuité sont disposés au voisinage de la clef de chaque travée. Ils sont destinés à s'opposer aux moments hyperstatiques qui résultent après le clavage.

La plupart des câbles sont situés dans les goussets inférieurs et ancrés dans des bossages dimensionnés pour supporter le nombre de câbles nécessaire.

VI.3.1.a.Etude de la précontrainte du fléau

Lors de l'exécution du fléau, les moments négatifs se développent sous l'effet du poids propre du fléau et les surcharges du chantier lors de l'exécution. Donc, il résulte dans différentes sections des contraintes de tractions au niveau de la fibre supérieure, et des contraintes de compression au niveau de la fibre inférieure, les contraintes normales sont données par :

Fibre supérieur (traction) : $\boldsymbol{\sigma = \frac{M}{I} y}$**……...……(V.1)**

avec $\mathbf{M \leq 0}$

Fibre inferieur (compression) : $\boldsymbol{\sigma = -\frac{M}{I} y}$**……(V.2)**

Afin d'éliminer le problème de traction, on applique un effort de précontrainte {**P**}, à une distance {**e**} du centre de gravité de la section. Ce qui engendre des contraintes de traction au niveau de la fibre inférieure et des contraintes de compression au niveau de la fibre supérieurs :

Fibre supérieur : $\boldsymbol{\sigma = \frac{P}{S} + \frac{Pe}{I} v}$ **…….…….(V.3)**

avec $\mathbf{e} \geq 0$

Fibre inferieur : $\boldsymbol{\sigma = \frac{P}{S} - \frac{Pe}{I} v'}$**……..(V.4)**

En respectant les contraintes admissibles on aura :

$$\boldsymbol{\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{Pe}{I} v + \frac{M}{I} v \geq \sigma_{bt}} \text{……(V.5)}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{Pe}{I} v' - \frac{M}{I} v' \geq \sigma_{bc}} \text{……(V.6)}$$

Pour notre cas, l'ouvrage est justifié en classe II :

Donc :

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}} \; ; \; e = v - d \quad \text{.....(V.7)}$$

P : effort de précontrainte.

M : moment du au poids propre et au surcharges de chantier.

e : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

v : distance entre centre de gravité et fibre supérieure de la section.

v' : distance entre centre de gravité et fibre inférieure de la section.

I : moment d'inertie longitudinale de la section.

S : Surface transversale du voussoir.

σ_{bt} **,**σ_{bc}**:** contraintes de tractions de traction et de compressions respectives.

IV.3.1.a.1.Détermination des nombres de câbles

- Le nombre de câbles est déterminé par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{P0} \text{.....(V.8)}$$

P_0 :l'effort qu'un câble **15T15s** peut créer estimée à **25%** de pertes.

σ_{P0} : tension du câble à l'origine (à l'ancrage).

Ou $P_0 = 0.75.\ \sigma_{P0}.S$ ..... **(V.9)**

- **Tension a l'origine** :

Les efforts de précontraintes sont variables le long de l'armature et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée σ_{p0}. Ils ne doivent pas dépasser la plus faible de valeurs suivantes :

$\sigma_{p0} = \text{Min}\ (0.8 f_{prg},\ 0.9 f_{peg})$ selon le **BPEL 91**.

$f_{prg} = 1860$ Mpa

$f_{peg} = 1674$ Mpa

$\sigma_{p0} = \text{Min}\ (1488,\ 1506.6) = 1488$ Mpa.

Section d'un toron **T15s:** $A_t = 150\ mm^2$.

Section d'un câble **15T15s** : $A_p = 2250\ mm^2$

Ce qui donne :

$$P_0 = 2.51\ MN$$

- **nombre de câbles :**

La détermination des nombres de câbles pour un demi-fléau se fait au niveau de la section d'encastrement où les sollicitations sont maximales. Cette dernière a les caractéristiques géométriques suivantes :

Section: **S=12.32 m^2**.

Inertie: **I= 46.59 m^4**.

Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : **v=2.27** m.

Enrobage des aciers actifs : **d= 15 cm**.

L'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité : **e=2.12** m.

Le moment d'encastrement : **M=-261030.12 KN.m**

$$\mathbf{P} = \frac{\frac{\mathbf{M} \times \mathbf{v}}{\mathbf{I}}}{\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{S}} + \frac{\mathbf{e} \times \mathbf{v}}{\mathbf{I}}}$$ Donc ***P* = 68.94 MN**

Le nombre de câbles $\mathbf{N} = \frac{P}{P0} = \frac{68.94}{2.51} = 27.46$ donc **N=28 câbles**.

Donc le nombre de câbles retenu est **28** câbles de **15T15s**, répartis en 14 câbles dans chaque gousset, parce que le nombre de câbles doit être entier paire étant donné qu'on a deux âmes.

VI.3.1.a.2.La répartition des câbles dans chaque voussoir

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement au niveau de la pile permet d'arrêter au moins deux câbles dans chaque voussoir pour éviter le phénomène de torsion. Il faut toujours vérifier que les contraintes admissibles ne sont pas dépassées. Les résultats obtenus après le calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 52: tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir.

	X (m)	M(kN.m)	H (m)	υ (m)	I (m⁴)	S (m²)	e (m)	P (MN)	N_{cable}	N_{ret}	σsup (Mpa)	σinf (Mpa)
Axe VSP	0	261030.1	5.10	2.27	46.6	12.32	2.12	68.94	27.46	28	0.25	12.49
Fin VSP	4	213427.0	5.10	2.27	46.6	12.32	2.12	56.37	22.45	28	2.57	9.60
Fin V01	8.4	167104.6	4.54	1.97	34.3	11.46	1.82	50.05	19.93	24	1.96	9.57
Fin V02	12.8	127093.0	4.05	1.71	25.3	10.71	1.56	43.19	17.20	20	1.39	9.22
Fin V03	17.2	92691.77	3.64	1.49	19.0	10.08	1.34	35.54	14.16	16	0.95	8.35

Fin V04	21.6	63648.02	3.30	1.31	14.5	9.49	1.16	27.40	10.91	12	0.58	7.12
Fin V05	26	39663.40	3.04	1.18	11.5	9.04	1.03	18.86	7.51	8	0.27	5.32
Fin V06	30.4	20458.16	2.85	1.08	9.6	8.74	0.93	10.53	4.19	6	1.00	2.90
Fin V07	34.8	5864.66	2.74	1.03	8.6	8.55	0.88	3.17	1.26	4	1.53	0.58
Fin V08	39.2	0.00	2.70	1.01	8.2	8.47	0.86	0.00	0.00	2	1.12	-0.30

- **Remarque :**

Lors de la construction de la dernière paire des voussoirs de fléau, le moment à l'extrémité est nul. Théoriquement, elle peut être conçue sans ancrer de câbles de fléau, mais pour des raisons de sécurité, il est préférable d'arrêter au moins deux câbles.

Les câbles seront répartis comme il est indiqué dans le plan à la fin du chapitre.

- **Position et enrobage des câbles :**

  - L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $\mathbf{e_h \geq 2 \cdot \Phi_g}$ $\mathbf{e_h \geq 20}$ cm.
  - L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $\mathbf{e_v \geq 2 \cdot \Phi_g}$ $\mathbf{e_v \geq 20}$ cm.
  - L'enrobage: **C = max (3/4 a, Φ, d)** **C ≥ 12.5** cm.

Avec :

a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits;

Φ : diamètre de la gaine (**Φ = 100 mm)** ;

d : 4 cm pour les ouvrages courants.

VI.3.1.a.3.Etude de tracé des câbles

Les câbles de fléau doivent subir simultanément des déviations dans deux plans différents, en plan et en élévation. Le principe à respecter est d'éviter au maximum le croisement des câbles au niveau des âmes.

- **Etude du tracé des câbles en élévation :**

Les câbles de fléau sont disposés dans les goussets supérieurs (plus près de l'âme). Pour les arrêter, on descend légèrement de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant. Pour l'ancrage des câbles dans les goussets, on laissera une distance de 35 cm entre les deux axes des câbles.

Les câbles suivent une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique.

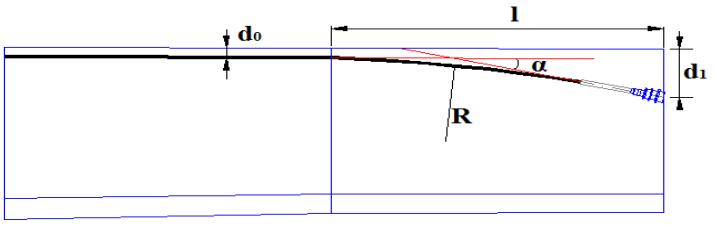


Figure 50: trajectoire des câbles en élévation.

L'équation de la parabole **:** $\mathbf{y = d_0 + (d_1 - d_0)\,(\frac{x}{l})^2}$**……(V.10)**

Le rayon de la courbure pur une abscisse x est égale à :

$$\boldsymbol{Rc(x) = \frac{X^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{min}}\text{……..……(V.11)}$$

L'angle de déviation est égal à :

$$\boldsymbol{\alpha_n = arctg(2 \times (d_1 - d_0)) \times \frac{X}{l^2}}\text{……..(V.12)}$$

Pour notre cas seuls les câbles

Avec :

d_1 : distance entre le point d'ancrage et la fibre supérieure.

d_0 : distance entre le centre de gravité du câble et la fibre supérieure.

l : distance sur laquelle se fait la courbure.

R_{min} : le rayon minimal pour les câbles **15T15s R_{min} > 3m**

La trajectoire des câbles est représentée par le tableau suivant :

Tableau 53:la trajectoire des cables en élévation.

Vrs	câble	L(m)	d_0	d_1	Ri (m)	α(rad)	équation
V1	C3	4.4	0.33	0.57	40.33	0.10	$0.33+0.012x^2$
V1	C4	4.4	0.33	0.57	40.33	0.10	$0.33+0.012x^2$
V1-V2	C5	8.8	0.13	0.57	88	0.08	$0.13+0.006x^2$
V1-V2	C6	8.8	0.13	0.57	88	0.08	$0.13+0.006x^2$

- **Etude du tracé des câbles en plan :**

Le tracé en plan suit une trajectoire qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage avec une variation très lente. Il prend une variation de la trajectoire en forme de {**S**} sur toute la longueur, mais il est possible de garder le tracé rectiligne s'il est possible. La figure suivante montre la variation de la trajectoire des câbles en plan :

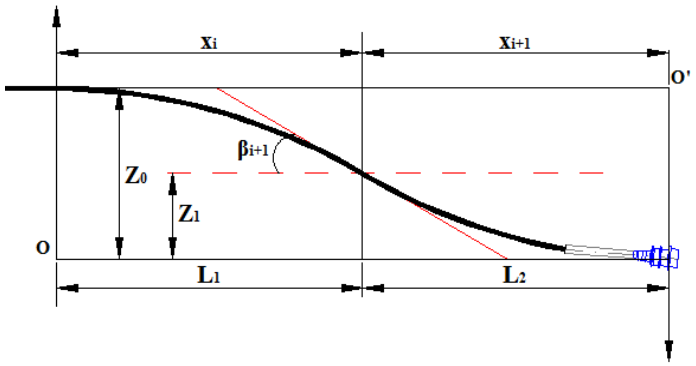


Figure 51: trajectoire des cables en plan.

L'équation de la parabole : $$Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\ (\frac{x}{l})^2 \quad \text{.....(V.13)}$$

Les rayons de courbure :

$$R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2 \times (z_i - z_{i+1})}; \qquad R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2 \times (z_{i+1} - z_{i+2})} \quad \text{..... (V.14)}$$

L'inclinaison dans la section intermédiaire :

$$\beta_i(x) = \text{Arctg}\frac{2 \times (z_i - z_{i+1})}{x_i} \quad \text{.....(V.15)}$$

L'inclinaison dans la section d'ancrage :

$$\beta_{i+1}(x) = \text{Arctg}\frac{2 \times (z_{i+1})}{x_{i+1}} \quad \text{.....(V.16)}$$

Dans notre cas, les deux courbes auront la même allure mais elles sont opposées : $X_i = X_{i+1}$.

Tableau 54 :la trajectoire des cables en plan.

Vrs	Câbles	L1,2 (m)	Zi (m)	Z_{i+1} (m)	X_i (m)	X_{i+1} (m)	R_i (m)	R_{i+1} (m)	β_i (rad)	β_{i+1} (rad)	équation
V4	C9	2.2	0.2	0.1	2.2	2.2	24.20	24.20	0.091	0.091	$0.2-0.0207x^2$
V4	C10	2.2	0.2	0.1	2.2	2.2	24.20	24.20	0.091	0.091	$0.2-0.0207x^2$
V7	C13	2.2	0.2	0.1	2.2	2.2	24.20	24.20	0.091	0.091	$0.2-0.0207x^2$
V8	C14	2.2	0.2	0.1	2.2	2.2	24.20	24.20	0.091	0.091	$0.2-0.0207x^2$

Remarque : le tracé des câbles est illustré dans le plan des tracées des câbles au niveau de la fin du **chapitre VI**.

VI.3.1.b.Etude de la précontrainte de continuité

Une fois la phase de construction du fléau est terminée, on passe à une autre phase qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité.

Les câbles de continuités soient de travées intermédiaires où de rives seront dimensionnés par les résultats obtenus de la combinaison suivante :

G+D240

Ces câbles de continuités sont aussi appelés {câbles d'éclisse}. Ils règnent sur la partie centrale des travées courantes et dans les extrémités de travées de rives comme il est indiqué dans les figures ci-dessous :

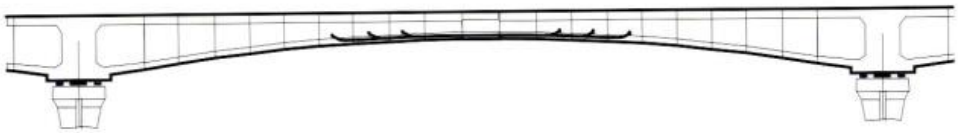


Figure 52: câbles de précontrainte de continuité en travées centrales.

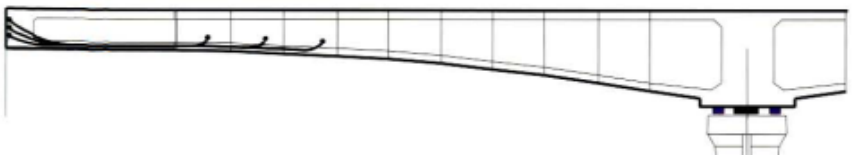


Figure 53: précontrainte de continuité en travées de rives.

VI.3.1.b.1.Détermination du nombre de câbles

La détermination du nombre de câbles de continuité se fait au niveau de la section subissant le moment maximal en phase d'exploitation. Le nombre de câbles est estimé par la relation suivante :

$\mathbf{N \geq \frac{P}{P0}}$ (même principe que la précontrainte de fléau).

$\mathbf{P_0 = 0.75.\ \sigma_{P0}.S}$

$$\boldsymbol{P = \frac{M\frac{v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{ev'}{I}}}$$

$\mathbf{M_{max}}$: moment maximal agissant sur la section

e : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

v' : distance entre centre de gravité et fibre inférieure de la section.

I : moment d'inertie longitudinale de la section.

S : Surface transversale du voussoir.

σ_{P0} : tension du câble à l'origine (à l'ancrage).

P_0 : l'effort qu'un câble 15T15s peut créer est estimé à 25% de pertes.

σ_{p0}=Min ($0.8f_{prg}$, $0.9f_{peg}$)

f_{prg}=1860 Mpa

f_{peg}=1674 Mpa

σ_{p0}=Min (1488, 1506.6)=1488 Mpa.

Section d'un toron **T15s**: **A_t=150 mm^2.**

Section d'un câble **15T15s** : **A_p=2850 mm^2**

Ce qui donne : **P_0=3.18 MN**

VI.3.1.b.2.Câblage de travées centrales

Tableau 55:tableau donnant le nombre de câbles de continuitée arrêtés dans chaque voussoir en travée centrale.

	x (m)	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S(m2)	e (m)	P(MN)	N cable	N_{ret}
FIN V2	0	0.00	2.34	1.71	25.32	10.71	1.49	0.00	0.00	0
FIN V3	0	0.00	2.15	1.49	19.02	10.08	1.28	0.00	0.00	0
FIN V4	0	18513.79	1.99	1.31	14.45	9.49	1.10	9.94	2.89	4
FIN V5	4.4	38256.29	1.86	1.18	11.45	9.04	0.96	23.31	6.78	8
FIN V6	8.8	52563.37	1.77	1.08	9.57	8.74	0.87	35.31	10.27	12
FIN V7	13.2	61592.41	1.71	1.03	8.55	8.55	0.81	44.06	12.82	16
FIN V8	17.6	65352.19	1.69	1.01	8.17	8.47	0.79	47.99	13.96	16
FIN V8	17.6	65352.19	1.69	1.01	8.17	8.47	0.79	47.99	13.96	16
FIN V7	13.2	61592.41	1.71	1.03	8.55	8.55	0.81	44.06	12.82	16
FIN V6	8.8	52563.37	1.77	1.08	9.57	8.74	0.87	35.31	10.27	12
FIN V5	4.4	38256.29	1.86	1.18	11.45	9.04	0.96	23.31	6.78	8
FIN V4	0	18513.79	1.99	1.31	14.45	9.49	1.10	9.94	2.89	4
FIN V3	0	0.00	2.15	1.49	19.02	10.08	1.28	0.00	0.00	0
FIN V2	0	0.00	2.34	1.71	25.32	10.71	1.49	0.00	0.00	0

VI.3.1.b.3.Tracé des câbles

- **Tracé en élévation des travées principales**

Tableau 56:l'allure du tracé en élévation des cables de contnuité en travées principales.

Vrs	Cables	L(m)	d_0	d_1	R_i(m)	α(rad)	équation
FIN V4	C8	4.4	0.15	0.62	20.60	0.17	$0.15+0.47X^2$
FIN V4	C7	4.4	0.35	0.82	20.60	0.17	$0.35+0.47X^2$
FIN V5	C6	4.4	0.15	0.62	20.60	0.17	$0.15+0.47X^2$
FIN V5	C5	4.4	0.35	0.82	20.60	0.17	$0.35+0.47X^2$
FIN V6	C4	4.4	0.15	0.62	20.60	0.17	$0.15+0.47X^2$
FIN V6	C3	4.4	0.15	0.82	14.45	0.21	$0.15+0.67X^2$
FIN V7	C2	4.4	0.15	0.62	20.60	0.17	$0.15+0.47X^2$
FIN V7	C1	4.4	0.35	0.82	20.60	0.17	$0.35+0.47X^2$

- **Tracée des câbles en plan des travées principales**

Tableau V.7:l'allure du tracé des câbles en plan en travées principales.

Vrs	Cables	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i (m)	X_{i+1} (m)	R_i (m)	R_{i+1} (m)	β_i (rad)	β_{i+1}(rad)	équation
FINV4	C8	0.75	0.375	2.2	2.2	6.45	6.45	0.329	0.329	$0.75-0.077X^2$
FINV4	C7	0.4	0.2	2.2	2.2	12.10	12.10	0.180	0.180	$0.4-0.041X^2$
FINV5	C6	0.55	0.275	2.2	2.2	8.80	8.80	0.245	0.245	$0.55-0.057X^2$
FINV5	C5	0.2	0.1	2.2	2.2	24.20	24.20	0.091	0.091	$0.2-0.021X^2$

IV.3.1.b.4.Câblage de travées de rives

Tableau 57:Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir en travées de rives .

	x (m)	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cable	N ret
V4	0	7475.62	1.99	1.31	14.45	9.49	1.10	4.01	1.17	2
V5	4.4	23248.04	1.86	1.18	11.45	9.04	0.96	14.16	4.12	6
V6	8.8	32830.63	1.77	1.08	9.57	8.74	0.87	22.05	6.42	8
V7	13.2	36328.87	1.71	1.03	8.55	8.55	0.81	25.99	7.56	8
V8	17.6	33588.62	1.69	1.01	8.17	8.47	0.79	24.66	7.18	8
VSC	19.4	30000.00	1.69	1.01	8.17	8.47	0.79	22.05	6.42	8
V*1	23.9	20000.00	1.69	1.01	8.17	8.47	0.79	14.70	4.28	6
V*2	28.4	0.00	1.69	1.01	8.17	8.47	0.79	0.00	0.00	2

- **Tracé en élévation :**

Tableau 58:trajectoire des cables en élévation en través de rives :

Vrs	Cables	L(m)	d0	d1	Ri(m)	α(rad)	équation
V*2	**C4**	4.5	0.15	0.63	21.094	0.17	$0.15+0.48x^2$
V*1	**C3**	4.5	0.15	0.83	14.89	0.21	$0.15+0.68X^2$
V*1	**C2**	4.5	0.15	0.63	21.094	0.17	$0.15+0.48X^2$
FIN VSC	**C1**	4.4	0.35	0.83	20.1667	0.17	$0.35+0.48X^2$
FIN V6	**C1**	4.4	0.35	0.83	20.167	0.17	$0.35+0.48X^2$
FIN V5	**C2**	4.4	0.15	0.63	20.167	0.17	$0.15+0.48X^2$
FIN V5	**C3**	4.4	0.15	0.83	14.235	0.21	$0.15+0.68X^2$
FIN V4	**C4**	4.4	0.15	0.63	20.167	0.17	$0.15+0.48X^2$

- **Tracé en plan :**

Seul le câble **C4** a subit une variation en plan :

Tableau 59:trajectoire des câbles en plan en travées de rives :

Vrs	Cables	Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	βi (rad)	βi+1 (rad)	équation
FIN V4	C4	0.2	0.1	2.2	2.2	24.20	24.20	0.091	0.091	$0.2-0.021X^2$

Remarque : Les plans du tracé de câbles sont montrés dans les plans de tracé des câbles de rives à la fin du **chapitre VI.**

VI.3.1.c. Pertes de précontrainte

Les contrainte (ou forces) de précontrainte appliquées à une structure sont variables selon les diverses sections et en fonction du temps. Ces variation qui vont généralement dans le sens d'une réduction des forces sont appelées pertes de précontrainte (Pertes de charge).

On distingue :

VI.3.1.c.1.Les pertes instantanées

Ce sont des pertes qui se produisent lors de la mise en tension des câbles. Elles sont dues principalement au frottement du câble sur sa gaine, au tassement des dispositifs d'ancrage, au non simultanéité des mises en tension des différents câbles.

- **Pertes par frottement :**

Ce type de perte est généré par fortement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

La tension appliquée $\boldsymbol{\sigma_{P0}}$ à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse {**x**}, sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\boldsymbol{\sigma_{\alpha} = \sigma_{P0} e^{-(f\alpha+\varphi x)}} \text{.....(V.17)}$$

$\boldsymbol{\sigma_{P0}}$ **:** la tension à l'origine.

e : la base des logarithmes népériens.

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

α : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd).

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

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

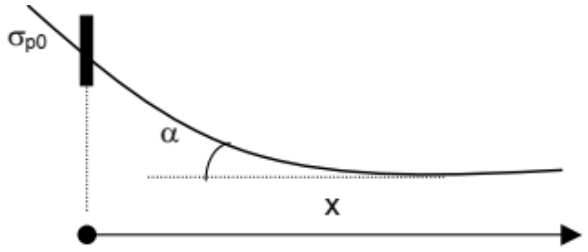


Figure 54: frottement le long du câble lors de la mise en tension.

La perte par frottement est estimée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\Delta\sigma_{frot}(x) = \sigma p_0 (1 - e^{-(f\alpha+\varphi x)})}$$

- **Pertes par recule d'ancrage :**

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage.

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension devient inchangée.

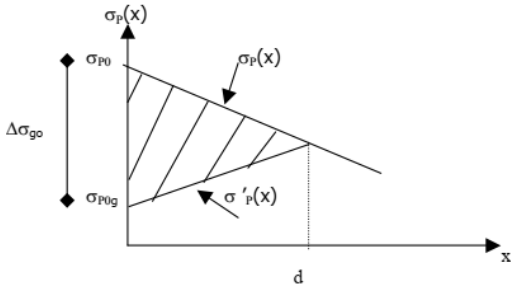


Figure 55:pertes par recul d'ancrage lors de la mise en tension.

Les pertes par recul d'ancrage sont définies par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2\sigma p_0 k(d - x) \quad \text{.....(V.18)}$$

Avec $k = f\frac{\beta}{l} + \varphi$ et $d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma p_0 k}}$

Avec :

k : fonction croissante

d : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage ;

σ_{p0} : Contrainte initiale

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

Ep = 190 000 MPa : module d'élasticité des aciers.

- **Pertes de tension par déformation instantanée du béton :**

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

$$\Delta\sigma_{racc}(x) = \frac{n-1}{2n}\frac{E_p}{E_{ij}}\sigma_b(x) \text{ .....(V.19)}$$

n : nombre de gaines.

E_p : module d'élasticité des armatures.

E_{ij} : module instantané du béton au jour « j ».

$\sigma_b(x)$: Contrainte normale du béton après stabilisation des pertes. (Avec $\Delta p = 25\%$).

Pour simplifier le **BPEL 91** donne l'expression suivante :

$$\Delta\sigma_{racc}(x) = \frac{1}{2}\frac{E_p}{E_{ij}}\sigma_b(x) \text{.....(V.20)}$$

Avec :

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} + \frac{Mp}{I}e(x)$$

$$P=P_0(1-\Delta p) \text{.....(V.21)}$$

P : effort de précontrainte

M_p : moment dû au poids propre.

e : excentricité de câble de précontrainte.

- **Pertes instantanées totales :**

La perte instantanée totale est la somme des trois pertes mentionnées ci-dessus, elle est donc donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{racc} \text{.....(V.22)}$$

VI.3.1.c.2.Les pertes différées

Elles se produisent pendant un temps plus ou moins long, après que la structure ait été précontrainte. Ces pertes proviennent de l'évolution des caractères des matériaux dans le temps lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes.

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton.

- Perte de tension due au fluage du béton.

- Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

La valeur totale de ces pertes de tension différées, dans une section d'abscisse {x} de l'armature, est notée $\Delta\sigma_d$.

- **Perte de tension due au retrait du béton :**

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

$$\Delta\sigma_r = E_p\varepsilon_r[r(t) - r(t_1)] \text{.....(V.23)}$$

$\Delta\sigma_r$: Retrait total du béton.

t_1 : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte

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

Très souvent, on peut négliger r(t1) devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_r = E_p\varepsilon_r \text{.....(V.24)}$$

- **Pertes dues au fluage du béton :**

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b^M + \sigma_b^F)\frac{E_p}{E_{ij}} \text{.....(V.25)}$$

σ_b^M: Contrainte maximale dans le béton après les pertes instantanées.

σ_b^F : Contrainte finale dans le béton après les pertes différées.

D'après le BPEL on peut prendre $\boldsymbol{\sigma_b^M = 1.5\sigma_b^F}$

On peut écrire :

$$\Delta\sigma_r = \left(2.5\sigma_b^F\right)\frac{E_p}{E_{ij}} \quad \text{.....(V.26)}$$

- **Perte due à la relaxation de l'acier :**

Cette perte est un relâchement de tension dans les armatures de précontrainte, elle dépend généralement des câbles à utiliser. La perte finale de tension par relaxation des câbles est donnée par :

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6\rho_{1000}}{100}\left[\frac{\Delta\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0\right]\Delta\sigma_{pi}(x) \text{.....(V.27)}$$

$\Delta\sigma_{pi}(x)$ **:** Contrainte dans les armatures de précontrainte après les pertes instantanées.

ρ_{1000} : Coefficient de relaxation a 1000h, $\rho_{1000} = 2.5$

$\mathbf{f_{prg}}$: contrainte limite garantie à la rupture

μ_0 étant un coefficient pris égal à : **0,43** pour les armatures à très basse relaxation (**TBR**).

- **Pertes de tension différées totales :**

La formule donnée pour la relaxation suppose que la longueur de l'armature est constante, or la perte par relaxation est diminuée par l'effet du raccourcissement dû au retrait et au fluage du béton. Pour tenir compte de cette interaction, le BPEL propose de minorer forfaitairement la relation par le coefficient 5/6. Ainsi, La perte différée finale est prise égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel} \text{.....(V.28)}$$

Tableau 60:pertes par frottement des câbles lors de la mise en tension pour un demi fléau en Mpa.

X	Cables	L	α 1 plan	α 2 élévation	α	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
4	C1	4.00	0.00	0	0	17.75	0.00								
4	C2	4.00	0.00	0	0	17.75	0.00								
8.4	C3	4.40	0.00	0.10	0.10	66.25	49.08	0.00							
8.40	C4	4.40	0.00	0.10	0.102	66.25	49.08	0.00							
12.80	C5	8.80	0.00	0.08	0.082	79.35	99.49	62.34	0.00						
12.80	C6	8.80	0.00	0.08	0.082	79.35	99.49	62.34	0.00						
17.20	C7	4.40	0.00	0	0	74.83	57.77	38.77	19.51	0.00					
17.20	C8	4.40	0.00	0	0	74.83	57.77	38.77	19.51	0.00					
21.60	C9	4.40	0.18	0	0.18	143.03	126.80	108.71	90.38	71.81	0.00				
21.60	C10	4.40	0.18	0	0.18	143.03	126.80	108.71	90.38	71.81	0.00				
26.00	C11	4.40	0.00	0	0	111.65	95.04	76.53	57.77	38.77	19.51	0.00			
30.40	C12	4.40	0.00	0	0	129.70	113.30	95.04	76.53	57.77	38.77	19.51	0.00		
34.80	C13	4.40	0.18	0	0.18	195.25	179.65	162.26	144.65	126.80	108.71	90.38	71.81	0.00	
39.20	C14	4.40	0.18	0	0.181	212.21	196.80	179.65	162.26	144.65	126.80	108.71	90.38	71.81	0.00
Moyenne						**100.803**	**89.36**	**77.76**	**66.10**	**63.95**	**48.96**	**54.65**	**54.06**	**35.91**	**0.00**
EN (%)						6.77	6.01	5.23	4.44	4.30	3.29	3.67	3.63	2.41	0.00

Résultats après calculs sont montrés au tableau :

Tableau 61:pertes par recul d'ancrage pour un demi fléau

Abcs	N° cables	υ (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	28	2.27	0.268	2.01	46.59	12.32	261.03	3.11	8.79	0.59
FIN VSP	28	2.27	0.218	2.06	46.59	12.32	213.43	3.11	14.62	0.98
FIN V1	24	1.97	0.236	1.73	34.30	11.46	167.10	3.11	12.17	0.82
FIN V2	20	1.71	0.214	1.49	25.32	10.71	127.09	3.13	10.20	0.69
FIN V3	16	1.49	0.214	1.28	19.02	10.08	92.69	3.15	8.17	0.55
FIN V4	12	1.31	0.214	1.10	14.45	9.49	63.65	3.11	5.81	0.39
FIN V5	8	1.18	0.214	0.96	11.45	9.04	39.66	3.15	3.96	0.27
FIN V6	6	1.08	0.214	0.87	9.57	8.74	20.46	3.15	4.74	0.32
FIN V7	4	1.03	0.214	0.81	8.55	8.55	5.86	3.08	4.84	0.33
FIN V8	2	1.01	0.214	0.79	8.17	8.47	0.00	3.01	3.09	0.21

Tableau 62:pertes par déformation instantannée du béton

X	Cables	L	Ɵ	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
4.00	C1	4.00	0.000	0.003	9.23	46.66	82.37								
4.00	C2	4.00	0.000	0.003	9.23	46.66	82.37								
8.40	C3	6.44	0.102	0.006	6.44	-	37.38	118.02							
8.40	C4	6.44	0.102	0.006	6.44	-	37.38	118.02							
12.80	C5	6.89	0.082	0.005	6.89	-	-	39.86	110.31						
12.80	C6	6.89	0.082	0.005	6.89	-	-	39.86	110.31						
17.20	C7	4.00	0.000	0.003	9.23	-	-	3.81	43.09	82.37					
17.20	C8	4.00	0.000	0.003	9.23	-	-	3.81	43.09	82.37					
21.60	C9	4.99	0.181	0.010	4.99	-	-	-	-	17.94	152.39				
21.60	C10	4.99	0.181	0.010	4.99	-	-	-	-	17.94	152.39				
26.00	C11	4.00	0.000	0.003	9.23	-	-	-	-	3.81	43.09	82.37			
30.40	C12	4.00	0.000	0.003	9.23	-	-	-	-	-	3.81	43.09	82.37		
34.80	C13	4.99	0.181	0.010	4.99	-	-	-	-	-	-	-	17.94	152.39	
39.20	C14	4.99	0.181	0.010	4.99	-	-	-	-	-	-	-	-	17.94	152.39
Moyenne						**6.67**	**17.11**	**26.95**	**30.68**	**25.55**	**58.61**	**31.37**	**33.44**	**85.17**	**152.39**
En (%)						**0.45**	**1.15**	**1.81**	**2.06**	**1.72**	**3.94**	**2.11**	**2.25**	**5.72**	**10.24**

Tableau 63:pertes instantannées totales pour un demi fléau

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
Pertes instantanés(%)	7.813	8.138	7.855	7.190	6.564	7.620	6.047	6.199	8.462	10.449

Tableau 64:pertes par retrait du béton:

Pertes dues au retrait	
Pertes	en (%)
38	2.55

Pertes par fluage

Tableau 65 :pertes par fluage du béton

Abcs	N° cables	υ (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσf (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	28	2.27	0.27	2.01	46.59	12.32	261.03	3.09	42.72	2.87
FIN VSP	28	2.27	0.22	2.06	46.59	12.32	213.43	3.08	71.01	4.77
FIN V1	24	1.97	0.24	1.73	34.30	11.46	167.10	3.09	59.36	3.99
FIN V2	20	1.71	0.21	1.49	25.32	10.71	127.09	3.11	49.92	3.35
FIN V3	16	1.49	0.21	1.28	19.02	10.08	92.69	3.13	40.15	2.70
FIN V4	12	1.31	0.21	1.10	14.45	9.49	63.65	3.09	28.66	1.93
FIN V5	8	1.18	0.21	0.96	11.45	9.04	39.66	3.15	19.60	1.32
FIN V6	6	1.08	0.21	0.87	9.57	8.74	20.46	3.14	23.56	1.58
FIN V7	4	1.03	0.21	0.81	8.55	8.55	5.86	3.06	24.10	1.62
FIN V8	2	1.01	0.21	0.79	8.17	8.47	0.00	3.00	15.43	1.04

Pertes par relaxation :

Tableau 66:pertes par relaxation des aciers de precontrainte

Abcs	N° cables	Σpi	μ	Mue 0	Δσrel (MPa)	en (%)
Axe VSP	28	1371.74	0.737	0.43	63.27	4.25
FIN VSP	28	1366.91	0.735	0.43	62.52	4.20
FIN V1	24	1371.12	0.737	0.43	63.17	4.25
FIN V2	20	1381.02	0.742	0.43	64.73	4.35
FIN V3	16	1390.32	0.747	0.43	66.21	4.45
FIN V4	12	1374.61	0.739	0.43	63.72	4.28
FIN V5	8	1398.03	0.752	0.43	67.45	4.53
FIN V6	6	1395.75	0.750	0.43	67.08	4.51
FIN V7	4	1362.09	0.732	0.43	61.76	4.15
FIN V8	2	1332.52	0.716	0.43	57.25	3.85

Pertes différées totales :

Tableau 67 : pertes différées totales.

	Axe VSP	**FIN VSP**	**FIN V1**	**FIN V2**	**FIN V3**	**FIN V4**	**FIN V5**	**FIN V6**	**FIN V7**	**FIN V8**
Pertes differees(%)	8.968	10.827	10.081	9.534	8.960	8.049	7.648	7.894	7.632	6.797
Pertes instantanes (%)	7.813	8.138	7.855	7.190	6.564	7.620	6.047	6.199	8.462	10.449
Total (%)	16.781	**18.965**	17.936	16.723	15.524	15.669	13.695	14.094	16.094	17.246

VI.4.Vérification des contraintes

Les conditions à vérifier sont :

fibre supérieure $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Fibre inferieur $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

avec

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{Pe}{I}v + \frac{M}{I}v \text{.....(V.29)}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{Pe}{I}v' - \frac{M}{I}v' \text{ .....(V.30)}$$

Et

P : effort de précontrainte

M : moment du au poids propre et au surcharges de chantier.

e : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

v : distance entre centre de gravité et fibre supérieure de la section.

v' : distance entre centre de gravité et fibre inférieure de la section.

I : moment d'inertie longitudinale de la section.

S : Surface transversale du voussoir.

VI.4.1.Vérification des contraintes en phase de construction pour un demi-fléau

La classe de précontrainte appliquée au demi-fléau est la classe II, donc le BPEL impose les vérifications suivantes :

$$\overline{\sigma_{bt2}} = 0.7f_{t28} = -1.89\ Mpa$$
$$\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5f_{t28} = -4.05Mpa$$
$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{28} = 21\ Mpa$$

Les résultats sont resumés dans le tableau suivant :

Tableau 68:contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

	x (m)	N° cables	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e_{moy} (m)	P (MN)	σSup (MPa)	σInf (MPa)	obs
Axe VSP	0	28	261030.1	2.83	2.27	46.59	12.32	2.01	75.97	0.86	12.76	vér
Fin VSP	4	28	213427.0	2.83	2.27	46.59	12.32	2.06	75.97	3.37	9.64	vér
Fin V01	8.4	24	167104.6	2.57	1.97	34.30	11.46	1.73	65.11	2.56	9.76	vér
Fin V02	12.8	20	127093.1	2.34	1.71	25.32	10.71	1.49	54.26	1.96	9.33	vér
Fin V03	17.2	16	92691.8	2.15	1.49	19.02	10.08	1.28	43.41	1.39	8.50	vér
Fin V04	21.6	12	63648.0	1.99	1.31	14.45	9.49	1.10	32.56	0.90	7.27	vér

Fin V05	26	8	39663.4	1.86	1.18	11.45	9.04	0.96	21.70	0.47	5.46	vér
Fin V06	30.4	6	20458.16	1.77	1.08	9.57	8.74	0.87	16.28	1.15	3.03	vér
Fin V07	34.8	4	5864.66	1.71	1.03	8.55	8.55	0.81	10.85	1.63	0.67	vér
Fin V08	39.2	2	0.00	1.69	1.01	8.17	8.47	0.79	5.43	1.17	-0.25	vér

VI.4.2.Vérifications en phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

Vérification à vide : on prend en considération le poids du tablier et les charges permanentes.

Vérification avec chargement : on prend en considération les charges et les surcharges.

$$\overline{\sigma_{bt2}} = 0.7 f_{t28} = -2.6\ Mpa$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5 f_{t28} = -4.05 Mpa$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{28} = 21\ Mpa$$

Les résultats sont montrées dans **l'annexe(4).**

VI.4.3.Vérification de l'effort tranchant

Dans ce qui suit, on va essayer de vérifier l'effort tranchant **à l'ELU** et **à l'ELS**

VI.4.3.a.Vérification vis a vis de l'effort tranchant à l'ELS

- **Détermination de l'effort tranchant :**

$$V_{ser}=V_G+V_Q \quad \text{.....(V.31)}$$

Avec :

V_G : l'effort tranchant maximal dû aux charges permanentes

V_Q : l'effort tranchant max dû aux charges variables a l'ELS.

- **Effort dû à la précontrainte :**

Pour une poutre isostatique précontrainte par un ensemble d'armatures comportant une inclinaison moyenne **α :**

$$V_p=P\sin(\alpha) \quad \text{.....(V.32)}$$

On détermine l'effort tranchant à l'état limite de service par la relation suivante :

$$V=V_{ser}-V_p \quad \text{.....(V.33)}$$

VI.4.3.a.1.Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$\tau \leq Max(\overline{\tau_1}, \overline{\tau_2})$ Tel que $\tau = \frac{V_{red}}{Z.B_n}$ **avec** $V_{red}=V_{ser}-V_p$ **.....(V.34)**

et

$$\overline{\tau_1^2} = 0.4 f_{tj}[f_{tj} + \sigma_x] \quad \text{.....(V.35)}$$

$$\overline{\tau_2^2} = 2\frac{f_{tj}}{f_{cj}}[0.6 f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] \quad \text{.....(V.36)}$$

σ : contrainte normale longitudinale au centre de gravité ;

z : le bras de levier (**z = I/S**) , et par simplification $z = (\frac{1+\rho}{2})h.$

ρ : le rendement mécanique de la section donnée par **:** $\rho = \frac{I}{B.v.v'}$

b_n : Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme: **$b_n = 2(b_0 - nk\Phi)$** .

α: Inclinaison moyenne des quatre câbles.

b_0 : l'épaisseur brute de l'âme ;

n : nombre de câble ;

k=0.5 ; injection de coulis de ciment ;

Φ : diamètre de la gaine.

Application numérique :

V_{ser}=13.18 MN	**α=0.09 rad**
V_{red}=11.113 MN	**σ_x =5.7 Mpa**
P=3.548 MN	**Z= 4.05 m**
$\rho = 58.83\%$	**B_n=1m**

On a $\sigma_x = 5.7 < 0.4 f_{c28} = 14\ Mpa$ ce qui implique que $\tau_1 < \tau_2$, donc on vérifie que la contrainte $\bar{\tau}_1$ **:**

$$\tau_{ser} = 2.74\ Mpa \leq \bar{\tau}_1 = 3.01\ Mpa$$

VI.4.3.b.Vérification vis vis de l'effort tranchant à l'ELU

La vérification de l'effort tranchant à l'état limite ultime comporte à la fois la vérification de la résistance des armatures transversales et la résistance des bielles comprimées.

La résistance des bielles comprimées consiste à déterminer l'angle de frottement des bielles de béton avec la fibre moyenne :

$$tang(2\beta) = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \quad \text{avec : } \beta_u \geq 30° \text{ .....(V.37)}$$

σ_x, σ_y:représente les contraintes normales au niveau de G $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

τ_u:contrainte tangentielle ultime. $\tau_u = \frac{Vu_{red}}{Z.B_n}$

Application numérique :

Abscisse de vérification =4m

$V_{max,comb\ Elu}$=17.79 MN	**τ_u=3.88 Mpa**
Vu red=15.72 MN	**$\beta_u = 26.85°$**
σ_x =5.7 Mpa	**bn=1m**
Z=4.05 m	**en prends $\beta_u = 30°$**

La section des armatures transversales est donnée par :

$$\frac{A_t f_e}{b_n S_t \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}\right] \tan(\beta_u) \text{.....(V.38)}$$

At : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales .

St : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.

fe : limite d'elasticité de l'acier ;

γs = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales .

b_n : largeur nette de la section d'appui.

B_u : l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, **β_u=45°** car il ya reprise de bétonnage.

Application numérique :

$$V_{ult} = 17.79MN$$
$$V_p = 2.067\ MN$$
$$V_{red} = 15.72\ MN$$
$$f_{t28} = 2.7\ Mpa$$
$$\gamma_s = 1.15$$
$$fe = 500\ Mpa$$
$$\tau_u = 3.88\ Mpa$$
$$b_n = 1\ m$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 39.57\ \mathbf{cm2/m}$$

Le pourcentage minimum à disposer à cette section est fourni par :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6\frac{b_n\gamma_s}{f_e} \qquad \Longrightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 13.8\ \mathbf{cm2/m}$$

La justification des bielles de compression de béton est faite par la formule suivante :

$\tau_u = 3.88\ \mathbf{Mpa} \leq \frac{f_{c28}}{6} = 5.83\ \mathbf{Mpa}$ Ce qui est vérifié.

VI.5.Armatures tendues :

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale **A_s.(règles BPEL).**

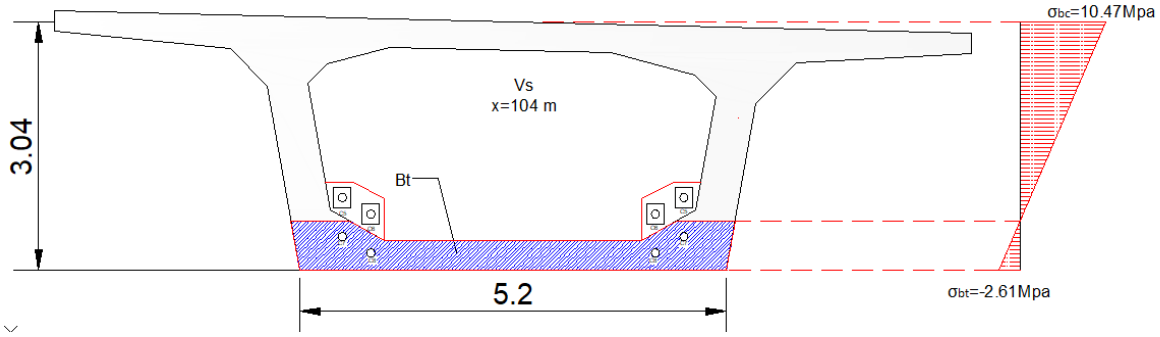


Figure 56:diagramme des contraintes pour x=104m

B_t : aire de la section du béton en traction.

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

N_{bt} :la résultante des contraintes de traction correspondantes.

D'après la figure et les tableaux de verification de **l'annexe (4)**, on a :

B_t=2.36 m.

σ_{Bt} =2.61 Mpa.

N_{Bt}=6.159 MN.

$$A_s = \frac{2.36}{1000} + \left(\frac{6.159}{500} \times \frac{2.7}{2.61}\right) = 151\ cm^2$$

donc on peut prendre deux nappes **38HA16** avec St=13.5 cm.

VI.5.Etude de la précontrainte du tablier construit en poutres

Selon le **BPEL**, nous avons deux forces de précontrainte **PI** qui représente la section sous critique (cas où le fuseau de passage est situé en dehors de la zone d'enrobage), et la force **PII** qui représente la section sur critique (cas ou le fuseau de passage coupe la zone d'enrobage par une de ces frontières), ainsi la valeur de précontrainte retenue est le maximum des **PI** et **PII**.

Avec :

$$\boldsymbol{P_I = \frac{\Delta M + \frac{1}{\vartheta'}\overline{\sigma_{bt1}} + \frac{1}{\vartheta}\overline{\sigma_{bt2}}}{\rho h}} \ldots\ldots\ldots\

M_{max}=8.948 MN.m sous la combinaison **G+D240.**

M_{min}=4.815 MN.m sous l'effet du poids propre **G**.

VI.5.1.Calcul du nombre de câbles

Le nombre de câbles est calculé avec estimation des pertes $\boldsymbol{\Delta P}$ **=25%** de la précontrainte initiale $\mathbf{P_0}$ **:**

$$\mathbf{P_0} = \frac{\boldsymbol{P_{min}}}{\boldsymbol{\Delta P}.\boldsymbol{P_0}} \quad \text{avec} \quad \mathbf{P_{min}} = \mathbf{max\ (PI,PII)} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \mathbf{(V.41)}$$

Et $\mathbf{P_0 = Min\{0,8fprg.Ap\ ;0.9fpegAp\}}$

Les résultats obtenus après calculs sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 70:contraintes exetrêmes

$\bar{\sigma}_{bt2}$ (Mpa)	-3
$\bar{\sigma}_{bt1}$ (Mpa)	-4.5
d'(m)	0.21 m
PI (Mpa)	0.19
PII (Mpa)	5.28
P_{min}(Mpa)	5.28

Tableau 71:calcul du nombre de câbles

ΔP	25%
σp_0	1416 Mpa
P_0	2.38 Mpa
N	2.96 câbles
N	4 câbles

Comme il est montré dans les tableaux précédents, on a choisi d'équiper les poutres par 3 câbles de précontrainte, tirés avant coulage de la dalle et un quatrième câble à l'extrados tiré après coulage de la dalle. On a cinq phases de vérification des contraintes :

Phase 01: après 7 jours du coulage de la poutre, avec mise en tension des 03 câbles de 50% et on estime 50% des pertes instantanées.

Phase 02: après 28 jours du coulage de la poutre, avec mise en tension des 03 câbles de 100% et on estime 100% des pertes instantanées.

Phase 03 : après 7 jours du coulage de la dalle, avec mise en tension des 03 câbles de 100%. On estime 100% des pertes instantanés et 50% des pertes différées.

Phase 04: après 28 jours du coulage de la dalle, avec mise en tension des 04 câbles de 100%. On estime 100% des pertes instantanées et 50% des pertes différées.

Phase 05 : en service, avec 100% des pertes instantanées et 100% des pertes différées.

Le **BPEL** impose les vérifications par les contraintes admissibles suivantes :

Pour le béton d'âge inférieur ou égal à **7** jours :

$$\overline{\sigma_{bt2}} = 0.7f_{t7} = -1.53\ Mpa$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5f_{t7} = -3.28Mpa$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{7} = 15.89\ Mpa$$

Pour le béton d'âge supérieur à **28** jours :

$$\overline{\sigma_{bt2}} = 0.7f_{t28} = -2.1\ Mpa$$

$$\overline{\sigma_{bt2}} = 0.7f_{t28} = -3\ Mpa$$ **Pour les combinaisons rares.**

$$\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5f_{t28} = -4.5\ Mpa$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{28} = 24\ Mpa$$

Les contraintes à vérifier sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 72: vérification des contraintes

	e_0(m)	M(Mn.m)	p	N	ΔP	σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bt1}$	$\bar{\sigma}_{bt2}$	obs
Phase01	0.78	2.55	3.21	3	10	4.63	4.35	15.89	-3.28	-1.53	c.v
Phase02	0.78	2.55	6.42	3	10	1.73	17.79	24	-4.5	-2.1	c.v
Phase03	1.14	4.815	6.07	3	15	2.40	10.68	24	-4.5	-2.1	c.v
Phase04	1.14	4.815	8.09	4	15	1.02	18.39	24	-4.5	-2.1	c.v
Phase05	1.14	8.948	8.88	4	25	6.09	10.74	24	-4.5	-3	c.v

VI.5.2.Tracé des câbles de précontrainte

Le tracé des câbles de précontrainte est essentiellement parabolique dans le plan vertical de la poutre avec une partie rectiligne d'environ de 1 m précède l'ancrage. En section médiane, la section la plus sollicitée, les câbles sont excentrés au maximum pour répondre aux sollicitations. En fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, cette excentricité se diminue pour ne pas créer des contraintes de compression excessifs et pour apporter une diminution de l'effort tranchant.

Les câbles doivent vérifier les conditions d'enrobage dictées par le document **BPEL** :

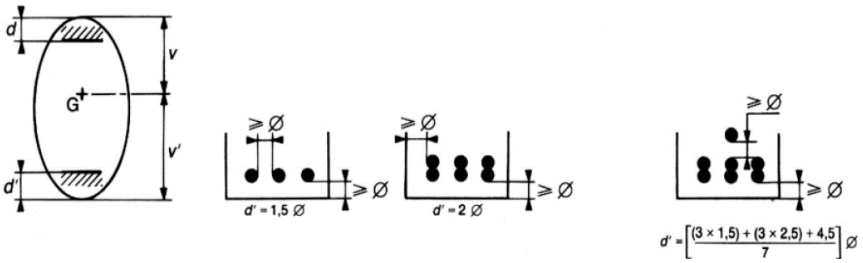


Figure 57:conditions d'enrobage des cas cables.

Le rayon de courbure et l'angle de relevage sont donnés par les formules suivantes :

$$\frac{1}{R} = \frac{8f}{l^2}$$

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

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

Après calculs on trouve :

Tableau 73:allure du tracée des cables des poutres.

Câble	L(m)	$\alpha_{rel}(^o)$	Yi			f(m)	R(m)	β(rad)
			x=0	x=1	x=17.5			
C1	33	4.75	1.1	1.02	0.36	0.66	207.22	0.080
C2	33	3.54	0.76	0.70	0.2	0.50	273.27	0.060
C3	33	1.83	0.41	0.38	0.12	0.26	527.51	0.031

VI.5.3.Calcul des pertes de précontraintes

VI.5.3.1.Pertes instantanées

- **Pertes par frottement**

Les pertes instantanées sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_{frot}(x) = \sigma p_0(1 - e^{-(f\alpha+\varphi x)})}$$

Les paramètres de cette formule sont déjà définis dans les titres précédents, les résultats sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 74: pertes par frottement lors de la mise en tension des câbles.

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi Moy}$(MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi Moy}$(%)
C1	17.5	0.080	0.049	68.16	67.09	4.74
C2	17.5	0.060	0.046	63.48		
C3	17.5	0.031	0.041	56.38		
C4	13	0.180	0.058	80.33		

Avec

f=0.18 m^{-1} , $\boldsymbol{\varphi}$ **=0.002** m^{-1} et $\boldsymbol{\sigma_{po}}$**=1413 Mpa**

- **Pertes par recul d'ancrage :**

Elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_g(x) = 2\sigma p_0 k(d - x)}$$

Avec : $$\boldsymbol{k = f\frac{\beta}{l} + \varphi} \text{ et } \boldsymbol{d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma p_0 k}}}$$

Tableau 75:pertes par recul d'ancrage.

Câble	l (m)	k (m-1)	d (m)	$\Delta\sigma_{g(17.5)}$(Mpa)	$\Delta\sigma_g(0)$(Mpa)	$\Delta\sigma_{recul}$(Mpa)	$\Delta\sigma_{recul}$ (%)
C1	17.5	0.0028	16.90	0	134.92	6.25	0.44
C2	17.5	0.0026	17.53	0.097	130.09		
C3	17.5	0.0023	18.62	3.687	122.44		
C4	13	0.0045	13.39	2.462	170.31		

- **Pertes par déformation instantané du béton**

Cette perte est calculée lors de la mise en tension des 3 câbles dans la poutre, donc la section considérée est la section de la poutre sous l'effet du poids propre seul :

$$\Delta\sigma_{racc}(x) = \frac{1}{2}\frac{E_p}{E_{ij}}\sigma_b(x) \quad \text{Avec} \quad \sigma_b(x) = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} + \frac{Mp}{I}e(x)$$

Tableau 76:pertes par raccourcissement du béton.

Pour x=17.5 m	
σ_b(Mpa)	16.52
$\Delta\sigma_{racc}$(Mpa)	41.73
$\Delta\sigma_{racc}$(%)	2.95

- **Caractéristiques de la section considérée :**

Tableau 77: caractéristiques de la section considérée pour le calcul des pertes dues à la déformation instantannée du béton.

M (MN.m)	2.547	IG(m^4)	0.28
E_{ij} (Mpa)	37619.47		
e (m)	0.76	N_{cables}	3
B (m^2)	0.71		

VI.5.3.2.Pertes différées

- **Pertes par retrait du béton**

Les pertes par retrait du béton sont évaluées par la formule simplifiée suivante :

$\Delta\sigma_r = E_p\varepsilon_r$ avec $\varepsilon_r = 2\times10^{-4}$

Tableau 78: pertes de précontrainte par retrait du béton

$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	38.0
$\Delta\sigma_r$ (%)	2.68

- **Les pertes par fluage**

Les pertes par fluage sont calculées à long terme. La section considérée est la section médiane poutre avec hourdi. Les contraintes prises en comptes sont les contraintes dues aux charges permanentes totales, les caractéristiques de la section et les résultats obtenus font l'objet des tableaux suivants :

$$\Delta\sigma_r = (2.5\sigma_b^F)\frac{E_p}{E_{ij}}$$

Tableau 79: caractéristiques de la section Considerée pour le calcul des pertes par fluage.

M_p	6.98
I_{nette}	0.4962
B	1.1358
v'	1.345
e_0	1.14
P	8.68

Tableau 80: pertes par fluage du béton.

σ_b^F(Mpa)	11.45
$\Delta\sigma_{fl}$(Mpa)	144.58
$\Delta\sigma_{fl}$(%)	10.21

- **Pertes par relaxation des aciers de précontrainte**

Ces pertes sont évaluées par la formule suivante :

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

Les câbles choisis sont des câbles à très basse relaxation :

$$\mu_0 = 0.43$$

$$6\rho_{1000} = 2.5\%$$

Application numérique :

$\Delta\sigma_{rel}$ =60.43 Mpa donc $\Delta\sigma_{rel}$ =**4.26%**

Pertes différées totales de précontrainte

La perte différée totale est prise égale a :

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

- **Application numérique** :

$$\Delta\sigma_d = 235.57 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_d = 16.64\ \%$$

- **Pertes totales de précontrainte :**

La perte totale de précontrainte est la somme des pertes différées et les pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i = 24.58\ \%$$

Il est clair que les pertes totales de précontrainte sont inférieures à **25%,** donc on peut utiliser ce prédimensionnement pour développer un calcul plus détaillé.

VI.5.4.Justification des contraintes

Dans tous les phases de construction, il nécessaire de vérifier le non dépassement des contraintes normales et des contraintes tangentes admissible, ce qui fait l'objet du travail suivant :

V.5.4.1.Justification des contraintes normales

La justification de la contrainte normale se fait par rapport aux contraintes admissibles en phases de constructions et en phase de service comme il est montré avant. La vérification des contraintes est faite en quatre sections nettes, section pour x=0.5 m, x=$\frac{l}{4}$,x=$\frac{3l}{8}$ et $\frac{l}{2}$.

L'excentricité de précontrainte est le centre de gravité des câbles dans chaque section.

La précontrainte est représentée par des valeurs caractéristiques **P1** et **P2** avec :

$$P_1 = 1{,}02\ P_0 - 0{,}8\ \Delta P \quad \text{(V.44)}$$

$$P_2 = 0{,}98\ P_0 - 1{,}2\ \Delta P \quad \text{(V.45)}$$

Les tableaux suivants expriment les valeurs des efforts de précontrainte et les caractéristiques des sections à prendre en considération pour la justification des contraintes :

Tableau 81: tableau donnant les conditions à prendre en considération pour la justification des contraintes pour les 5 phases .

	Cables	% Mt	ΔP	P1	P2	$d_{x=0}$	$d_{x=L/4}$	$d_{x=3L/8}$	$d_{x=L/2}$
Phase 1	3	50	4.06	3.50	3.30	0.76	0.51	0.34	0.28
Phase 2	3	100	8.13	6.77	6.25	0.76	0.51	0.34	0.28
Phase 3	3	100	16.35	6.30	5.55	0.76	0.51	0.34	0.28
Phase 4	4	100	16.35	8.40	7.40	0.76	0.51	0.34	0.28
Phase 5	4	100	24.58	7.78	6.47	0.76	0.51	0.34	0.28

Tableau 82: excentricité moyenne des câbles de precontrainte

	Y1	Y2	Y3	Y4	Ymoy
x=0	1.10	0.76	0.41	0.00	0.76
x=L/4	0.55	0.34	0.19	0.97	0.51
x=3L/8	0.41	0.24	0.14	0.57	0.34
x=L/2	0.36	0.20	0.12	0.44	0.28

Les calculs sont résumés dans les tableaux sur **l'annexe (4)**.

VI.5.4.2.Justification des contraintes tangentielles

Les contraintes tangentielles son justifiées selon le **BPEL** à l'état limite ultime et à l'état limite de service :

- **Justification des contraintes tangentielles à L'ELS**

L'effort tranchant considéré pour cette vérification est développé par la combinaison **G+D240** d'une valeur **Vser=1.06 Mpa**, selon le **BPEL**, on doit vérifier les deux contraintes admissibles $\overline{\tau_1}$ et $\overline{\tau_2}$.

- **Effort dû à la précontrainte :**

Pour une poutre isostatique précontrainte par un ensemble d'armatures comportant une inclinaison moyenne **α :**

$$Vp=\sum Pi\sin(\alpha)$$

Avec **P** : calculé comme il est indiqué au tableau suivant:

Tableau 83: **effort dû à la précontrainte.**

	Pi(MN)	**α°**	Psin(**α**):
C1	1.78	4.75	0.15
C2	1.78	3.54	0.11
C3	1.78	1.83	0.06
		Somme	0.31

On détermine l'effort tranchant à l'état limite de service par la relation suivante :

Vp=0.31 MN

V_{red}=V_{ser}-Vp

V_{ser}=1.06 MN

V_p=0.31MN

V_{red}=0.75 MN

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$\boldsymbol{\tau \leq Max(\overline{\tau_1}, \overline{\tau_2})}$ Tel que $\boldsymbol{\tau = \frac{V_{red}.Sn}{I.bn}}$

et

$$\boldsymbol{\overline{\tau_1^2} = 0.4 f_{tj}[f_{tj} + \sigma_x]}$$

$$\boldsymbol{\overline{\tau_2^2} = 2\frac{f_{tj}}{f_{cj}}[0.6 f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x]}$$

Avec :

$$\boldsymbol{\sigma_x = \frac{P}{Bn}}$$

$\boldsymbol{\sigma_x}$: Contrainte normale longitudinale au centre de gravité ;

b_n : Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme: **$b_n = 2(b_0 - nk\Phi)$** .

Bn : la surface nette de l'âme. **Bn=1.51 m^2**

P : effort de précontrainte appliquée par les trois câbles .**P=1.78 MN**

α: Inclinaison des câbles.

b_0 : l'épaisseur brute de l'âme.

n : nombre de câble ;

k=0.5 ; injection de coulis de ciment ;

Φ : diamètre de la gaine.

Sn : moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité.

In : moment d'inertie de la section nette par rapport à l'axe horizontal.

On a $\boldsymbol{\sigma_x = \frac{P}{Bn}}$=3.54 Mpa $< 0.4f_{c28} = 16\ Mpa$ ce qui implique que $\tau_1 < \tau_2$, donc on peut vérifier que la contrainte $\bar{\tau}_1$:

$\boldsymbol{\tau_{ser} = \frac{V_{red}}{Z.B_n}}$**=1.18 Mpa** $\leq$ $\boldsymbol{\tau_1}$ **=2.8 Mpa**

Donc La contrainte tangentielle à L'ELS est vérifiée.

- **Vérification des contraintes tangentielles a L'ELU :**

La vérification de l'effort tranchant à l'état limite ultime comporte la vérification de la résistance des armatures transversales et la résistance des bielles comprimées :

La contrainte tangentielle a l'état limite ultime et l'angle des bielles sont données par :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_{red}.S_n}{I.bn}}$$

$$\boldsymbol{\tan(2\beta_u) = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} =} \qquad \textbf{avec} \qquad \boldsymbol{\beta_u \geq 30°}$$

- **Application numérique :**

V_{red}=1.44 MN **b_n=0.52 m**

V_{ult}=1.12 MN **I=0.57 m^4**

S_n=0.47 m^3 $\boldsymbol{\tau_u}$ **=1.78 Mpa**

$$\boldsymbol{\tan(2\beta_u) = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} =} \qquad \textbf{donc} \qquad \boldsymbol{\beta_u = 22.57°}$$

On prend $\boldsymbol{\beta_u = 30°}$

La section des armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\frac{A_t f_e}{b_n S_t \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}\right] \tan(\beta_u)}$$

- **Application numérique :**

$$\mathbf{V_{ult} = 1.44\ MN}$$
$$\mathbf{f_{t28} = 3\ Mpa}$$
$$\mathbf{\gamma_s = 1.15}$$
$$\mathbf{fe = 500\ Mpa}$$
$$\mathbf{\tau_u = 1.78\ Mpa}$$
$$\mathbf{b_n = 0.52\ m}$$
$$\mathbf{\sigma_x = 3.54}$$
$$\mathbf{\beta_u = 30°}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{5.36\ cm2/m}$$

Le pourcentage minimum à disposer à cette section est fourni par :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{0.6}\frac{b_n \gamma_s}{f_e} \qquad \Longrightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{13.8\ cm2/m}$$

La justification des bielles de compression de béton est faite par la formule suivante :

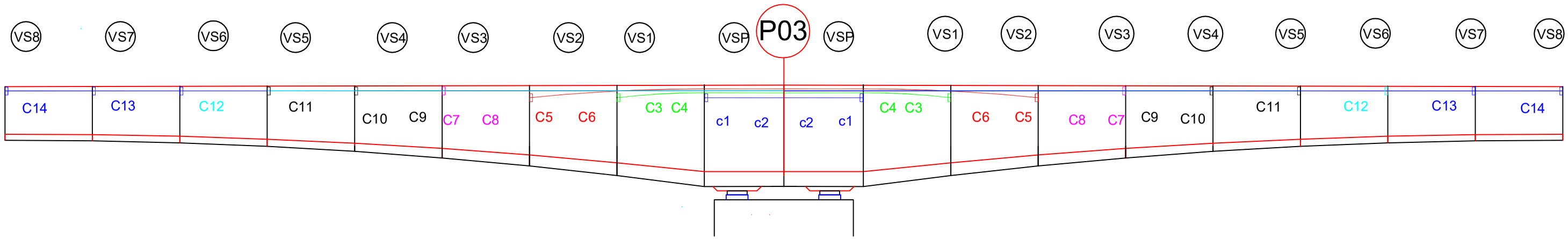
$$\boldsymbol{\tau_u = 1.78\ Mpa \leq \frac{f_{c28}}{6} = 6.67\ Mpa}$$

Ce qui est vérifié.

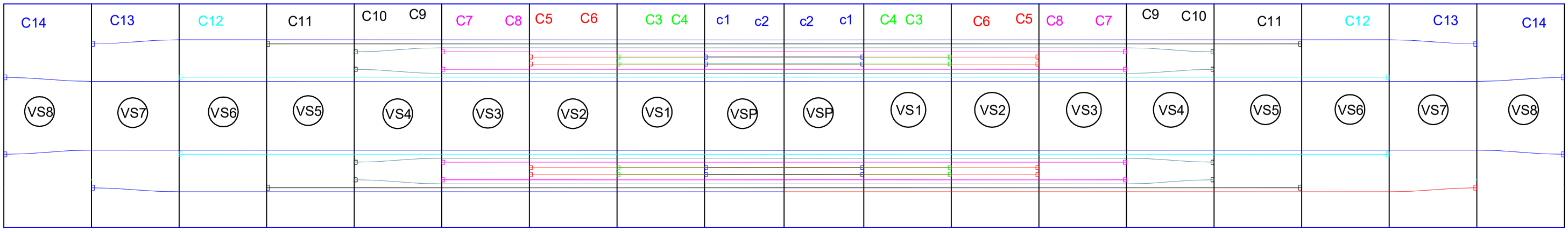
VI.6.Conclusion

L'étude de précontrainte est un élément nécessaire dans les ouvrages d'art construits en béton précontraint. Il est clair que le calcul et le prédimensionnement doivent être engendrés par un calcul de vérification tenant en compte les différentes phases de construction et de service, et les défauts de construction qui peuvent être rencontrées dans la réalisation.

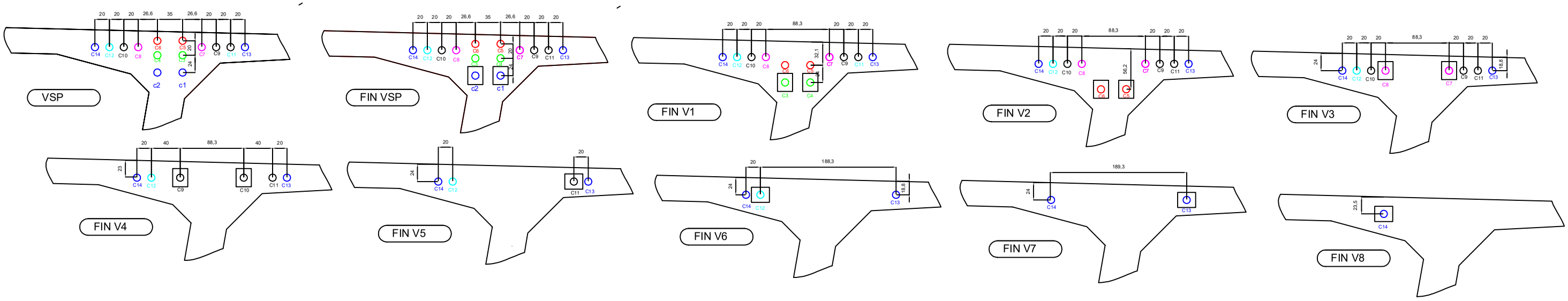
Tracé des cables en élévation Ech 1/200



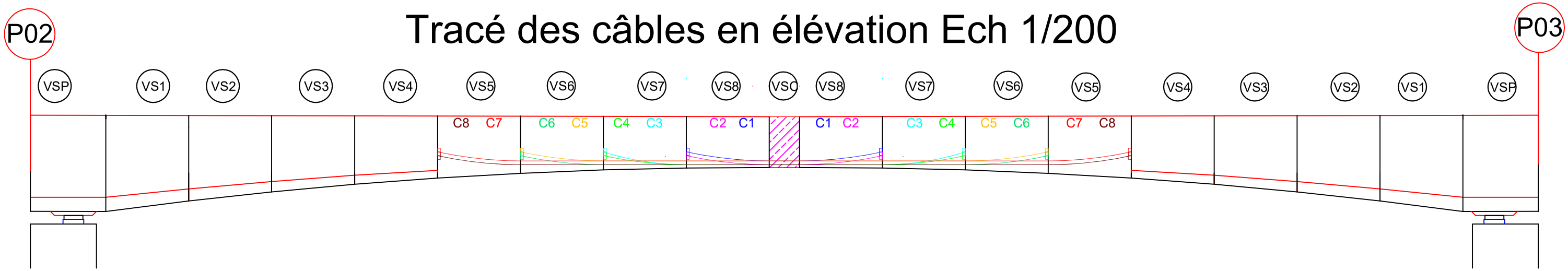
Tracé des cables en plan Ech 1/200



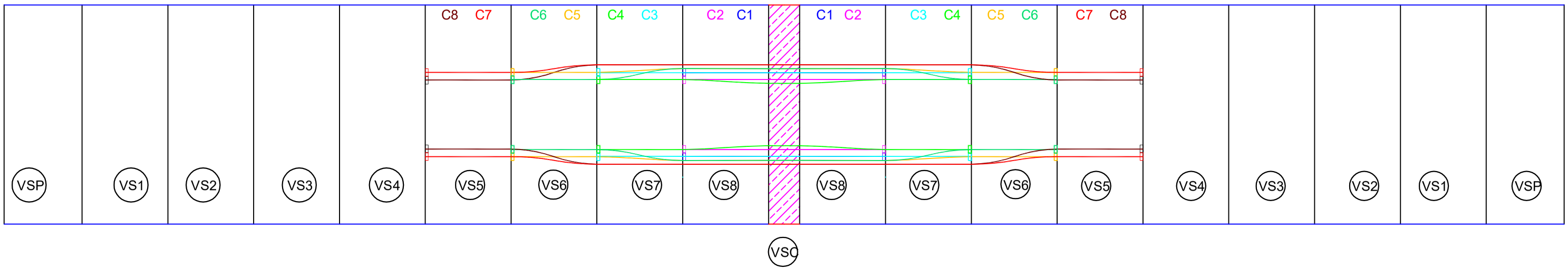
position et enrobage des cables

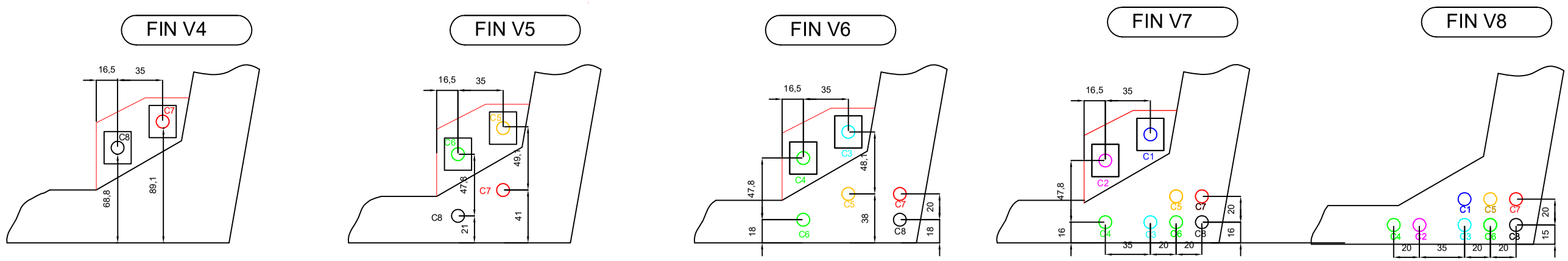


Tracé des câbles en élévation Ech 1/200



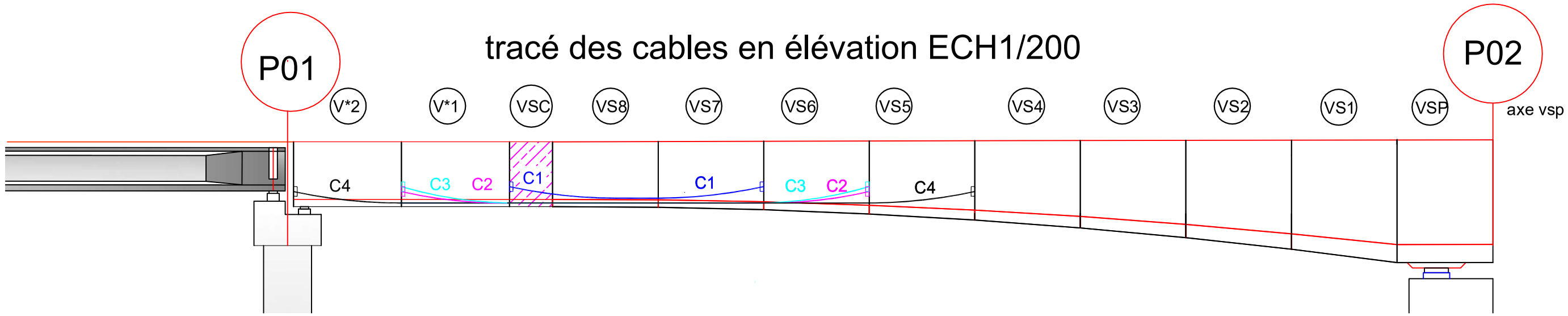
Tracé des câbles en plan Ech 1/200



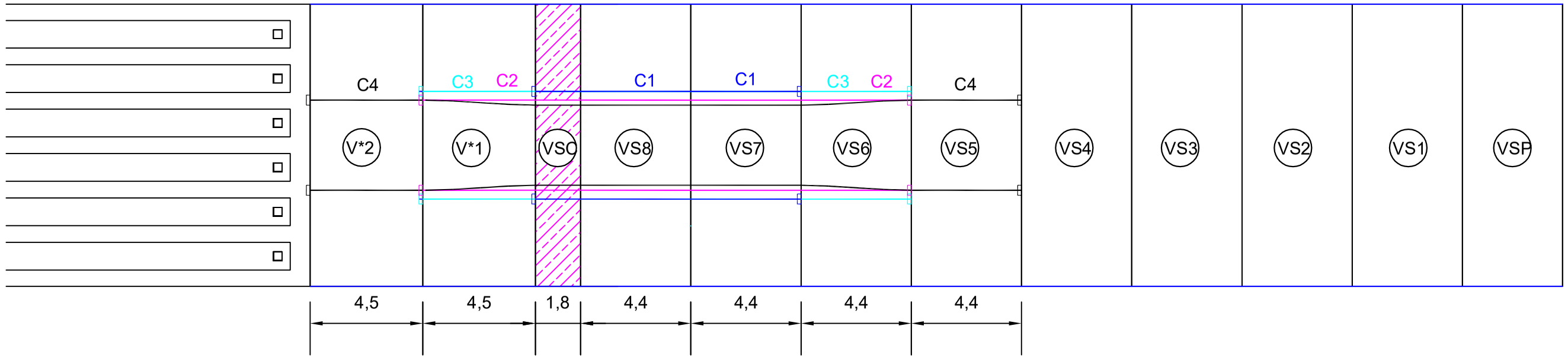


positions et enrobage des cables

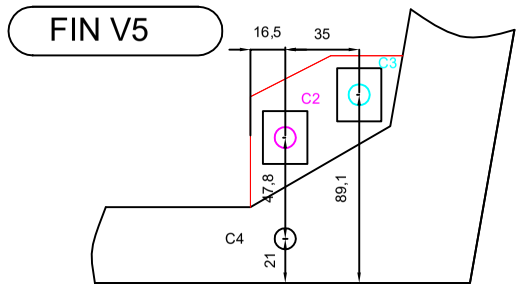
tracé des cables en élévation ECH1/200

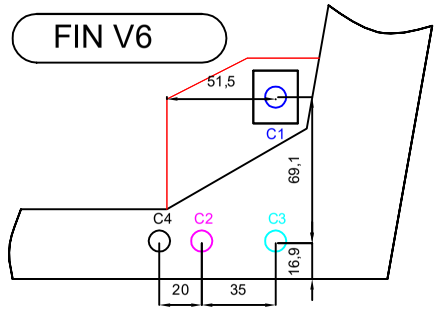


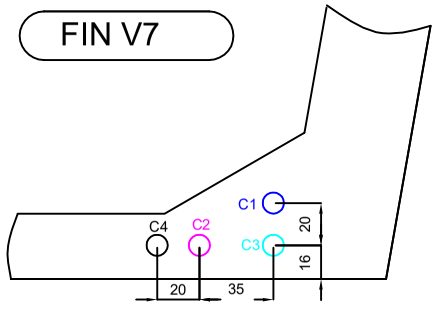
tracé des cables en plan ECH1/200

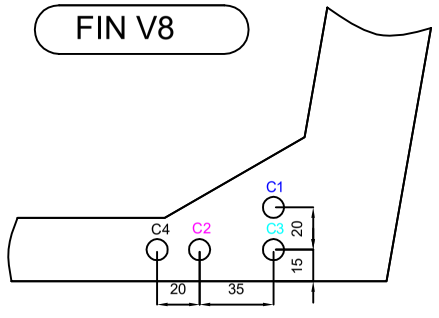


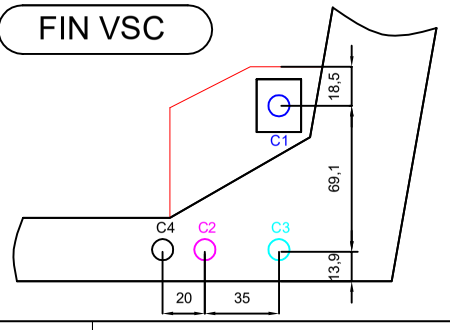
position et enrobage des cables

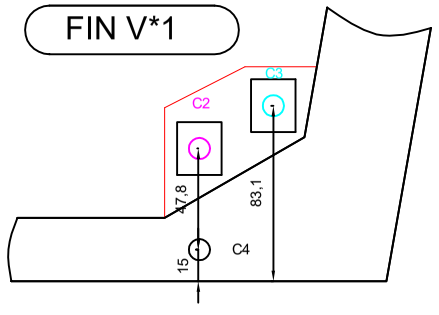


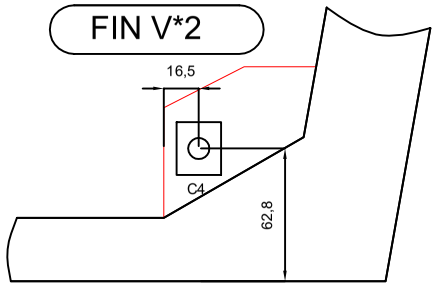




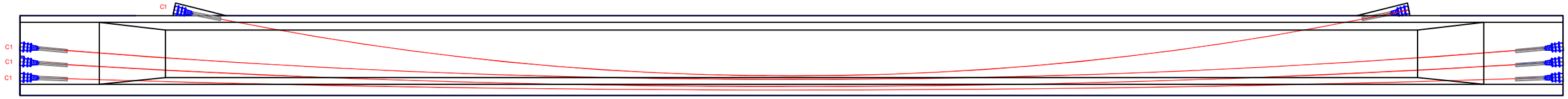




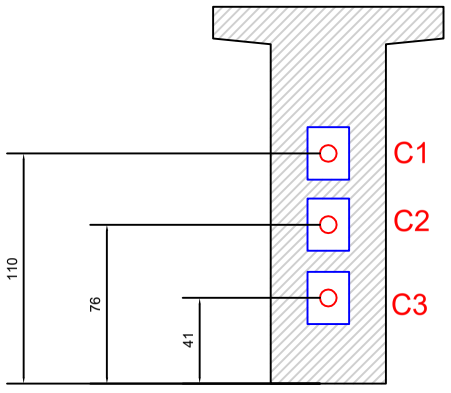




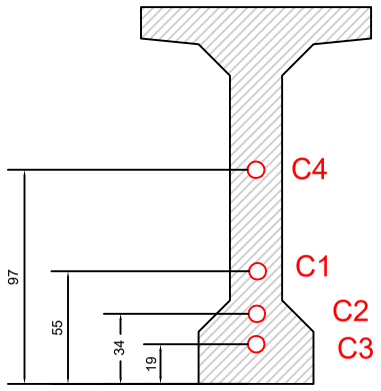
tracé des câbles en élévation ECH1/150



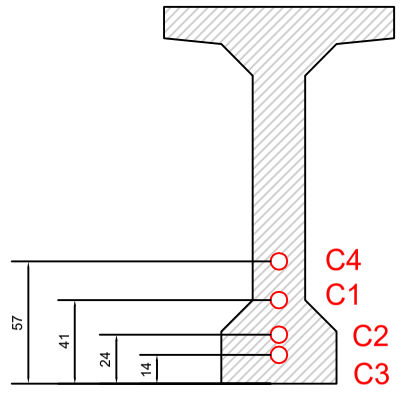
coupe transversale sur x=0
ECH 1/50



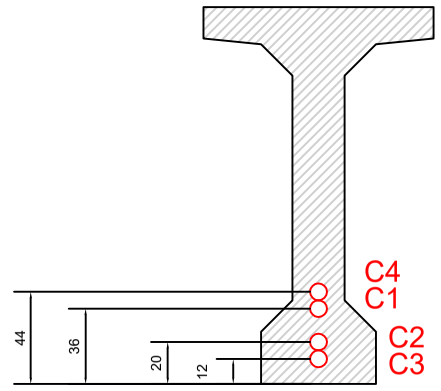
coupe transversale sur x=8.75m
ECH 1/50



coupe transversale sur x=13.125m
ECH 1/50



coupe transversale sur x=17.5 m
ECH 1/50



position et enrobage des câbles

Thème Conception et étude du viaduc N26-2 sur la pénétrante de skikda	Chapitre VI:étude de la précontrainte	tracé des câbles de précontrainte des poutres de 35m	page :115	ENSTP

CHAPITRE VII
ETUDE TRANSVERSALE

Chapitre VII : Etude transversale

VII.1. Introduction

L'étude transversale concerne l'étude des sections les plus sollicitées : la section sur pile et la section à la clef pour le cas du tablier construit par encorbellement. D'autre part, le tablier construit en poutres fait l'objet d'une étude de la dalle et des poutres.

Sur la section transversale du voussoir, le poids propre et les diverses charges d'exploitation développent des efforts extérieurs qui seront équilibrés par un cisaillement dû à l'effort tranchant.

VII.2.Etude transversale du tablier construit par encorbellement

VII.2.1.Evaluation des efforts transversaux

VII. 2.1.1.Modélisation

La modélisation et l'évaluation des efforts agissants sur la section en caisson seront effectuées par la méthode des éléments finis, en utilisant le logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis 2014.

Pour les calculs, on prendra une largeur du caisson égal à 1 m.

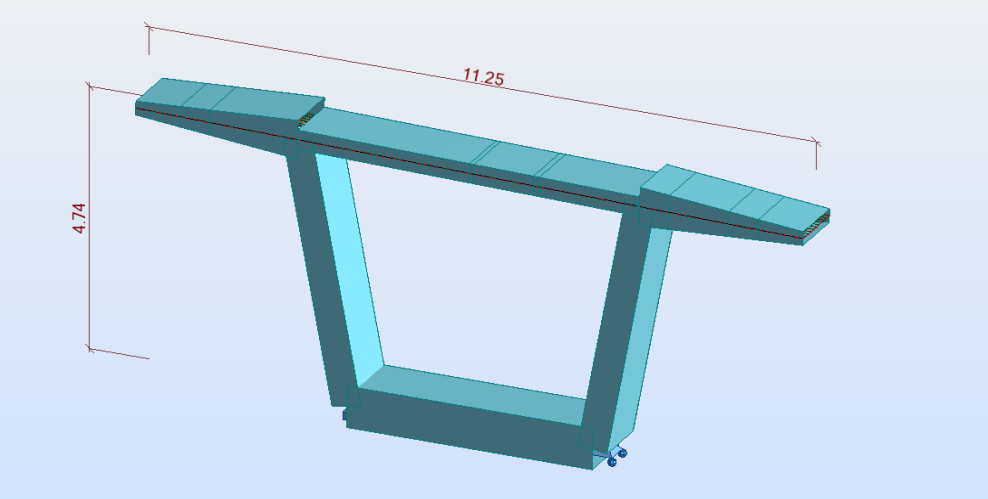


Figure 59:Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel

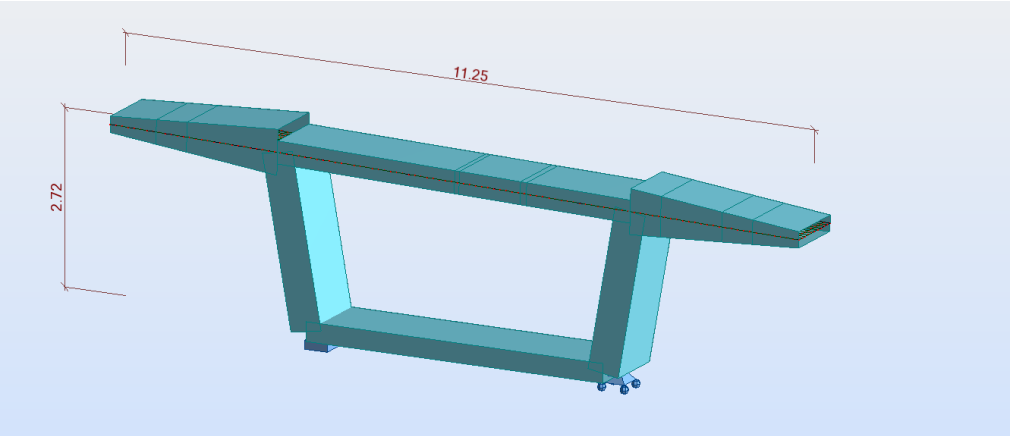


Figure 60: Vue en 3D du caisson à la clef modélisé sur le logiciel

VII. 2.1.2.Combinaisons de charges

Tableau 84:Moments extrêmes dans le voussoir sur pile

	Mmax (KN.m)		Mmin (KN.m)		N	
	Mult	Mser	Mult	Mser	ELU	ELS
Hourdis supérieur	279,36	206,93	-707,64	-524,18		
Hourdis inférieur	422,42	312,9	-226,95	-168,11		
L'âme	422,42	312,9	-347,93	-257,73	995,04	737,07

Tableau 85 : Moments extrêmes dans le voussoir à la clef

	Mmax (KN.m)		Mmin (KN.m)		N	
	Mult	Mser	Mult	Mser	ELU	ELS
Hourdis supérieur	267,06	197,82	-707,70	-524,22		
Hourdis inférieur	173,33	128,39	-185,29	-137,25		
L'âme	310,25	229,82	-378,92	-280,68	858,97	636,14

VI. 2.2.Ferraillage :

Pour le ferraillage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a:

✓Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple.

✓Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple.

✓Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

VI. 2.2.1.Exemple de ferraillage de l'hourdis inferieur de vsp :

Les fissurations sont jugés préjudiciables. Alors, le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS.

- **Nappe supérieure**

Application Numérique

b = 1.00 m ; On calcule le ferraillage par mètre linéaire ;

h = 0.75 m ; c = 0.05 m ; M_{ser} (sup) = 168.11 KN.m;

$\overline{\sigma_{bc}}$=21 MPa; $\overline{\sigma_s}$=250 MPa; d = 0.9 h = 0.9 × 75 = 67.5 cm;

$$x=\frac{15\times\overline{\sigma_{bc}}}{15\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_s}}\times d=37.63\text{cm} \; ; \; z=d-\frac{x}{3}=54.95\text{cm}$$

M_1=0.5 × b × x × $\overline{\sigma_{bc}}$ × z =2171.16 KN.m ;

$M_1 \geq M_{ser}$(sup) ➔ Section sans armatures comprimées (S.S.A.C) ;

$A_{ser}=\frac{M_{ser}}{z\times\overline{\sigma_{st}}}$=12.24 cm² **➔ On propose nappes de 8HA14;**

(C.N.F)=0.23 $\frac{f_{tj}}{f_e}$ ×b × d =8.38 cm² ≤ A_{ser} **➔Condition de non fragilité est vérifiée.**

- **Nappe inférieure**

Application Numérique

b = 1.00 m ; On calcule le ferraillage par mètre linéaire ;

h = 0.75 m ; c = 0.05 m ; M_{ser} (sup) = 312,9 KN.m;

$\overline{\sigma_{bc}}$=21 MPa; $\overline{\sigma_s}$=250 MPa; d = 0.9 h = 0.9 × 75 = 67.5 cm;

$$x=\frac{15\times\overline{\sigma_{bc}}}{15\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_s}}\times d=37.63\text{ cm} \; ; \; z=d-\frac{x}{3}=54.95\text{cm}$$

M_1=0.5 × b × x × $\overline{\sigma_{bc}}$ × z =2171.16 KN.m ;

$M_1 \geq M_{ser}$(sup) ➔ Section sans armatures comprimées (S.S.A.C) ;

$A_{ser}=\frac{M_{ser}}{z\times\overline{\sigma_{st}}}$=22.78 cm² **➔ On propose un nappes de 8HA20 ;**

(C.N.F)=0.23 $\frac{f_{tj}}{f_e}$ ×b × d =8.38 cm² ≤ A_{ser} **➔ Condition de non fragilité est vérifiée.**

- **Ferraillage longitudinal :**

Les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction, car on a utilisé l'approche totale, c'est-à-dire les câbles de précontrainte reprennent toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage.

$$A_{sl}=\frac{A_{st}}{3}=7.59\ cm^2$$

$$(C.N.F)=0.23\frac{f_{tj}}{f_e}\times b\times d=8.38\ cm^2\leq A_{ser}$$ ➔ **Condition de non-fragilité n'est pas vérifiée.**

➔ **On propose une nappe de 6HA14** .

VII. 2.2.3.Ferraillage passif des voussoirs

Tableau 86:Ferraillage passif du VSP et VSC

			Transversal	Longitudinal
VSP	Hourdis supérieur	Nappe Sup	12 HA 32	6HA25
		Nappe Inf	6 HA 32	6 HA 16
	Hourdis inférieur	Nappe Sup	8 HA16	6HA14
		Nappe Inf	8 HA 20	
	Âme	Nappe Interne	6 HA20	6HA14
		Nappe Externe	6HA20	
VSC	Hourdis supérieur	Nappe Sup	12 HA 32	6HA25
		Nappe Inf	6 HA 32	6 HA 16
	Hourdis inférieur	Nappe Sup	6 HA 25	6HA14
		Nappe Inf	6 HA 25	
	Âme	Nappe Interne	6 HA20	6 HA14
		Nape Externe	6HA20	

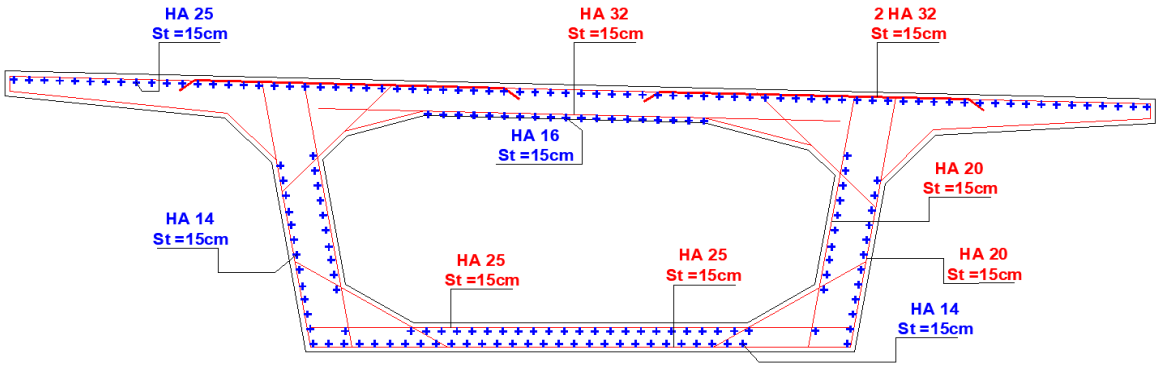


Figure 61: Ferraillage voussoir à la clef

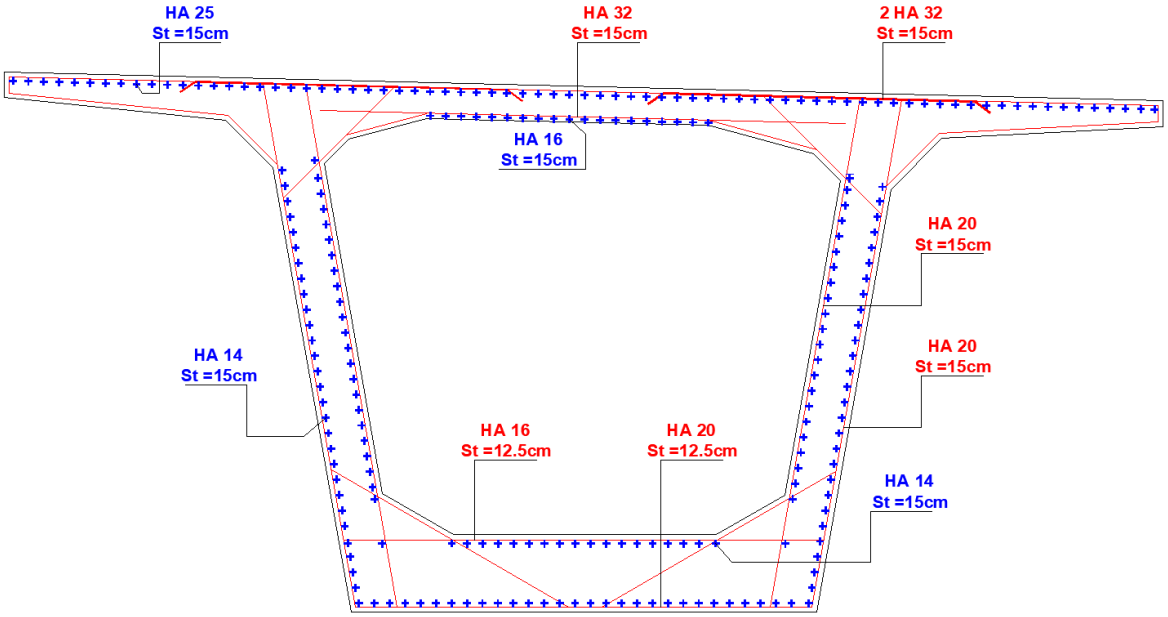


Figure 62: Ferraillage voussoir sur pile

Note : Les diagrammes des moments de VSP et VSC sont réprésentés dans **l'annexe(3).**

VII.3.Etude transversale du tablier construit en poutres

VII.3.1.Etude de la dalle

Pour l'évaluation des efforts développés dans la dalle par le poids propre des charges d'exploitation, on considère que 1 ml de la dalle avec un comportement d'une poutre continue.

Le modèle de calcul est réalisé par **Autodesk robot analysis 2014**.

La dalle est modélisée par des éléments bars.

Une poutre est modélisée par un appui double et le reste des poutres sont modélisées par des appuis simples.

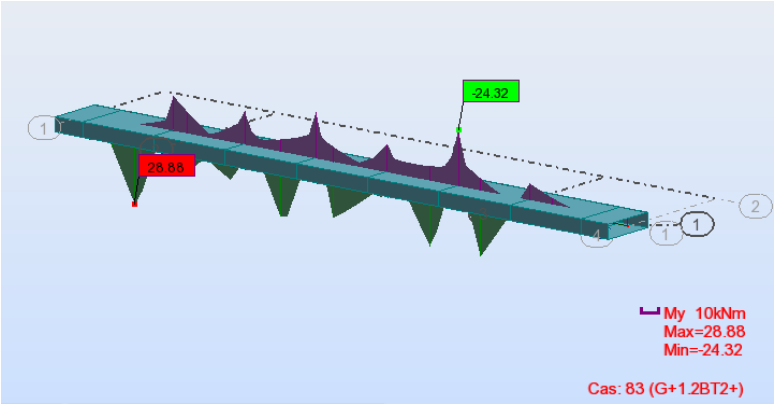


Figure 63: model poutre.

VII.3.2.Résultats après calculs

Les combinaisons qui donnent les effets les plus défavorables sont les suivants :

Sur appui :

À L'ELS : G+1.2Bt2 avec M_{max}=-24.32KN.m

À L'ELU : 1.35G+1.6 Bt2 avec M_{max}=-32.44 KN.m

À mi travée :

À L'ELS : G+1.2Bt2 avec M_{max}=28.88 KN.m

À L'ELU : 1.35G+1.6 Bt2 avec M_{max}=38.52 KN.m

VII.3.3.Ferraillage

Les résultats obtenus par le logiciel: **EXPERT BA 2010** sont les suivants :

Sur appui :

- **Armatures transversales supérieurs :**
  As=4.8 cm^2 on peut prendre **5HA12=5.65 cm^2**

À mi travée :

- **Armatures transversales inferieurs :**
  As=5.7 cm^2 en prend **5HA14=7.69cm^2**

- **Armatures dans le sens longitudinal :**

Les armatures dans le sens longitudinal sont considérées comme des armatures de construction.

Elles ont pour section :

$$A_{slong}=A_{strans}/3$$

As=2.13 cm^2 en prend **5 HA10/ml** .

Le croquis de ferraillage est donné par la figure suivante :

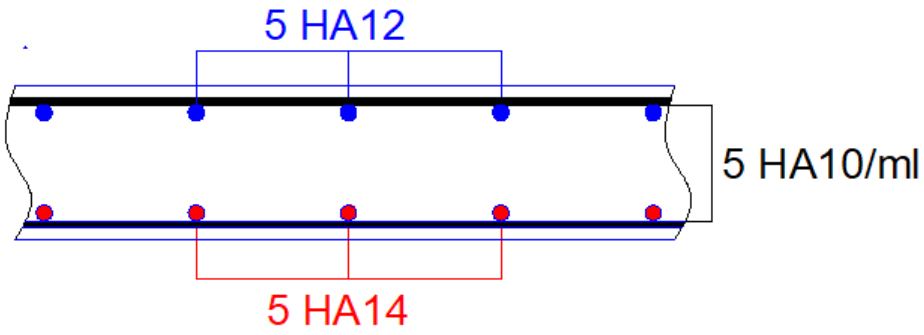


Figure 64:ferraillage de la dalle.

VII.3.4.Ferraillage de la poutre

Le ferraillage de la poutre est determiné par la section minimale à disposer :

$$A_{min} \geq 0.23.b.d.\,{}^{ft}/_{fe} = 16.97\ cm^2$$

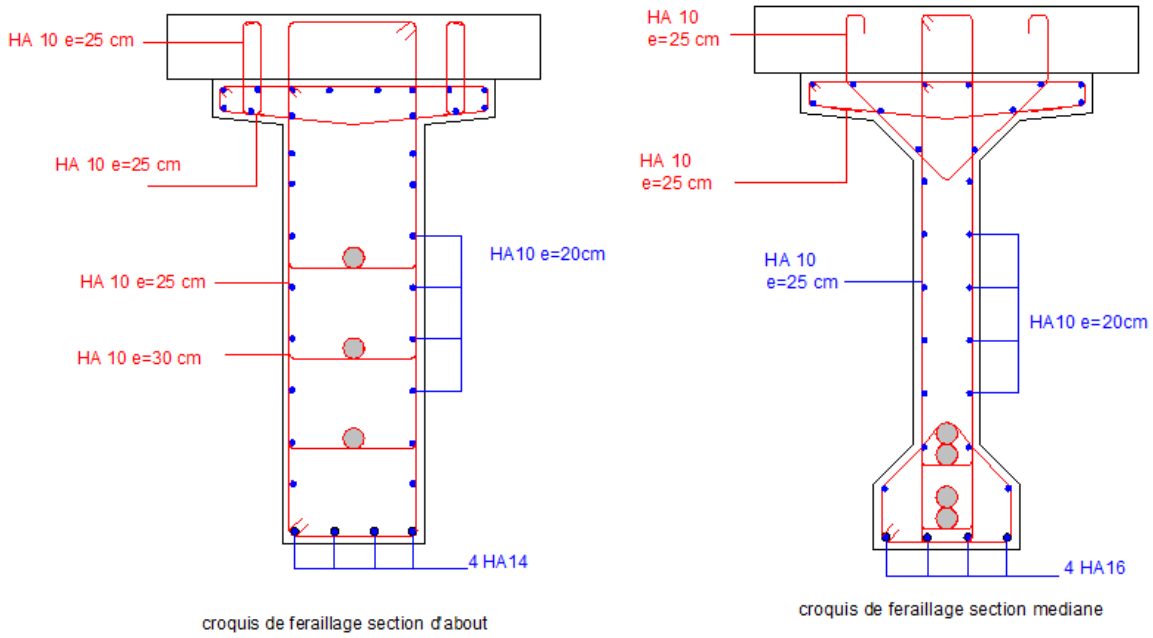


Figure 65: ferraillage des poutres de 35 m

VII.4.Conclusion

Pour l'analyse transversale, l'étude est faite sur les sections dangereuses : la section sur pile et à la clef (où les moments de flexions sont max). Pour les autres travées construites en poutres précontraintes, l'étude concerne la dalle et les poutres.

À travers l'étude transversale et l'évaluation des charges et des surcharges agissantes sur les différents éléments du tablier, nous avons pu déterminer le ferraillage nécessaire pour chaque section et sa disposition.

CHAPITRE VIII
EQUIPEMENT DU TABLIER

Chapitre VIII : équipements du tablier

VIII.1. Introduction

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental pendant le service d'un ouvrage. Ils permettent d'assurer le fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

On désigne par équipement du pont un ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis les usagers.

Dans le présent chapitre on va étudier les équipements nécessaires pour le tablier tel que les appareils d'appuis et les joins de chaussée.

VIII.2. Appareils d'appui

Le tablier repose sur ses appuis à l'intermédiaire des appareils d'appuis, ils jouent un rôle de :

- Transmettre les efforts horizontaux et verticaux à l'infrastructure.
- D'absorber par la déformation, le petit déplacement de la superstructure.

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

On constate que le type d'appareils d'appuis le plus compatible à notre ouvrage est l'appareil d'appui en élastomères frettés, à cause de la facilité de la conception, de la mise en œuvre, la facilité de réglage, de contrôle et le coût qui est relativement modéré.

VIII.2.2. Evaluation des efforts appliqués sur les appareils d'appuis

Tableau 87: **Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis pour la partie poutre**

Combinaisons	$R_{culée}$ (1;2) (MN)	R_{pile} (1;4;5) (MN)	Fz sur culée (1;2) (MN)	Fz sur pille (1;4;5) (MN)
1,35G + 1,6A(l)	12.38	12.38	1.548	1.548
1,35G + 1,6 Bc	12.34	12.34	1.543	1.543
1,35G + 1,6Bt	12.20	12.2	1.526	1.526
1,35G + 1,35Mc120	13.66	13.66	1.708	1.708
1,35G + 1,35D240	14.24	14.24	1.78	1.78

Tableau 88: Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis pour la partie voussoir

Combinaisons	R_{pile} (1;4) (MN)	R_{pile} (2;3) (MN)	Fz sur pille (1;4) (MN)	Fz sur pile (2;3) (MN)
1,35G + 1,6A(l)	4,545	23,915	2,273	5,979
1,35G + 1,6 Bc	6,155	31,210	3,078	7,803
1,35G + 1,6Bt	5,022	29,622	2,511	7,406
1,35G + 1,35Mc120	5,564	30,263	2,782	7,566
1,35G + 1,35D240	6,663	32,033	3,332	8,008

VIII.2.3. Dimensionnement de l'appareil d'appui type B

L'appareil d'appui de type B est défini par la norme NF EN 1337-3. Il comporte n feuillets d'élastomères d'épaisseur constante et n+1 frettes. Les appareils d'appuis de type B sont couvertes par une couche d'élastomère d'au moins de 4 mm d'épaisseur. La définition géométrique est donnée par la figure suivante. Dont a, a', b, b' sont les dimensions des appareils d'appuis de forme rectangulaire et D, D' sont les diamètres des appareils d'appuis de forme circulaire.

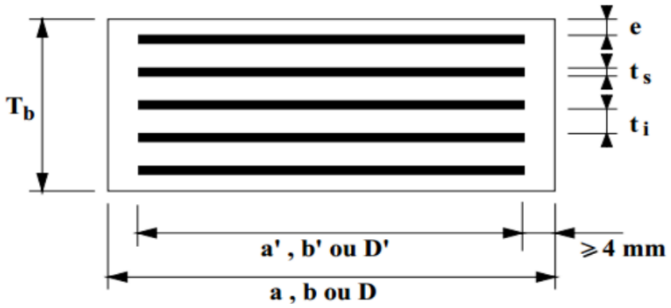


Figure 66: Définition géométrique d'un appareil

Remarque : a, a' sont les dimensions du plus petit côté de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 Mpa sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui.

$$\sigma_{max} = \frac{F_Z}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20\ Mpa \quad \text{.....(VII.1)}$$

On utilise 3 types d'appareils d'appui :

1) **Fz** = 1,780 MN a' × b' ≥ 890 cm^2, On prend **(a×b)** = (300×300) mm2

2) **Fz** = 3,331 MN a' × b' ≥ 1665 cm^2, On prend **(a×b)** = (450×400) mm2

3) **Fz** = 8,008 MN a' × b' ≥ 4004 cm^2, On prend **(a×b)** = (700×700) mm2

- **Hauteur nette d'élastomère :**

L'épaisseur de l'appareil d'appui $\mathbf{T_E}$ est conditionnée par la condition de non flambement

$$\frac{\mathbf{V_X}}{\mathbf{T_E}} \leq \mathbf{1} \quad \textbf{et} \quad \mathbf{V_X = V_{xT} + V_{xf} + V_{x-ret} + V_{xFr}} \text{ ……..……..……} \textbf{(VII.2)}$$

Tel que :

$\boldsymbol{V_{xT}}$: Le déplacement dû à la température, déterminée par : $\boldsymbol{V_{xT} = \varepsilon_T \times L}$

$\boldsymbol{V_{xf}}$: Le raccourcissement dû au fluage, en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation $\boldsymbol{V_{xf} = \varepsilon_f \times L}$

$\boldsymbol{V_{xr}}$: est le raccourcissement spontané du béton au cours du durcissement et en absence de tout contraintes, On prend en approximation $\boldsymbol{V_{xr} = \varepsilon_r \times L}$.

L : longueur de dilatation (distance entre les joints de chaussée)

ε_T **:** Coefficient de la température, $\varepsilon_T = 0.0002$.

ε_f **:** Coefficient du fluage qui vaut à t=0 au moment où il subit la contrainte $\boldsymbol{\sigma_b}$ est ε_f =2,5×10^{-4}.

ε_r **:** Coefficient de retrait, $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

$$\mathbf{V_{xFr} = \frac{F_{Fr} \times T_E}{n \times G \times a \times b} \leq 1} \text{ ……....……} \textbf{(VII.3)}$$

$\boldsymbol{F_r}$**:** l'effort de freinage induit par le système **Bc** avec la combinaison la plus défavorable à **ELU** (**Voir Chapitre IV**). Cet effort sera distribué en fonction des rigidités.

$\boldsymbol{Fr}$ = 1,6×300 ➔$\boldsymbol{Fr}$ = 480 KN

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui G = 0,9 MPa cas statique, et 1,2 MPa cas dynamique

$\mathbf{T_q}$: épaisseurs des feuillets d'élastomère.

n : le nombre d'appareils d'appuis.

Tableau 89: Déplacement dû à la variation linéaire pour la partie poutre

Appuis	K_s (MN/m)	X_r (m)	X_i (m)	V_{xT} (m)	V_{xf} (m)	$V_{x\text{-}ret}$ (m)	$F_{freinage}$ (MN)	V_{xfr} (m)	T_E (m)
C1, C2, P1, P4, P5	8,92	17	17	0,003	0,0043	0,003	0,240	0,104 T_E	0,012

Tableau 90:Déplacement dû à la variation linéaire pour la partie voussoir

Appuis	K_s (MN/m)	X_r (m)	X_i (m)	V_{xT} (m)	V_{xf} (m)	$V_{x\text{-}ret}$ (m)	$F_{freinage}$ (MN)	V_{xfr} (m)	T_E (m)
P1	3,36	89,93	89,93	0,018	0,0225	0,018	0,037	0,115 T_E	0,066
P2	18,315		39,93	0,008	0,0100	0,008	0,203	0,115 T_E	0,029
P3	18,278		40,07	0,008	0,0100	0,008	0,203	0,115 T_E	0,029
P4	3,34		89,47	0,018	0,0224	0,018	0,037	0,114 T_E	0,066

On détermine la hauteur nette d'élastomère (**T_E**) on utilisant le déplacement maximal pour chaque type d'appareils d'appui.

En conclusion, on va prendre des appareils d'appuis qui portent les dimensions suivantes:

Tableau 91: appareille d'appui pour la partie du tablier construite en poutres.

	C1, C2, P1, P4, P5
R_{max}	14.24 MN
F_z	1,78 MN
a×b	(300×300) $mm^2 \geq$ 890 cm2
On prendra	• 7 Feuilles d'élastomère : ti = 12mm. • 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = ti/2= 6 mm. • 8 Frettes métalliques de : ts = 3 mm. • Enrobage des chants : 10 mm. • T_E = 96 mm > 12 mm Condition Vérifiée.
a×b×t	(300×300×120) mm^3

Tableau 92: appareille d'appui pour la partie du tablier construite en voussoir.

	P1, P4	P2, P3
Rmax	6,663 MN	32,033 MN
Fz	3,332 MN	8,008 MN
a×b	(450×400) $mm^2 \geq$ 1665 cm2	(700×700) $mm^2 \geq$ 4004 cm2
On prendra	• 7 Feuilles d'élastomère : ti = 12mm. • 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = ti/2 = 6 mm. • 8 Frettes métalliques de : ts = 3 mm. • Enrobage des chants : 10 mm. • T_E = 96 mm > 66 mm Condition Vérifiée.	• 7 Feuilles d'élastomère : ti = 12mm. • 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = ti/2 = 6 mm. • 8 Frettes métalliques de : ts = 3 mm. • Enrobage des chants : 10 mm. • T_E = 96 mm > 29 mm Condition Vérifiée.
a×b×t	(450×400×120) mm^3	(700×700×120) mm^3

VIII.2.4. Vérification du dimensionnement

Conformément à la norme NF EN 1337-3, quatre types de vérifications aux états limites ultimes doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomères frettés.

VIII.2.4.1. Stabilités au flambement

La stabilité au flambent doit être vérifiée à l'état limite ultime dans les conditions suivantes :

$$\frac{F_Z}{A_r} < \frac{2\times G\times a'\times S_1}{3T_E} \quad \text{.....(VII.4)}$$

Fz : la réaction maximale de la combinaison fondamentale à ELU ;

G : module de de cisaillement de l'appareil d'appui G = 0,9 MPa **;**

Ar : la surface en plan effective ;

a' : le plus grand côté.

S1 : coefficient de forme du feuillet le plus épais.

$$S_1 = \frac{A'}{I_p\times t_e} \quad \text{Avec} \quad I_p=2(a'+b') \text{ .....(VII.5)}$$

Et $\begin{cases} t_e = t_i \text{ pour les feuillets des couches internes} \\ t_e = 1.4t_i \text{pour les feullets des couches externes} \end{cases}$

$\mathbf{T_e}$: l'épaisseur nominale totale de l'élastomère.

Application numérique :

$$S_1 = \frac{690 \times 690}{2760 \times 12} = 14{,}38$$

$$\frac{F_Z}{A_r} < \frac{2 \times G \times a\prime \times S_1}{3T_E} \Rightarrow 16{,}82 < 496{,}11 \qquad \textbf{Condition Vérifiée}$$

VIII.2.4.2.Traction des frettes

Les frettes doivent avoir un minimum de 2 mm d'épaisseur, la norme impose la vérification d'épaisseur par la formule suivante :

$$\mathbf{t_s = \gamma_m \frac{2,6 \times F_Z \times t_i}{3A_r \times f_y}} \ldots\ldots\ldots\

Donc :

$$0{,}678 < 1{,}053 \times 8{,}008 \text{ et } \frac{7{,}18}{0{,}69^2} = 15{,}08 \text{ MPa} > 3 \text{ MPa} \quad \textbf{Condition Vérifiée}$$

VIII.2.4.4.Limitation de la distorsion

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'état limite ultime:

$$\boldsymbol{\varepsilon_T = \varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha < 7} \quad \textbf{(VII.10)}$$

$\boldsymbol{K_L}$: est un coefficient égal à 1,00 dans le cas général ;

$\boldsymbol{\varepsilon_c}$, $\boldsymbol{\varepsilon_q}$ et $\boldsymbol{\varepsilon_\alpha}$: sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacements horizontaux et les rotations du tablier.

- **Evaluation de ε_c :**

Sous un effort normal centré Fz, on constate une répartition linéaire de la distorsion Ɛc liée au cisaillement τν dans une couche d'élastomère :

$$\boldsymbol{\varepsilon_c = \frac{1{,}5 \times F_z}{G \times A_r \times S}} \quad \textbf{(VII. 11)}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon_c = 1{,}949}$$

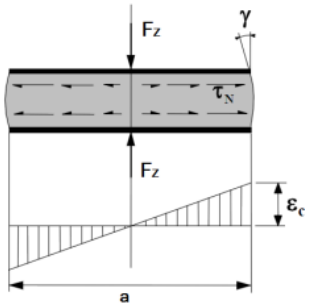


Figure 67 Distorsion sous l'effort normal

- **Evaluation de ε_α :**

La valeur de la distorsion Ɛα, sous l'effet de rotations αa et αb d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par :

$$\boldsymbol{\varepsilon_a = \frac{(a'\alpha_a + b'\alpha_b) \times t_i}{2 \sum t_i^3}} \quad \textbf{(VII.12)}$$

$$\alpha_a = 2{,}08 \times 10^{-3} \text{ rad} \Rightarrow \varepsilon_a = 0{,}687$$

$\boldsymbol{\alpha_a}$: est estimé à partir du diagramme de déformation longitudinale (flèche finale).

α_b : est négligeable à cause de l'absence de déformation transversale.

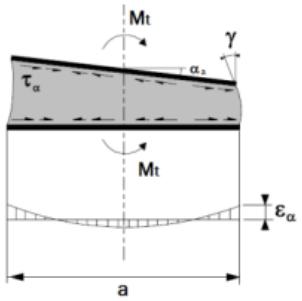


Figure 68: Distorsion sous une rotation

- **Evaluation de ε_q :**

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ε_q liée au cisaillement τ_h dans l'élastomère :

$$\boldsymbol{\varepsilon_q = \frac{V_X}{T_E}} \ldots\ldots\ldots\

VIII.3.1. Dimensionnement

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

La température, les déformations différées du béton et l'action sismique.

$$\mathbf{W = W_D + 0.3W_T + \frac{W_s}{3}} \quad \text{(VII.14)}$$

Avec :

W : souffle total du joint.

$\mathbf{W_D}$: souffle des déformations différées (retrait + fluage).

$\mathbf{W_T}$: souffle thermique.

$\mathbf{W_S}$: souffle sismique.

Les souffles $\mathbf{W_T}$, $\mathbf{W_D}$ sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques $\mathbf{W_S}$ **= 9.09 cm**

Donc : **W = 8.44 cm**

VIII.3.2. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée Wabo®TransFlex :

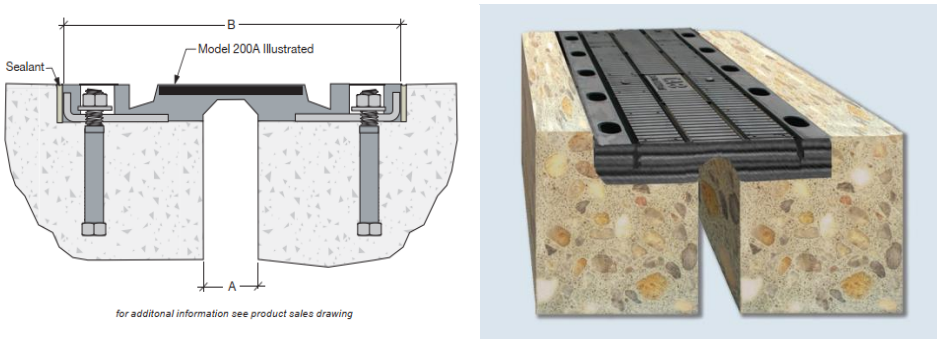


Figure 70: Joint du type 400A

Wabo®TransFlex est un joint de dilatation en caoutchouc moulé avec élastomère renforcé .Toutes les sections sont dotées de raccords à rainure et languette pour un assemblage serré de bout en bout sur les ponts et aux bordures. Il peut être installé dans de nouveaux ponts, ou dans des structures plus anciennes sur des projets de réhabilitation.

On constate que pour un souffle de 8,44 cm, il faut considérer la famille de joints appelée 400A.

.

Model #	Molded Dimensions				Joint Opening "A"						System Width "B"			
	Width		Height		Min.		Max.		Total		Min.		Max.	
	in	mm	in	mm	in	mm	in	mm	in	mm	in	mm	in	mm
200A	10.875	276	1.563	40	1.000	25	3.000	77	2.000	51	9.875	251	11.875	303
250	14.000	356	1.813	46	1.250	32	3.750	95	2.500	64	12.750	324	15.250	378
400A	23.250	591	2.125	54	2.000	51	6.000	152	4.000	102	21.250	540	25.250	641
650	28.500	724	3.000	76	1.500	38	8.000	203	6.500	165	25.250	641	31.750	806
900	35.375	899	3.750	95	1.750	44	10.750	273	9.000	229	30.875	784	39.875	1013
1300	47.500	1207	5.000	127	2.000	51	15.000	381	13.000	230	41.000	1041	54.000	1372

Figure 71: dimensions des model de joins

VIII.4.Conclusion

Nous avons étudié dans ce chapitre le rôle et la méthode de dimensionnement de chaque équipement du tablier, afin d'assurer un niveau de service confortable aux usagers. L'étude des équipements du tablier représente l'une des dernières étapes avant de passer à l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE IX
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1.Introduction

L'infrastructure est un ensemble d'éléments interconnectés dont le rôle principal est de supporter la totalité de la structure. La conception de l'infrastructure est une démarche itérative qui consiste à déterminer le type d'appuis et de fondations et leurs dimensions.

IX.2.Etude de la pile

La pile d'un pont est un appui intermédiaire massif supportant le tablier de l'ouvrage. Il s'agit d'un appui massif et permanent conçu pour répondre aux efforts exercés par le tablier. Ce dernier peut être simplement appuyé sur elle, partiellement ou totalement encastré.

Les piles peuvent être sollicitées par des efforts verticaux ou horizontaux pour le cas des efforts dûs aux séismes, et aux freinages des véhicules sur le tablier.

IX.2.1.Conception de la pile

La conception de la pile est en fonction du milieu d'implantation de la pile, la nature du sol support et du mode de construction du tablier.

Pour les travées intermédiaires, nous proposons des piles caisson à section carrée évidée permettant l'économie de matière de construction.

Pour les travées de rives, nous avons choisi de projeter des piles construites par trois fûts solidarisés entre eux par un chevêtre.

Tableau 93: Implantation et hauteurs des piles

Piles	P01	P02	P03	P04	P05
Position	PK 26+70	PK 26+120	PK 26+200	PK 26+250	PK 26+285
Hauteur	6,26	8,71	10,31	8,15	5,71

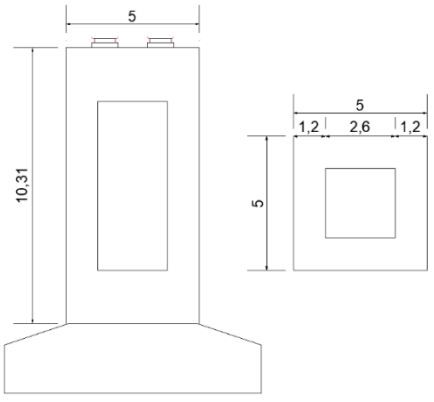


Figure 72: Dimensions de la pile 3

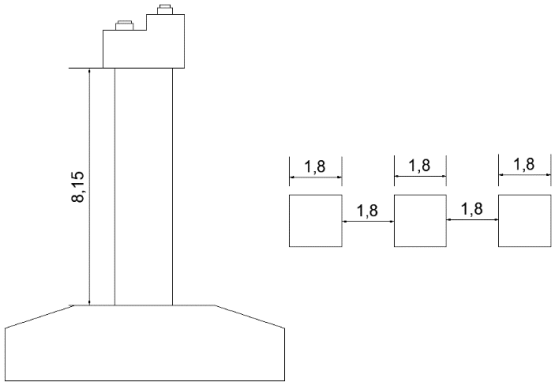


Figure 73: Dimensions de la pile 4

IX.2.2.Evaluation de la raideur totale K

On calcule les raideurs des différents appuis, en se basant sur les caractéristiques mentionnées dans le paragraphe précèdent.

$$\mathbf{K_{A-appuis} = G \times \frac{a \times b}{T}} \quad \text{(VIII. 1)}$$

$$\mathbf{K_{Pile} = n \times \frac{3 \times EI}{h^3}} \quad \text{(VIII. 2)}$$

$$\mathbf{K_{Appuis} = \frac{1}{\frac{1}{K_{A-appuis}} + \frac{1}{K_{Pile}}}} \quad \text{(VIII. 3)}$$

Avec :

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère.
G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statique et G = 1.2 MPa en cas dynamique.

On a utilisé 3 types d'appareils d'appuie :

- Appareils d'appuis 300×300×120 :
$$\mathbf{K_{A-appuis} = 1,2 \times 10^{-3} \times \frac{300 \times 300}{96} = 2,29} \text{ MN/m}$$
- Appareils d'appuis 400×450×120 :
$$\mathbf{K_{A-appuis} = 1,2 \times 10^{-3} \times \frac{400 \times 450}{96} = 2,25} \text{ MN/m}$$
- Appareils d'appuis 700×700×120 :
$$\mathbf{K_{A-appuis} = 1,2 \times 10^{-3} \times \frac{700 \times 700}{96} = 6,125} \text{ MN/m}$$

Tableau 94: Raideur statiques et dynamiques longitudinales des appuis

Appuis	H (m)	K appareils d'appuis		K piles (MN/m)	K appuis	
		Ks (MN/m)	Kd (MN/m)		Ks (MN/m)	Kd (MN/m)
C1		6,75	9	infinie	6,75	9
P1	6,26	10,13	13,50	1053,30	10,00	13,33
P2	8,71	18,38	24,50	7495,68	18,32	24,42
P3	10,31	18,38	24,50	4494,20	18,28	24,37
P4	8,15	10,13	13,50	477,31	9,85	13,13
P5	5,71	13,50	18	1387,93	13,33	17,77
C2		6,75	9	infinie	6,75	9

Tableau 95: Raideur statiques et dynamiques transversale des appuis.

Appuis	H (m)	K appareils d'appuis		K piles (MN/m)	K appuis	
		Ks (MN/m)	Kd (MN/m)		Ks (MN/m)	Kd (MN/m)
C1		6,75	9	infinie	6,75	9
P1	6,26	10,13	13,50	34706,49	10,12	13,49
P2	8,71	18,38	24,50	7495,68	18,32	24,42
P3	10,31	18,38	24,50	4494,20	18,28	24,37
P4	8,15	10,13	13,50	15727,54	10,12	13,49
P5	5,71	13,50	18	45732,54	13,49	17,99
C2		6,75	9	infinie	6,75	9

IX.2.3.Evaluation de l'effort sismique selon le règlement RPOA-2008

Généralement, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental), ou par la méthode du spectre de réponse. La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts satisfaisant les critères suivants simultanément :

1) Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre), autrement dit, la masse des piles $\mathbf{M_P}$ doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier :

$$\mathbf{M_T = G+\alpha Q} \quad \textbf{VIII.4}$$

Application Numérique :

M_P = 14915,97 KN

$M_T = G+\alpha Q$ ➔ $M_T = 74\,178{,}11 + 0{,}2\times (56{,}75\times 180+69{,}72\times 105)$

➔ **M_T = 77685,23 KN**

$$\mathbf{M_P \leq 0{,}43\ M_T} \rightarrow \textbf{ Condition Vérifiée}$$

2) Angle de biais

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

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

3) Courbure de pont

Il s'agit d'un pont droit sans courbure en plan ➔ **Condition Vérifiée**

4) Symétrie transversale

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

$$\mathbf{e_0 = |X_M - X_R| \leq 5\%\ L} \quad \text{..... VIII.5}$$

$$\mathbf{X_M = \frac{L}{2} = \frac{285{,}6}{2} = 142{,}8\ m} \qquad \mathbf{X_R = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i} = 155{,}84\ m}$$

e_0 = 4,56% L ➔ Condition Vérifiée

IX.2.3.1.Évaluation de l'effort sismique longitudinale

Dans la direction longitudinale, on applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{F_L = Mt \times Sa(T)} \quad \text{..... VIII.6}$$

Sachant que **:**

Mt : la masse totale mise en mouvement **M_T = 77685,23 KN**

Sa(T) : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant.

$$Sad(T,\varepsilon) = \begin{cases} AgS\left(\&1 + \frac{T}{T_1}(2{,}5\eta - 1)\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots & 0 < T < T_1 \\ 2{,}5\eta AgS \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots & T_1 < T < T_2 \\ 2{,}5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots & T_2 < T < 3{,}0\ s \\ 2{,}5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots & 3{,}0s < T \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. La sismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S2.

(T1, T2) = *f* (S2) ➔ **(T1, T2) = (0,15 ; 0,40)** et **S = 1,1**.

g : accélération de la pesanteur = **9,81 m/s2**.

ξ : taux d'amortissement 5 %.

η : facteur de correction de l'amortissement : **η=1**.

T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

S : coefficient du site.

T : période fondamentale de l'ouvrage, vaut :

$$\mathbf{T = 2\pi \times \sqrt{\frac{M}{K}}} \ldots\ldots\ldots\

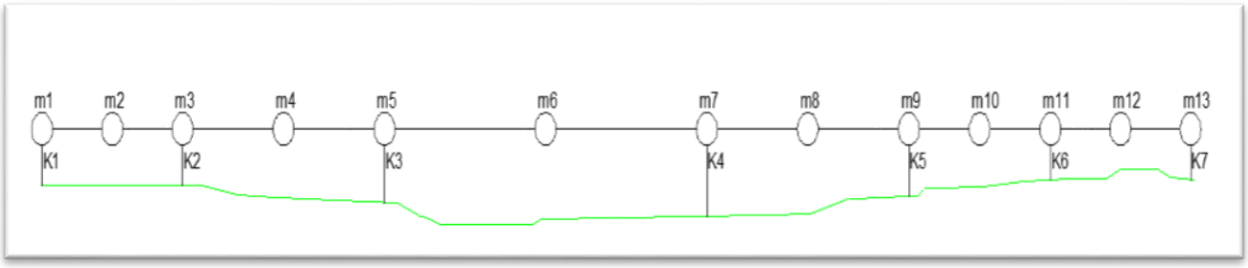


Figure 74: discrétisation des masses pour le séisme transversal

m_i : est la masse concentrée au i-éme point nodal.

La masse totale du tablier est discrétisée comme suit :

- $m_1 = m_2 = m_{10} = m_{12} = m_{13} = 2955{,}78 + 0{,}2 \times \left(69{,}72 \times \frac{35}{3}\right) = 3118{,}46$ KN
- $m_4 = m_8 = 3999{,}54 + 0{,}2 \times \left(56{,}75 \times \frac{50}{3}\right) = 4188{,}70$ KN
- $m_6 = 6046{,}95 + 0{,}2 \times \left(56{,}75 \times \frac{80}{3}\right) = 6349{,}62$ KN
- $m_3 = 8276{,}52 + 0{,}2 \times \left(56{,}75 \times \frac{50}{3} + 69{,}72 \times \frac{35}{3}\right) = 8628{,}36$ KN
- $m_5 = 14165{,}73 + 0{,}2 \times \left(56{,}75 \times \left(\frac{50}{3} + \frac{80}{3}\right)\right) = 14657{,}56$ KN
- $m_7 = 14529{,}68 + 0{,}2 \times \left(56{,}75 \times \left(\frac{50}{3} + \frac{80}{3}\right)\right) = 15021{,}51$ KN
- $m_9 = 8506{,}15 + 0{,}2 \times \left(56{,}75 \times \frac{50}{3} + 69{,}72 \times \frac{35}{3}\right) = 8857{,}99$ KN
- $m_{11} = 5911{,}56 + 0{,}2 \times \left(69{,}72 \times \left(\frac{35}{3} + \frac{35}{3}\right)\right) = 8269{,}43$ KN

Les déplacements sont calculés par un programme **SCILAB (Annexe 5),** les résultats obtenus sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 97: Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.

Appuis	C1	P1	P2	P3	P4	P5	C2
déplacement du tablier	0,0750	0,1467	0,1457	0,1474	0,1476	0,1449	0,0581
FT (KN)	675	1978,98	3557,99	3592,14	1991,12	2606,75	522,90

IX.2.3.3.Séisme vertical

Selon le règlement **RPOA**, l'effet du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique **classe I** ou **IIa** est négligeable.

IX.2.4.Combinaisons d'actions à l'état limite accidentel ELA

Pour tenir en compte l'incertitude directionnelle du séisme, le règlement RPOA recommande les combinaisons d'actions suivantes :

Tableau 98: Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble

Direction de l'effort	Ex	Ey	Ez	Effort sismique	
				P. Travée de rive	P. Travée médiane
Ex longitudinal	1	0.3	0.3	1790.24	3291.74
Ey transversal	0.3	1	0.3	2348.99	4256.37

La combinaison d'actions à l'ELA est écrite sous la forme suivante :

$$\mathbf{G + \Psi Q + E} \quad \textbf{(VIII.8)}$$

Q : actions variables des charges d'exploitation. Pour notre cas **Q=A(l).**

Ψ: 20% des charges d'exploitation routière pour pont routier urbain.

Evaluation des efforts agissant sur la pile

La pile est sollicitée par un système de charges permanentes et d'exploitation. Elle est considérée comme une console encastrée à sa base, sollicitée par des efforts verticaux et horizontaux et des moments de flexion.

IX.2.5.Evaluation des efforts des piles les plus sollicités

Pour se faire on doit évaluer les efforts des piles les plus hautes en travées intermédiaires et en travées de rives.

Tableau 99:Evaluations des efforts de la pile 03 et la pile 04

sollicitation	Vertical KN		Horizontal KN		Moment KN.m	
désignation	P3	P4	P3	P4	P3	P4
G_{max} Pile	4165,84	3204,56	-		-	
G_{max} tablier	21294,64	10396.08	-		-	
A(l) 2Voies	2789,38	1630.85	-		-	
D240	2433,73	1918.25	-		-	
Bc 2Voies	1405,57	1362.24	-		-	
Bt 2Voies	409,86	774,08	-		-	

Mc 120	1122,89	1390.94	-		-	
Freinage Bc 2Vs	-	-	48.88	40.74	503.95	393.02
Freinage A(l) 2 Vs	-	-	126.64	63.32	1305.66	610.85
HT	-	-	147	223.95	1515.57	2160.45
Hflv (Ret + flu)	-	-	330.75	96.75	3410.03	933.35
Séisme longitudinal	-	-	3291.7	1790.24	22827,37	13158,99
Séisme transversal	-	-	4,256.37	2348.99	37034,96	21245,01

IX.2.6.Combinaisons des efforts

Les combinaisons considérées sont définies par **le chapitre 3**.le tableau suivant résume les sollicitations maximales a l'ELU, L'ELS et a L'ELA.

Tableau 100: Combinaisons des efforts

	Combinaisons	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELS	G+1.2Bc+0.6Ht+Hflv	27147.16	497.42	5128.38
ELU	1.35G+1.6B+0.9Ht+Hflv	36620.56	647.3	6 673.65
ELA (longitudinal)	E2	26 366.7	1500.4	45 498.5
ELA (transversal)	E2	26 366.7	1 500.4	44 296.1

IX.2.7.Ferraillage de la pile 03

- **Vérification de la stabilité de la pile vis à vis du flambement**

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70 \quad \text{.....(VIII.9)}$$

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 2l_0 = 20.62$ **m**

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}} = \sqrt{\frac{48.27}{18.24}} = 1.62$$

i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}} = \sqrt{\frac{48.27}{18.24}} = 1.62$$

$$\lambda_X = \frac{l_f}{i} = \frac{20.62}{1.62} = 12.72 < 70$$

Donc pas de risque de flambement autour des deux axes x-x et y-y.

La base de la pile est soumise à une flexion oblique avec un effort normal **N** et deux moments de flexion Mx et My :

N= 26 366.7 **KN**

Mx=45 498.5**KN.m**

My=44 296.1**KN.m**

Pour la détermination de la section d'acier, On utilise les abaques de **RENE WALTHER**.

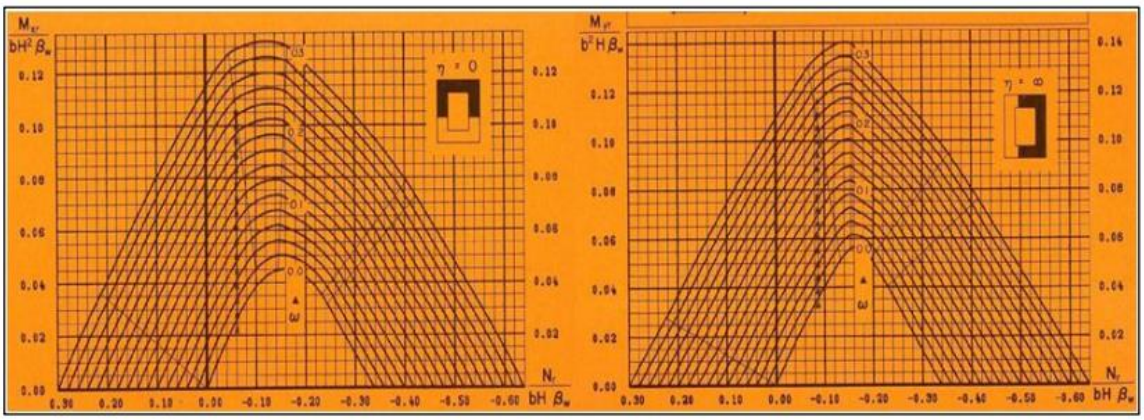


Figure 75: Abaques de WALTHER

- **Condition d'orientation de la section :**

La section est toujours orientée d'une manière à satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b} \quad \text{..... (VIII.10)}$$

$$\frac{1.2}{5} = 0.24 \leq \frac{1.2}{5} = 0.24$$

Donc la condition d'orientation est vérifiée.

- **Application numérique :**

$$\begin{cases} m_x = \dfrac{M_x}{bh^2 f_{c28}} = \dfrac{45\ 498.5}{5 \times 5^2 \times 27 \times 10^3} = 0.01348 \\ m_y = \dfrac{M_y}{hb^2 f_{c28}} = \dfrac{44\ 296.1}{5 \times 5^2 \times 27 \times 10^3} = 0.01312 \\ n = \dfrac{N}{bhf_{c28}} = \dfrac{26\ 366.7}{5 \times 5 \times 27 \times 10^3} = 0.03906 \end{cases}$$

D'après l'abaque: $\boldsymbol{\omega}$ **=0.06**

- **Direction longitudinal: ($\boldsymbol{\eta = \infty\ et\ \omega = 0.06}$)**

Application numérique:

$$Fa = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} \quad \text{..... (VIII.11)}$$

$$Fa = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0.06 \times 5 \times 5 \times 27}{500} = 810\ cm^2$$

As (cote b): 0.2Fa=162 cm²

As (cote h): 0.3Fa= 243 cm²

Direction transversal: ($\boldsymbol{\eta = 0\ et\ \omega = 0.06}$)

$$Fa = \frac{0.06 \times 5 \times 5 \times 27}{500} = 810\ cm^2$$

As (cote b): 0.2Fa=162 cm² donc en prend **52HA20**

As (cote h): 0.3Fa= 243 cm² donc en prend **50HA25**

Avec espacement entre armatures S_t = 17.5 cm

Condition de non fragilité :

$$\mathbf{As_{min} \geq 0.23hb\frac{f_{tj}}{f_e}} \quad \text{..... (VIII.12)}$$

$$\mathbf{As_{min} \geq 25.53\ cm^2}$$

Cette condition est bien vérifiée.

- **Ferraillage transversal :**

La section $\mathbf{A_t}$ d'une barre transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres $\mathbf{A_L}$, doit satisfaire à la condition suivante :

$$\boldsymbol{A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 f_{et}} \times \frac{S_t}{100}}$$

Avec :

St : l'espacement des armatures transversales exprimé en mm.

h : hauteur utile.

$$St = Min(24\Phi_t; 8\Phi_l; 0.25\text{d}) = 16\ \text{cm}$$

- **At** sur le côté **h** **24.54 cm²** **2 cadres HA16**
- **At** sur le côté **b** **16.34 cm²** **2 cadres HA12**

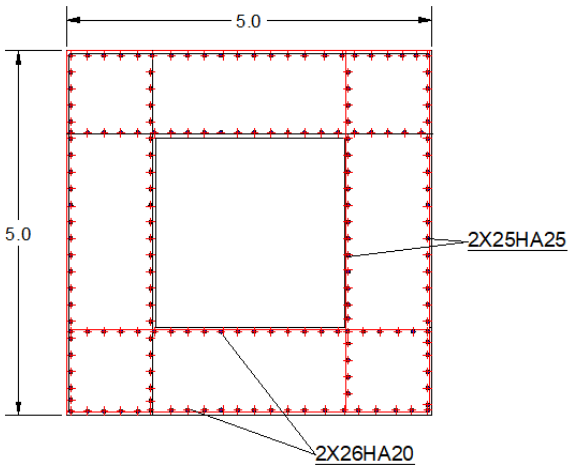


Figure 76: Ferraillage de pile à la base

IX.2.8.Ferraillage de la pile 04

IX.2.8.1.etude du chevêtre

Le chevêtre est considéré comme une poutre qui travaille en flexion simple. La poutre est modélisé par un élément barre. Les fûts sont modélisés par des appuis simples et un appui double.

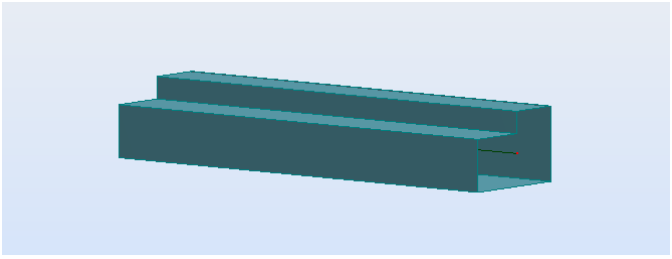


Figure 77: modèle chevêtre.

- **Calculs des sollicitations :**

Pour simplifier, on prend les réactions maximales provenant du tablier sous la forme des charges réparties sur le chevêtre, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 101: calcul des chrarges sur le chevêtre

charges	Réaction(KN)	Charge (KN/ml)
Cp+CCp	10396.08	924.10
Al	1630.85	144.96
Bc	1125.47	100.04
Mc120	1026.26	91.22
D240	1837.70	163.35

Les combinaisons de charges sont définies au niveau du **chapitre IV**.

Résultats de calculs:

Moment max à l'ELU:

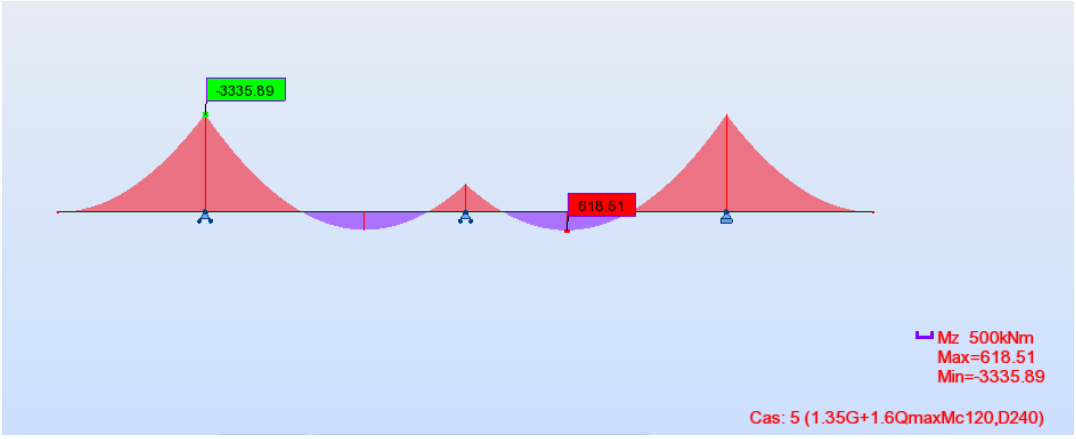


Figure 78 :moment max a L'ELU agissant sur le chevêtre

Moment max à l'ELS:

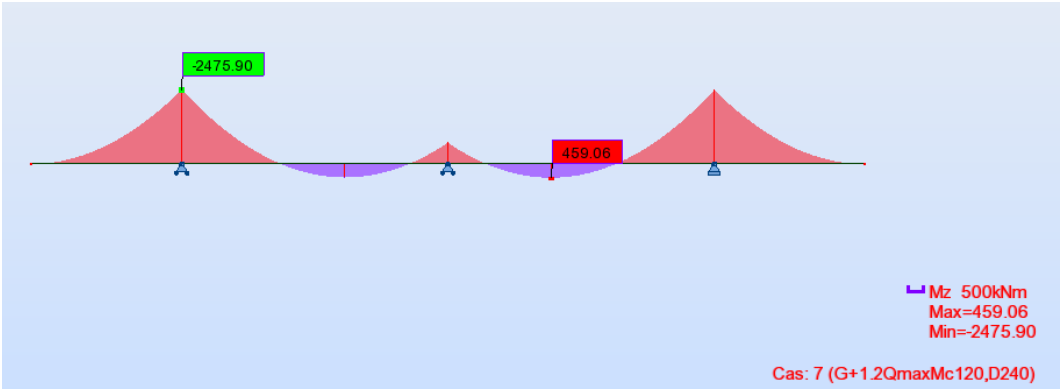


Figure 79: moment max a L'ELU agissant sur chevêtre.

- **ferraillage du chevêtre :**

E, utilisant le logiciel **EXPERT BA** on trouve les résultats suivants :

Tableau 102:ferraillage du chevêtre.

	Moment max	Section As	Ferraillage retenue
Sur appui	2475.9	69.8	15HA25
Section médiane	459.06	42.6	14 HA20

- **Ferraillage transversal :**

Effort tranchant max a l'ELU : $\mathbf{T_{max\ ELU}=3572.36\ KN.}$

On utilise **EXPERT BA** on trouve : 2 cadre **HA16** avec **St =10** cm en zone critique et **St= 30 cm** en zone courante.

- **Armatures de construction :**

$\boldsymbol{A's = \frac{A_s}{3}}$ on prend **12 HA16 St=15 cm.**

IX.2.8.2.Etude des fûts

Les fûts sont considérés comme des poteaux travaillant en flexion composée, les efforts agissants sur les fûts sont montrés sur **annexe(4).**

Les combinaisons qui donnent les efforts max sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau 103:efforts maximaux agissants sur les fûts.

	combinaison	N	T	M
ELS	G+1.2Bc+0.6Ht+Hflv	5 078.44	136.12	2 377.78
ELU	1.35G+1.6Bc+0,9T+Hflv	6 846.82	159.96	3 709.93
ELA	E2	4 757.0	825,80	8 052.21

- **Ferraillage des fûts :**

As=49.8 cm^2 on prend **11HA25** avec **St=16 cm.**

Armatures de construction : $\boldsymbol{As' = \frac{A_s}{3}}$ on prend **11HA14 avec St=16 cm.**

Armatures transversales à L'ELU

On prend des cadres **HA12** Avec **St=15 cm** en zone critique Et **St= 30 cm** en zone courante.

(Pour les détails de calculs voir **l'annexe 6**).

IX.2.9.Etude de la culée

IX.2.9.1.Pré-dimensionnement de la culée

Tableau 104:prédimensionnement de la culée.

Elément de la culée	Rôle	Dimension
Mur de garde grève	Séparation du remblai de l'ouvrage.	h_{mg}=2.33 m e_{mg}=0.55 m
Sommier d'appui	L'élément sur lequel repose l'about du tablier	l_{sa}=11.25 m e_{sa}=1.25 m

Mur cache	Protection des appareils d'appui	e_{mc}=0.20 m h_{mc}=2.33 m
Mur de front	Transmission des charges verticales et soutien des remblais.	e_{mf}=2.2 m h_{mf}=8.76 m $e_{sommier\ d'appui}$=1.25
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais.	h_{mr}=11.00 m e_{mr}=0.60 m l_{mr}=12.14 m
Corbeau	Appui pour la dalle de transition	B_c= 0.4 m b_c= 0.4 m h_c= 0.8 m
Dalle de transition	Transition d'un milieu rigide vers un milieu semi rigide	e_{dt}= 0.3 m l_{dt}= 4.5 m l_{dt}= 9.95 m
Semelle	Supportant le poids propre de la culée et les charges dues au tablier.	es= 2.5 m ls= 9.6 m ls= 11.25 m

IX.2.9.2.Evaluation des efforts de poussées

D'après le RPOA, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule suivante :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2(\theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi)\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos(\theta)\cos(\beta)}}\right]^2} \ldots\ldots\ldots\

La valeur des poussées des terres sur la culée agissante à une hauteur H et une largeur L est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{F_{ah} = \frac{1}{2}\gamma(1 \pm K_v)K_{ad} \times H^2} \ldots\ldots\ldots\

F_{flv} (retrait +fluage)	/	87.6	/	-8.06	/	-986.38
F température	/	36	/	-8.06	/	-405.36
$F_{freinage}$ A(l)	/	28.95	/	-8.06	/	-325.98
$F_{freinage}$ Bc	/	75	/	-8.06	/	-844.50

Remarque :

Le calcul des efforts a été fait par rapport à un point situé :

En bas du mur frontal.

Au milieu du mur frontal.

Les combinaisons d'actions sont résumées au niveau de **l'annexe (4).**

IX.2.9.3.Ferraillage des éléments de la culée

IX.2.9.3.a.Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle. Il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement par: les charges permanentes, le poids propre de la superstructure, les poussées des terres, la surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitation).

- **Combinaison d'actions**

Les résultats des combinaisons les plus défavorables sont montrés dans le tableau suivant : (détail de calcul **voir annexe 4).**

Tableau 107: Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.

Cas	N (KN)	T (KN)	M (KN.m)	N (KN/ml)	M (KN.m/ml)
ELS max	13126.87	2604.15	-18733.12	1166.83	-1665.17
ELU max	17721.28	4486.07	-32395.27	1575.22	-2879.58
ELA max	22013.13	2346.12	12475.19	1956.72	1108.19

- **Ferraillage mur frontal**.

Ferraillage vertical :

Avec logiciel de calcul **EX PERT BA** on trouve $\mathbf{A_s = 22.0\ cm^2}$ On prend **5HA25/ml** avec **St=20cm.**

Ferraillage horizontal : Ast = As/4 ; Soit : **5HA12/ml** avec **St=20 cm.**

Armature de construction : A's = As/3 ; Soit : **5HA14/ml** avec **St=20 cm**

IX.2.9.3.b.Ferraillage du mur garde grève

- **Evaluation des efforts :**

Moments des poussées des terres :

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \; et \; P = \frac{1}{2}\gamma K_a H^2 L \text{.....(VIII.16)}$$

Avec H : la hauteur des remblais. **H=2.33 m**

K_a : est le coefficient de poussées des terres. **K_a=0.33**

L : la longueur des remblais **L=1 ml**.

$M_{p\text{-}ELS}$ =13.91 KN.m

$M_{p\text{-}ELU}$ =18.78 KN.m

Moment due à la force de freinage M_{fbc}:

$$M_f = \frac{2\mu PH}{0.25 + 2H} \text{ ..... (VIII.17)}$$

μ : le coefficient de pondération**, $\mu = 1.6$ a L'ELU, et $\mu = 1.2$ à L'ELS.**

$M_{p\text{-}ELS}$=68.33 KN.m

$M_{p\text{-}ELU}$ =91.11KN.m

Poussée d'une charge située en arrière du mur garde grève :

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx \text{ ..... (VIII.18)}$$

avec : $K = K_a \times B_c \times \delta \times \gamma$

γ : Coefficient de pondération.

Bc : Coefficient de pondération du système Bc.

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblais.

h : hauteur du mur garde grève.

$M_{p\text{-}ELS}$=41.27 KN.m

$M_{p\text{-}ELU}$ =55.03 KN.m

- **Combinaisons d'action sur le mur garde grève :**

$M_{ELS}=M_G+1.2M_Q$ =123.52KN.m

M_{ELU}=1.35M_G+1.6M_Q=164.93 KN.m

- **Ferraillage du mur garde grève :**

Le mur garde grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est jugée préjudiciable.

EXPERT BA : **As=10.7 cm²** en prends **6 HA16/ml** avec un espacement de **17.5 cm**.

Armatures horizontales $A_{st} = \frac{A_s}{4}$; soit 6HA10/ml avec St=17.5 cm.

Armatures de construction $A'_s = \frac{A_s}{3}$; soit 6HA10/ml avec St=17.5 cm.

IX.2.9.3.c.Dalle de transition

La dalle de transition sert à uniformiser le tassement. Elle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités. On évalue les efforts sur 1 ml les la dalle.

-Remblais : **$G_{remblais}$=20×0.83** en prends **$G_{remblais}$=16.6 KN/ml.**

-Poids propre de la dalle : **G_{pDalle} =25×0.3** en prends **G_{pDalle}=7.5 KN/ml.**

-Revêtement : 0.08*24=**1.92 kn/ml.**

-Surcharges d'exploitation : **Q= 10 KN/ml.**

- **Combinaisons d'action sur la dalle de transition :**

Tableau 108 :combinaisons d'actions sur la dalle de transition.

Etat	combinaison	Moment(KN.m)	Effort tranchant(KN)
ELU	1.35G+1.6Q	129.42	112.79
ELS	G+1.2Q	106.36	85.55

- **Ferraillage de la dalle de transition :**

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable :

Avec **EXPERT BA** : **As =19.5 cm²**. **7HA20/ml** avec un espacement de **15 cm**.

-Armatures longitudinales inférieures et supérieures :

7 HA12 avec un espacement de **15 cm** nappe supérieure et inférieure.

-Armatures de construction supérieures transversales :

$A'_s = \frac{A_s}{3}$ on prend **7 HA10 /ml st= 15 cm.**

IX.2.9.3.d.Corbeau d'appui de la dalle de transition

On considère que le corbeau est un appui pour la dalle de transition. Donc, il est soumis uniquement à la réaction de la dalle de transition.

- **Evaluation des efforts :**

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{R_{rem} = \frac{ql}{2}} \quad \ldots\ldots\ldots\

$A'_s = \frac{A_s}{3}$ on prend **4HA12/ml.**

IX.2.10.Etude des fondations

La semelle a pour but de transmettre les efforts au sol à l'intermédiaire des pieux. Pour notre ouvrage, les semelles ont les dimensions suivantes :

Tableau 109:dimensions des semelles.

Semelles			
	Sous la pile 03	Sous la pile 04	Sous la culée 03
Longueur (m)	9.6	11.25	11.25
Largeur (m)	9.6	6	9.6
Epaisseur (m)	2.6	2.6	3.2

IX.2.10.1.Calcul des sollicitations

Le calcul des sollicitations est évalué au niveau de **l'annexe (4)**.

Le tableau suivant résume les combinaisons de charges qui donnent les efforts les plus défavorables :

Tableau 110:les sollicitations les plus défavorables sur les fondations.

	Sous la pile intermédiaire P03			Sous la pile de rive P04			Sous la culée de rive C03		
Etat	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)	N(K)	H(KN)	M(KN.m)	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELS	34798.1	404.1	5217.01	19661.6	330.9	6262.7	3239.6	573.8	2017.7
ELU	46921.7	522.9	6750.42	26510.6	376.2	9595.7	3994.9	1016.8	3575.6
ELA	27982.1	1553.3	18709.3	15216.9	1069.9	8853.6	1584.2	1441.6	5069.2

IX.2.10.2.Etude des pieux

Le nombre des pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu isolé. Cette dernière est donnée par le rapport géotechnique :

$$N_p = \frac{N_{max}}{Q_p} \quad \text{(VIII.22)}$$

Avec :

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS.

Q_p : capacité portante d'un pieu à l'ELS.

Tableau 111 :nombre de pieux sous la semelle.

Cas de la pile intermédiaire P03		Cas de pile en travée de rive P04		Cas de pile en travée de rive C03	
N_{max}(KN)	34798.14	Nmax	19661.66	Nmax	31907.5
Q_p(KN)	5350	Q_p	5695	Q_p	5348
N_p	9	N_p	6	N_p	9
On prend :	**9 pieux de 16 m**	On prend :	**6 pieux de 12m de profendeur**	On prend :	**9 pieux de 11.5 m de profendeur**

- **Effort revenant à chaque pieu :**

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \times x}{\sum x^2} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (VIII.23)$$

Avec :

n : le nombre de pieux.

N : effort normal.

M_x, M_y : moments dans les sens x et y.

x =y=1.8m : la distance entre l'axe de la semailles et les pieux.

Tableau 112:les valeurs de N_{min} et N_{max} pour les combinaisons les plus défavorables.

	Cas de la pile 03				Cas de la pile 04			
Etat	N_{max}	N_{min}	$Q_{p,min}$	$Q_{p,max}$	N_{max}	N_{min}	Q_{pmin}	Q_{pmax}
ELS	4107.99	3384.6	-2220	5257	2528.25	1769.38	-1869	4967
ELU	5526.04	4451.8	-3171	6992	3461.45	2176.48	-2669	6737
ELA	5642.58	299.00	-3415	8157	4914.10	-71.95	-2875	7860

Cas de la culée				
	N_{max}	N_{min}	$Q_{p,min}$	$Q_{p,max}$
ELS	3755.15	3077.96	-1212	4035
ELU	7391.05	3965.80	-1732	5648
ELA	5259.97	1523.42	-1865	6589

- **Cas de la pile 03 :**

$N_{max\text{-}els}$=4107.99 KN < $Q_{p,max}$ =5257 KN

$$N_{max\text{-}ela}=5642.58\ KN < Q_{p,max}=8157\ KN$$

Alors pas de risque de poinçonnement :

$$N_{min\text{-}els}=3384.65\ KN > Q_{p,min}=-2220\ KN$$

$$N_{min\text{-}ela}=299.00\ KN > Q_{p,min}=-3415\ KN$$

Donc pas de risque de soulèvement.

- **Cas de la pile 04 :**

$$N_{max\text{-}els}=2528.25KN < Q_{p,max}=4967\ KN$$

$$N_{max\text{-}ela}=4914.10\ KN < Q_{p,max}=7860KN$$

Alors pas de risque de poinçonnement :

$$N_{min\text{-}els}=1769.38\ KN > Q_{p,min}=-1869\ KN$$

$$N_{min\text{-}ela}=-71.95\ KN > Q_{p,min}=-2875\ KN$$

- **Cas de la culée :**

$$N_{max\text{-}els}=3755.15KN < Q_{p,max}=4035KN$$

$$N_{max\text{-}ela}=5259.97KN < Q_{p,max}=6589KN$$

Alors pas de risque de poinçonnement :

$$N_{min\text{-}els}=3077.96KN > Q_{p,min}=-1212KN$$

$$N_{min\text{-}ela}=1523.42KN > Q_{p,min}=6589KN$$

IX.2.10.3.Etude des semelles

- **IX.2.10.3.a.feraillage des semelles**

On utilise la méthode des bielles pour l'évaluation du ferraillage, cette méthode est conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \dfrac{L}{2} - \dfrac{b}{4} \end{cases} \dots\dots\dots\

b : épaisseur de la pile.

Tableau 113:vérification des conditions de la méthode des bielles.

Pile 03		Pile 04		Culée	
L(m)	7.2	L(m)	1.8	L(m)	7.2
b(m)	5	b(m)	1.8	b(m)	2.2
H(m)	2.6	H(m)	2.6	H(m)	3.2
d'(m)	0.1	d'(m)	0.1	d'(m)	0.1
h(m)	2.5	h(m)	2.5	h(m)	3.1
$\frac{L}{2}-\frac{b}{4}\ (m)$	2.35	$\frac{L}{2}-\frac{b}{4}\ (m)$	1.35	$\frac{L}{2}-\frac{b}{4}\ (m)$	3.05
$\alpha_1=\alpha_2$ $=arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right)(°)$	46.8	$\alpha_1=\alpha_2$ $=arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right)(°)$	61.6	$\alpha_1=\alpha_2$ $=arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right)(°)$	45.49
conditions	**vérifiés**	conditions	**vérifiés**	conditions	**vérifiés**

En se référant au document **SETRA,** la section d'armatures transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles :

$$A_S=\frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_a}\times\frac{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}{h} \quad \text{(VIII.25)}$$

Application Numérique :

Cas de la pile 03

$N_{Max\text{-}ELS}$ = 4.11MN ;

$N_{Max\text{-}ELA}$ = 5.64 MN ;

$\overline{\sigma_a(els)}=\frac{2}{3}f_e$ = 333.33MPa ;

$\overline{\sigma_a(ela)}=f_e$ = 500 MPa ;

$A_{s\text{-}ELS}$ = 77.23 cm^2 ;

$A_{s\text{-}ELA}$ = 106.08 cm^2.

Cas de la pile 04

$N_{Max\text{-}ELS}$ = 2.53 MN ;

$N_{Max\text{-}ELA}$ = 4.91 MN ;

$\overline{\sigma_a(els)}$ = 333.33MPa ;

$\overline{\sigma_a(ela)}$ = 500 MPa ;

$A_{s\text{-}ELS}$ =40.96 cm^2 ;

$A_{s\text{-}ELA}$ = 53.07 cm^2.

Cas de la pile 03

$N_{Max\text{-}ELS}$ = 3.76MN ;

$N_{Max\text{-}ELA}$ = 5.26 MN ;

$\overline{\sigma_a(els)}=\frac{2}{3}f_e$ = 333.33MPa ;

$\overline{\sigma_a(ela)} = f_e = 500$ MPa ;

$As\text{-}_{ELS} = 73.89\ cm^2$;

$As\text{-}_{ELA} = 103.5\ cm^2$.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $\mathbf{L = H + \Phi_{pieu}}$.

- **Pour la semelle sous la pile 03**.

Armatures transversales inférieure :

$As = As\text{-}_{ELA}/3.6 = 106.08\ cm^2/3.6$; Soit : **22HA25**, avec un espacement de **17 cm.**

Armatures transversales supérieure :

$As_2 = As/3 = 35.36\ cm^2/3.6$; Soit : **22HA16**, avec un espacement de **17 cm.**

Armatures longitudinales inférieure :

$As_1 = As/2 = 53.04\ cm^2/3.6$; Soit : **18HA20**, avec un espacement de **20 cm.**

Armatures longitudinales supérieure :

$As_3 = As/4 = 26.52\ cm^2/3.6$; Soit : **18HA14**, avec un espacement de **20 cm**.

Armatures latérales :

$As_4 = As/10 = 10.6\ cm^2/2.6$; Soit : **10HA12**, avec un espacement de **25 cm**.

- **Pour la semelle sous la plie 04** :

Armatures transversales inférieure :

$As = As\text{-}_{ELs}/3.6 = 53.07\ cm^2/3.6$; Soit : **17HA20**, avec un espacement de **20 cm.**

Armatures transversales supérieure :

$As_2 = As/3 = 17.69\ cm^2/3.6$; Soit : **17HA12**, avec un espacement de **20 cm**.

Armatures longitudinales inférieure :

$As_1 = As/2 = 26.53\ cm^2/3.6$; Soit : **14HA16**, avec un espacement de **25 cm.**

Armatures longitudinales supérieure :

$As_3 = As/4 = 13.26\ cm^2/3.6$; Soit : **14HA12**, avec un espacement de **25 cm**.

Armatures latérales :

$As_4 = As/10 = 5.3\ cm^2/2.6$; Soit : **14HA12**, avec un espacement de **20 cm**.

- **Pour la semelle sous la culée** :

Armatures transversales inférieure :

As = As-$_{ELs}$ /3.6=103.5 cm^2/3.6 ; Soit : **22HA25**, avec un espacement de **17 cm.**

Armatures transversales supérieure :

As$_2$ = As/3=34.5 cm^2/3.6 ; Soit : **22HA16**, avec un espacement de **17 cm**.

Armatures longitudinales inférieure :

As$_1$ = As/2=51.75 cm^2/3.6 ; Soit : **18HA20**, avec un espacement de **20 cm.**

Armatures longitudinales supérieure :

As$_3$ = As/4= 25.87 cm^2/3.6 ; Soit : **18HA14**, avec un espacement de **20 cm**.

Armatures latérales :

As$_4$ = As/10=10.35 cm^2/3.2 ; Soit : **13HA12**, avec un espacement de **25 cm.**

IX.2.10.4.Etude des pieux

IX.2.10.4.a. Actions sur les pieux

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

$$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_u b y = 0 \quad \text{(VIII.26)}$$

Avec :

b : diamètre du pieu ;

C$_U$: module de réaction du sol ;

y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}} \quad \text{(VIII.27)}$$

Avec

α : Longueur élastique du pieu ;

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section. Ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

- **Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} \quad \text{.....(VIII.28)}$$

Application Numérique :

C_u = 30 MN/m^3 ;
E = 33 000 Mpa;
b = 1,20 m ;
I = 0,102 m^4 ;
λ =0.228;
D'où : **λL = 3.65.**

D'où on tire les valeurs de $(X_\varphi^H, X_\varphi^M)$ à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 6 \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1.22 \\ X_\varphi^M = 1.52 \end{cases}$$

- **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :**

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

$$\bar{M} = - \frac{X_\varphi^H}{X_\varphi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} \quad \text{.....(VIII.29)}$$

Tableau 114 : Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

	Cas de la pile P03			Cas de la P04		
Etat	H_{max} (KN)	$\bar{P}$ (KN/pieu)	$\bar{M}$(KN.m)	H_{max} (KN)	$\bar{P}$ (KN/pieu)	$\bar{M}$ (KN.m)
ELU	71.92	4580.63	254.41	79.98	2334.30	290.03
ELS	55.27	3384.65	195.50	68.11	1769.38	246.97
ELA	496.30	2104.62	1755.59	484.08	1601.30	1755.35
Cas de la culée C02						
Etat	H_{max} (KN)	$\bar{P}$ (KN/pieu)	$\bar{M}$ (KN.m)			
ELU	1016.78	3994.87	3575.59			
ELS	573.76	3239.56	2017.66			
ELA	1441.53	1584.20	5069.23			

IX.2.10.4.b.Ferraillage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

- **Cas de la pile 03 :** A_s **= 36.4** cm² Donc : on prend **19HA16**.

Pour les armatures transversales, on prend des cercles **HA12** avec un espacement de 30 cm en zone courante et 15 cm dans la zone de critique.

- **Cas de la pile 04 :** A_s = **45.7** cm² Donc : on prend deux nappe de **23HA16**.

Pour les armatures transversales, on prend des cercles **HA12** avec un espacement de 30 cm en zone courante et 15 cm dans la zone de critique.

- **Cas de la culée :**

  A_s **= 146.5** cm² Donc : on prend **19HA32**. Avec espacement de 17.5 cm.

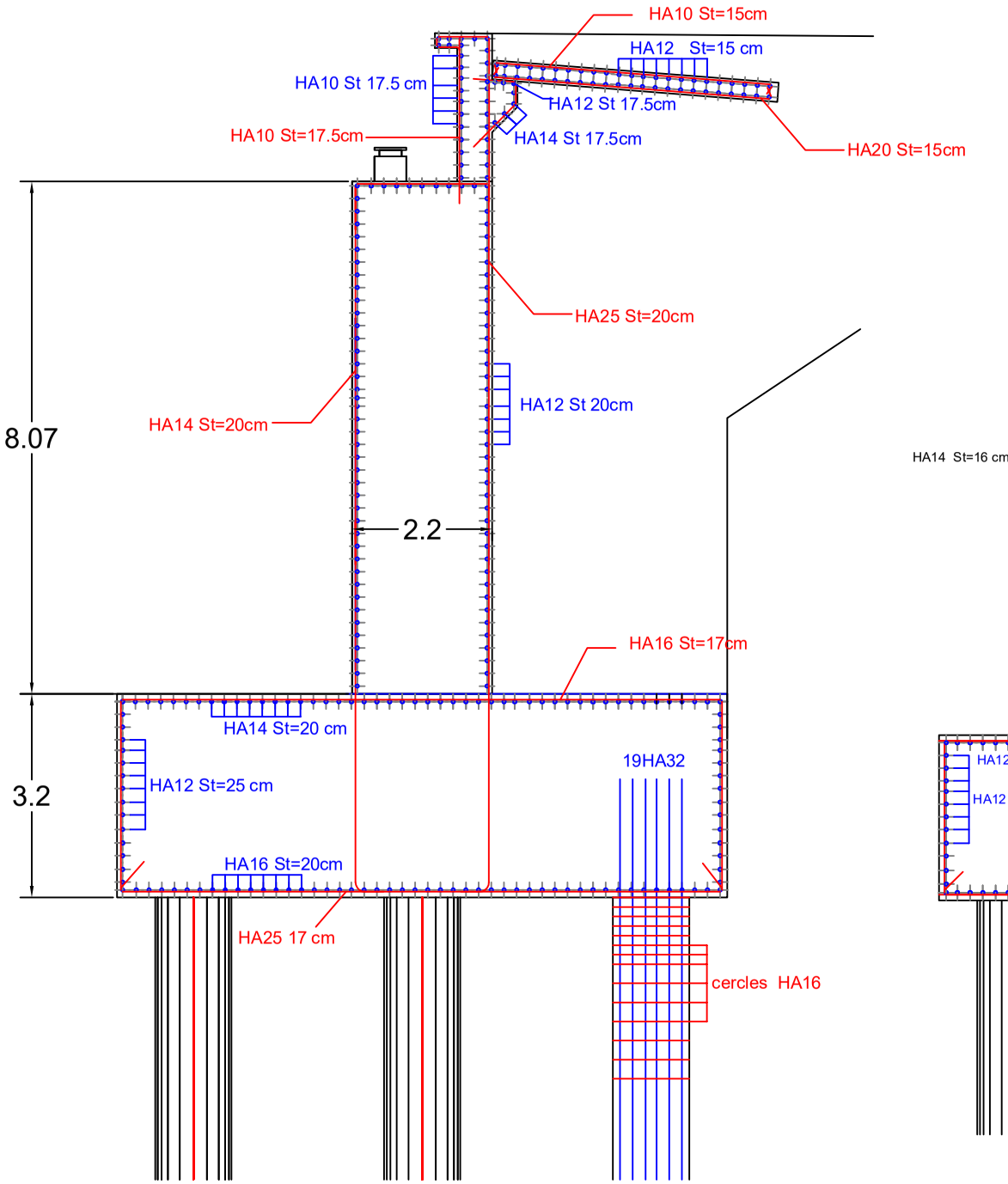
Pour les armatures transversales, on prend des cercles **HA16** avec un espacement de **30 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de critique.

IX.3.Conclusion

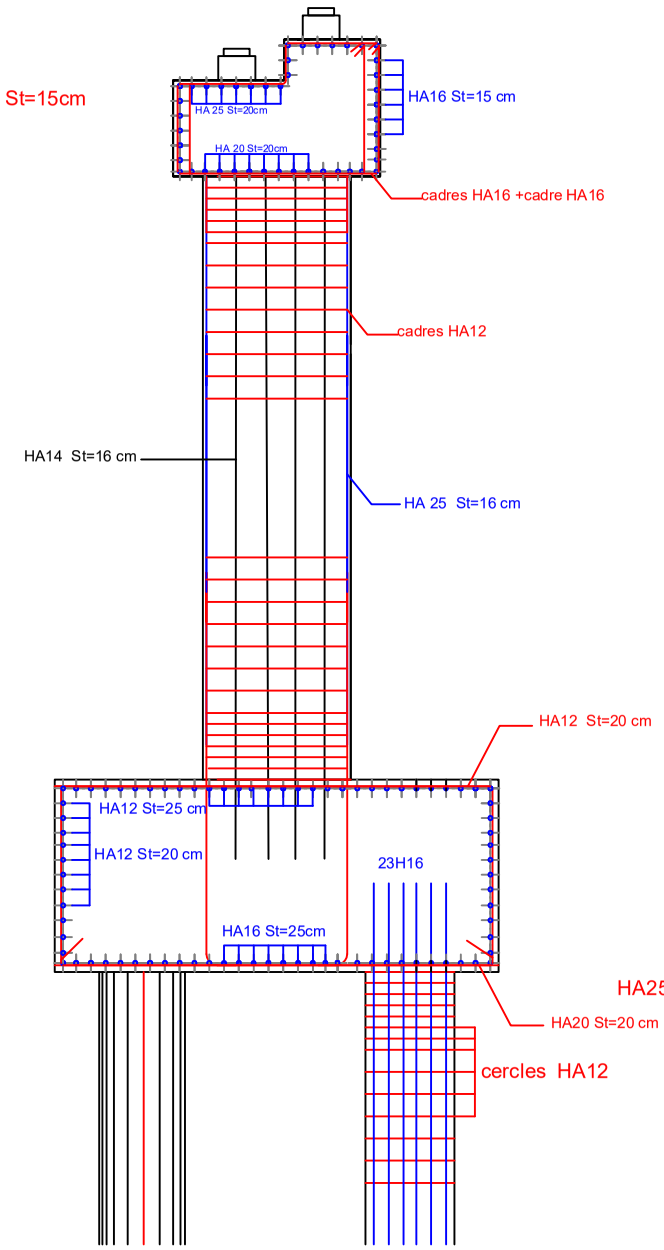
Les piles et les culées représentent une partie indissociable d'un pont. Son rôle est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier que ce soit encastré sur ce dernier ou bien simplement appuyé.

Pour cela, le bon dimensionnement est indispensable dans l'étude de l'ouvrage. Le risque qui résulte d'un sous dimensionnement reste important et pourrait mener à la ruine du pont.

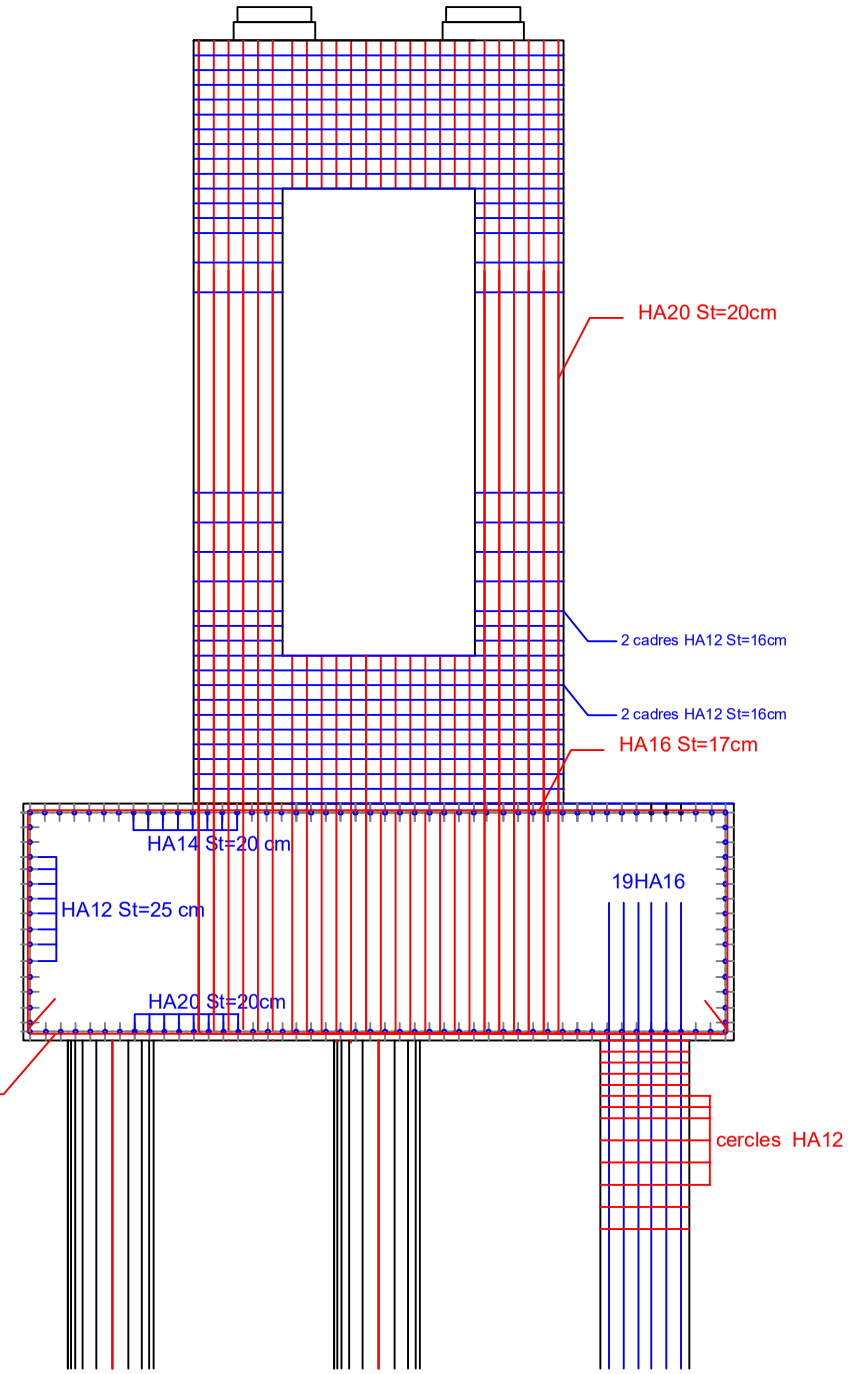
ferraillage de la culée



ferraillage de la pile 04



ferraillage de la pile04





CONCLUSION GENERALE



Conclusion générale

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses. Cela nous a permis de visualiser les différentes étapes à suivre pour l'étude des ponts construits en encorbellement successif et des ponts construits en poutres précontraintes par post-tension, en utilisant les règlements nécessaires.

Ce travail nous a donné aussi l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant nos parcours au sein de notre école.

En général, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieur tels que la résistance des matériaux, les différents procédés de la précontrainte ainsi que le calcul numérique.

Enfin, ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce que nous avons appris durant notre cursus et aussi une occasion pour intégrer dans le milieu professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

Document SETRA, **Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.**
Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (juin2003)
Document SETRA, **Ponts mixtes acier-béton**. *Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer (France), (septembre 2009).*
Document SETRA, **Ponts courants en zone sismique.** *Ministère de l'équipement, des transports,*
du logement, du tourisme et de la mer (France), (janvier 2000).
Béton précontraint *cours et exercices Mr. Abdelaziz Yazid, centre universitaire de Béchar (2005/2006).*
CHAUSSIN, R., & FUENTES, A., & LACROIX, R., & PERCHAT, J. ***La précontrainte****. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1992)*
CHAUSSIN. R. ***Béton précontraint****. Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France), (1992)*
Document SETRA *guide de conception des ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP.*
Conception des ponts *: par* **Anne BERNARD-GÉLY** *Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées Professeur à l'École nationale des ponts et chaussées Adjoint au directeur de la Sécurité et de la circulation routières et* **Jean-Armand CALGARO** *Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées Professeur à l'École nationale des ponts et chaussées et au Centre des hautes études de la construction Chef de la mission Recherche et réglementation du SETRA:*
KIBBOUA Abderrahmane, *(2018) « Cours des règles parasismiques applicables sur un pont». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.*
BENREDHOUANE Mustapha, *(2017) « Cours de Béton Armé ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.*
THONIER. H. Le béton précontraint aux états limites. *Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, (France), (1992).*
Tableaux de calculs EXEL réqlisés par l'ingénieur en traveaux publics Y :BABAKHOUYA. babakhouya_youcef@hotmail.fr
PFE :*CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT AU PK67+240 DE LA LIAISON AUTOROUTIERE SETIF BARIKA ,réalisé par* **FETTOUCHE Abdelaziz et SAADI MohammedMr. Encadré par Y.BABAKHOUYA**

ANNEXES

ANNEXE Master

Calcul de coefficient de répartition transversal K (moment fléchissant)

Tableau 1 : Valeur de Kαmoy pour un fiel de Système de charge Bc

	K1	K2	Kα moy
P1	1,0887	1,2390	1,164
P2	1,8224	1,5756	1,699
P3	2,6882	1,7501	2,219

Tableau 2. Valeur de Kαmoy pour deux fiel de Système de charge Bc

	K1	K2	K3	K4	Kα moy
P1	1,0887	1,2390	1,2570	1,2172	1,200
P2	1,8224	1,5756	1,4781	1,0489	1,481
P3	2,6882	1,7501	1,5419	0,8075	1,697

Tableau 3. Valeur de Kαmoy pour un tandem disposé transversalement de Système de charge Bt

	K1	K2	Kα moy
P1	1,1101	1,2480	1,179
P2	1,7993	1,5269	1,663
P3	2,5672	1,6460	2,107

Tableau 4. Valeur de Kαmoy pour deux tandem disposé transversalement de Système de charge Bt

	K1	K2	K3	K4	Kα moy
P1	1,1101	1,2480	1,2813	1,1325	1,193
P2	1,7993	1,5269	1,3310	0,8834	1,385
P3	2,5672	1,6460	1,2320	0,5956	1,510

Tableau 5. Valeur de Kαmoy pour un Système de charge MC120

	S (surface)	L (largeur chargée)	Kα moy	Axe de la charge
P1	2,3902	2	1,1951	2,65
P2	2,8927	2	1,4464	2,65
P3	3,2899	2	1,6449	2,65

Tableau 6. Valeur de Kαmoy pour un Système de charge D240

	S (surface)	L (largeur chargée)	Kα moy	Axe de la charge
P1	3,9901	3,200	1,2469	3,1
P2	5,0462	3,200	1,5769	2,1
P3	5,8700	3,200	1,8344	2,1

Calcul de moment a L/2

Tableau 7. Moment a L/2 pour Système de charge Bc

		M (t.m)	1/6 P		1/2 P		5/6 P	
			Kα moy	Mt (t.m)	Kα moy	Mt (t.m)	Kα moy	Mt (t.m)
BC	1 VOIE	76,12	1,164	88,60368	1,699	129,3279	2,219	168,9103
	2 VOIE	141	1,2	169,2	1,481	208,821	1,697	239,277

Tableau 8. Moment a L/2 pour Système de charge Bt

		M (t.m)	1/6 P		1/2 P		5/6 P	
			Kα moy	Mt (t.m)	Kα moy	Mt (t.m)	Kα moy	Mt (t.m)
BT	1 VOIE	46,02	1,179	54,22221	1,663	76,48137	2,107	96,90093
	2 VOIE	92.76	1,193	110,5792	1,385	128,3757	1,51	139,9619

Tableau 9. Moment a L/2 pour Système de charge MC120

	M (t.m)	1/6 P		1/2 P		5/6 P	
		Kα moy	Mt (t.m)	Kα moy	Mt (t.m)	Kα moy	Mt (t.m)
MC120	151,87	1,1951	181,4998	1,4464	219,6648	1,64495	249,8186

Tableau 10. Moment a L/2 pour Système de charge D240

	M (t.m)	1/6 P		1/2 P		5/6 P	
		Kα moy	Mt (t.m)	Kα moy	Mt (t.m)	Kα moy	Mt (t.m)
D240	246,94	1,2469	307,9095	1,5769	389,3997	1,8344	452,9867

Calcul de coefficient de répartition transversal Ɛ (effort tranchant) :

Tableau 11. Les valeurs de coefficient Ɛ pour α=0 et θ=0.55

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.077	0.122	0.165	0.200	0.215	0.200	0.165	0.122	0.077
b/4	-0.014	0.042	0.098	0.153	0.200	0.230	0.232	0.219	0.201
b/2	-0.083	-0.025	0.036	0.098	0.165	0.232	0.291	0.332	0.367
3b/4	-0.141	-0.084	-0.025	0.042	0.122	0.219	0.332	0.455	0.574
b	-0.196	-0.141	-0.083	-0.014	0.077	0.201	0.367	0.574	0.812

Tableau 12. Les valeurs de coefficient Ɛ pour α=1 et θ=0.55

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.073	0.104	0.145	0.207	0.303	0.207	0.145	0.104	0.073
b/4	0.053	0.075	0.103	0.145	0.210	0.309	0.215	0.153	0.106
b/2	0.044	0.060	0.080	0.110	0.156	0.224	0.326	0.230	0.159

3b/4	0.043	0.056	0.072	0.096	0.131	0.181	0.253	0.352	0.242
b	0.050	0.062	0.078	0.100	0.131	0.173	0.228	0.295	0.371

Tableau 13. Les valeurs de coefficient Ɛ pour α=0.21 et θ=0.55

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.075	0.118	0.161	0.201	0.234	0.201	0.161	0.118	0.075
b/4	0.017	0.057	0.099	0.151	0.202	0.246	0.228	0.188	0.158
b/2	-0.025	0.014	0.056	0.101	0.163	0.230	0.307	0.286	0.272
3b/4	-0.057	-0.020	0.020	0.067	0.124	0.202	0.296	0.408	0.422
b=1	-0.083	-0.048	-0.009	0.038	0.102	0.189	0.303	0.446	0.610

Tableau 14. Les coefficients Ɛα pour chaque poutre

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
1/6 b	0.036	0.077	0.120	0.168	0.213	0.231	0.206	0.165	0.130
1/2 b	-0.025	0.014	0.056	0.101	0.163	0.230	0.307	0.286	0.272
5/6 b	-0.066	-0.029	0.010	0.057	0.117	0.197	0.298	0.420	0.485

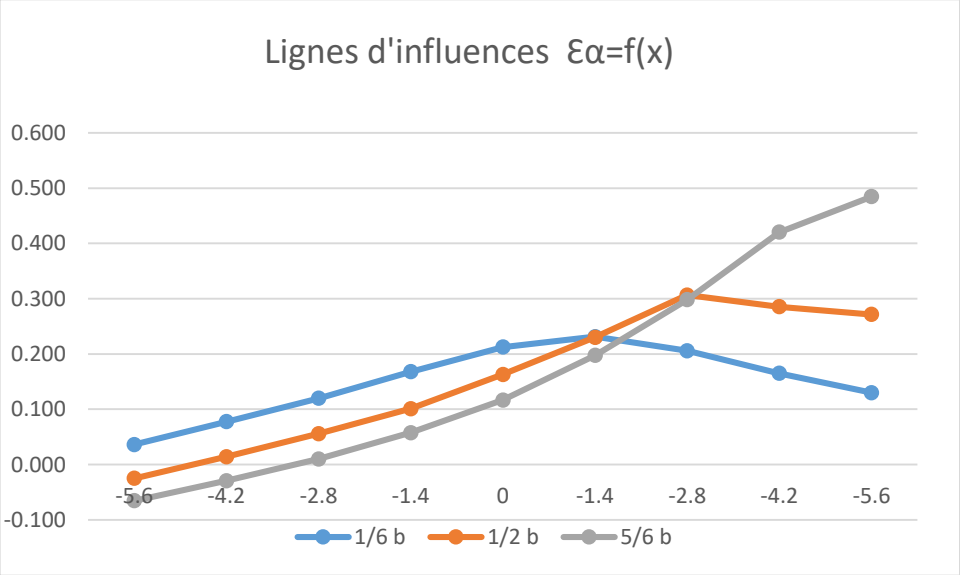


Figure 1. Lignes d'influences Ɛα=f(x)

Détermination de Ɛαmoy :

Tableau 15. Valeur de Ɛαmoy pour un voie de Système de charge AL

poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	Ɛαmoy
P1	0.906	4.375	0.207
P2	1.115	4.375	0.255
P3	1.141	4.375	0.261

Tableau 16. Valeur de Ɛαmoy pour deux voies de Système de charge AL

poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	Ɛαmoy
P1	1.526	8.750	0.174
P2	1.462	8.750	0.167
P3	1.292	8.750	0.148

Tableau 17. Valeur de Ɛαmoy pour un fiel de Système de charge Bc

	Ɛ1	Ɛ2	Ɛα moy
P1	0.155	0.209	0.182
P2	0.282	0.297	0.289
P3	0.439	0.285	0.362

Tableau 18. Valeur de Ɛαmoy pour deux fiels de Système de charge Bc

	Ɛ1	Ɛ2	Ɛ3	Ɛ4	Ɛα moy
P1	0.155	0.209	0.218	0.214	0.199
P2	0.282	0.297	0.269	0.169	0.254
P3	0.439	0.285	0.249	0.124	0.274

Tableau 19. Valeur de Ɛαmoy pour un tandem disposé transversalement de Système de charge Bt

poutre	Ɛ1	Ɛ2	Ɛα moy
P1	0.161	0.214	0.187
P2	0.284	0.283	0.283
P3	0.428	0.267	0.347

Tableau 20. Valeur de Ɛαmoy pour deux tandems disposé transversalement de Système de charge Bt

poutre	Ɛ1	Ɛ2	Ɛ3	Ɛ4	Ɛα moy
P1	0.161	0.214	0.231	0.193	0.200
P2	0.284	0.283	0.229	0.135	0.233
P3	0.428	0.267	0.196	0.090	0.245

Tableau 21. Valeur de Ɛαmoy pour un système de charge MC120

Poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	Ɛα moy	Axe de la charge
P1	0.395	2	0.198	2.65
P2	0.481	2	0.241	2.65
P3	0.540	2	0.270	2.65

Tableau 22.Valeur de Ɛαmoy pour un système de charge D240

Poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	Ɛα moy	Axe de la charge
P1	0.700	3.2	0.219	3.6
P2	0.890	3.2	0.278	2.1
P3	0.964	3.2	0.301	2.1

Tableau 23. Effort tranchant T pour un système de charge AL

		T(t)	1/6 P		1/2 P		5/6 P	
			Ɛα moy	$T_0(t)$	Ɛα moy	$T_0(t)$	Ɛα moy	$T_0(t)$
AL	1 VOIE	59.260	0.207	12.266	0.255	15.101	0.261	15.452
	2 VOIE	118.520	0.174	20.666	0.167	19.798	0.148	17.506

Tableau 24. Effort tranchant T pour un système de charge Bc

		T(t)	1/6 P		1/2 P		5/6 P	
			Ɛα moy	$T_0(t)$	Ɛα moy	$T_0(t)$	Ɛα moy	$T_0(t)$
BC	1 VOIE	45.400	0.182	8.265	0.289	13.121	0.362	16.430
	2 VOIE	84.100	0.199	16.749	0.254	21.366	0.274	23.054

Tableau 25. Effort tranchant T pour un système de charge Bt

		T	1/6 P		1/2 P		5/6 P	
			Ɛα moy	$T_0(t)$	Ɛα moy	$T_0(t)$	Ɛα moy	$T_0(t)$
BT	1 VOIE	16.250	0.187	3.045	0.283	4.606	0.347	5.643
	2 VOIE	65.430	0.200	13.058	0.233	15.227	0.245	16.035

Tableau 26. Effort tranchant T pour un système de charge MC120

	T	1/6 P		1/2 P		5/6 P	
		Ɛα moy	$T_0(t)$	Ɛα moy	$T_0(t)$	Ɛα moy	$T_0(t)$
MC120	107.240	0.198	21.191	0.241	25.802	0.270	28.939

Tableau 27. Effort tranchant T pour un système de charge D240

	T	1/6 P		1/2 P		5/6 P	
		Ɛα moy	$T_0(t)$	Ɛα moy	$T_0(t)$	Ɛα moy	$T_0(t)$
D240	174.350	0.219	38.117	0.278	48.513	0.301	52.534

Tableau 28. Combinaison de charge pour l'effort tranchant max

	effort tranchant max

Combinaison		1/6 P	1/2 P	5/6 P	MAX
ELS	G +1.2A(L)	87.517	86.475	83.725	87.517
	G +1.2Bc	82.816	88.357	90.383	90.383
	G +Mc120	83.909	88.520	91.657	91.657
	G +D240	100.835	111.231	115.252	115.252
ELU	1.35G+1.6A(L)	117.735	116.345	112.678	117.735
	1.35G+1.6Bc	111.467	118.854	121.555	121.555
	1.35G+1.35Mc120	113.277	119.502	123.736	123.736
	1.35G+1.35D240	136.128	150.162	155.590	155.590

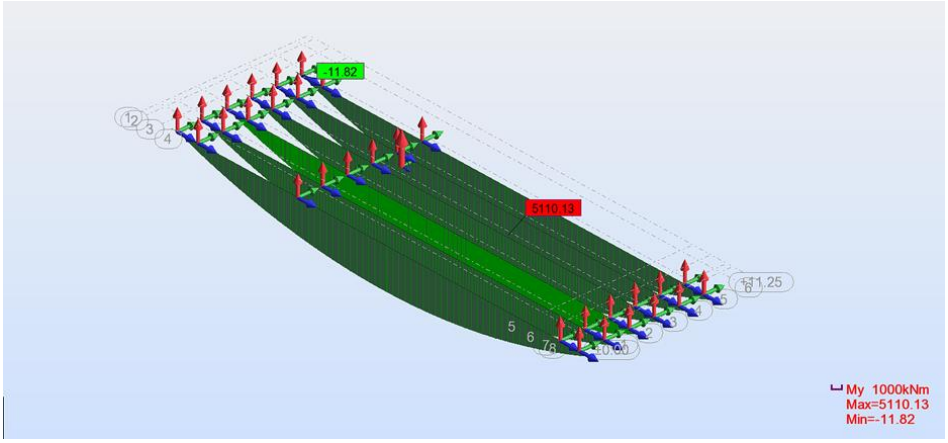


Figure 2. diagramme de moment sous poid propre

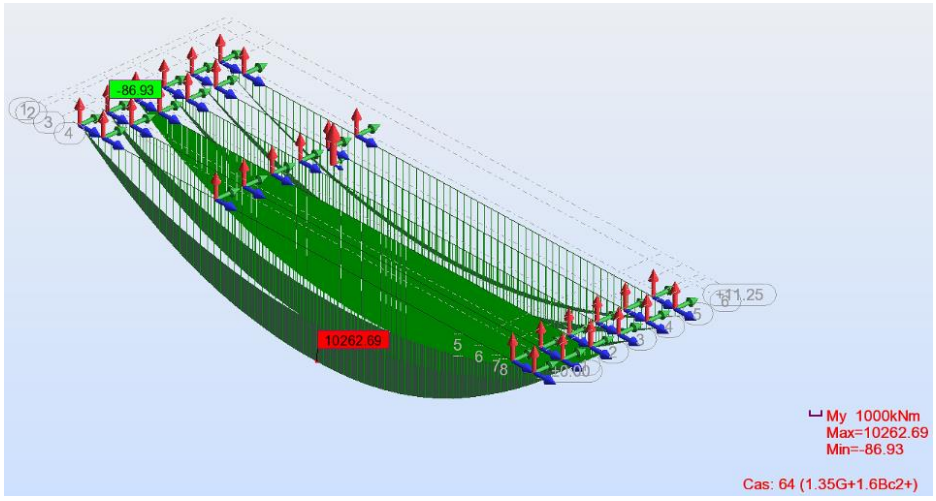


Figure 3 diagramme de moment sous la combinaison 1.35G+1.6Bc

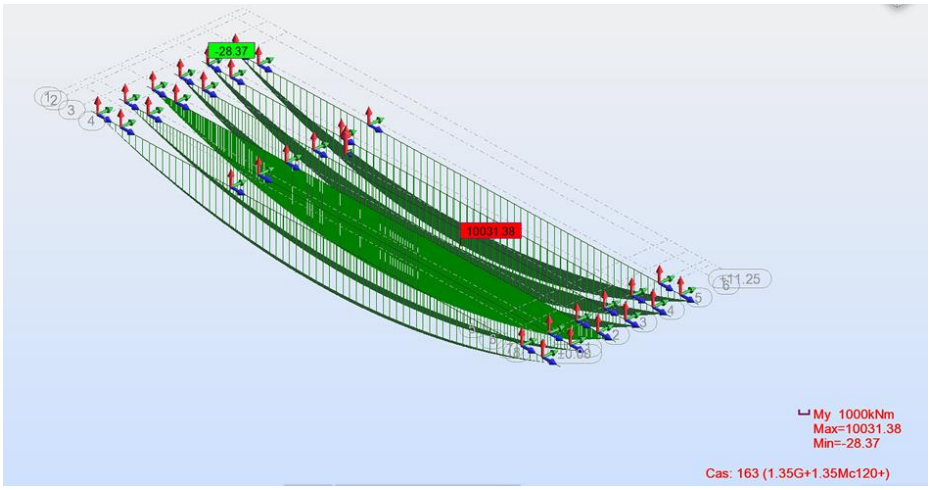


Figure 4: diagramme de moment sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120

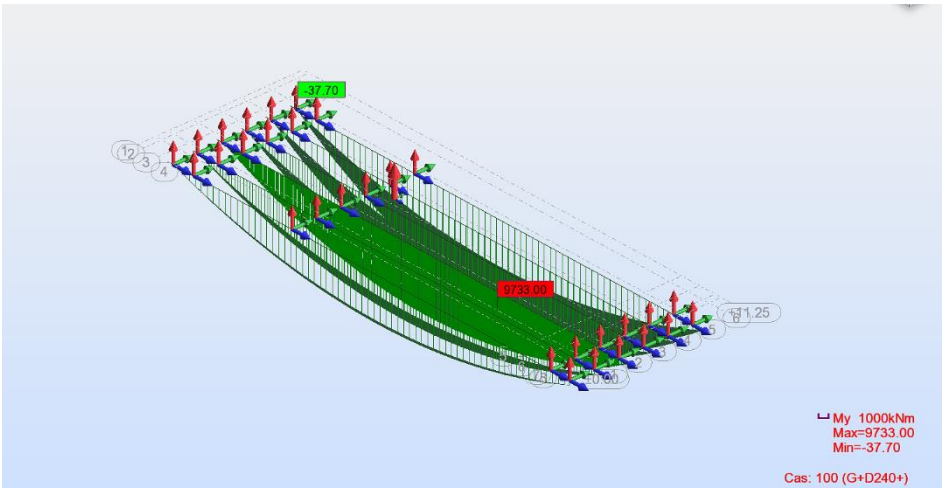


Figure 5: diagramme de moment sous la combinaison G+D240

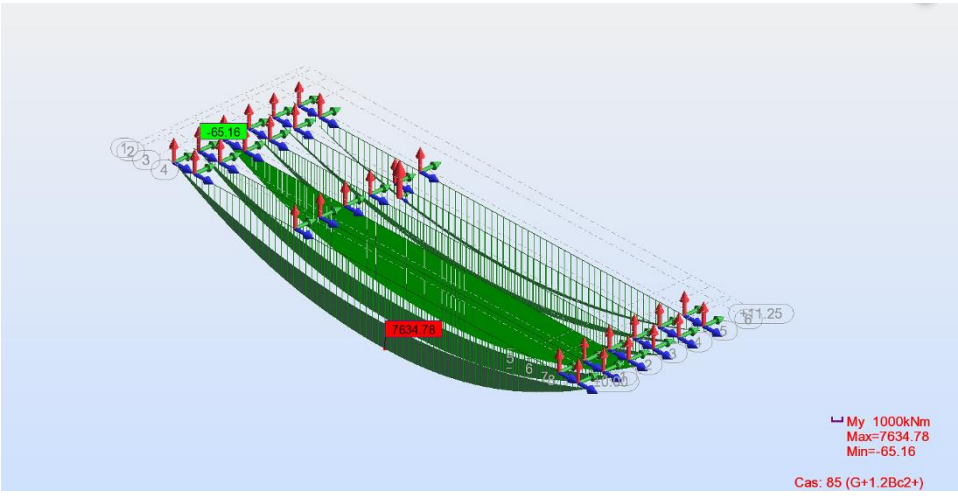


Figure 6 : diagramme de moment sous la combinaison G+1.2 Bc2

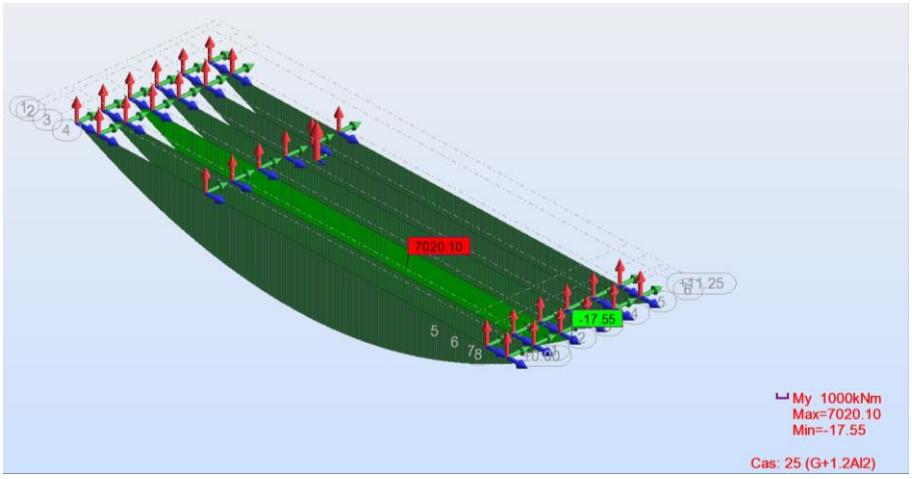


Figure 7: diagramme de moment sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120G+1.2 AL

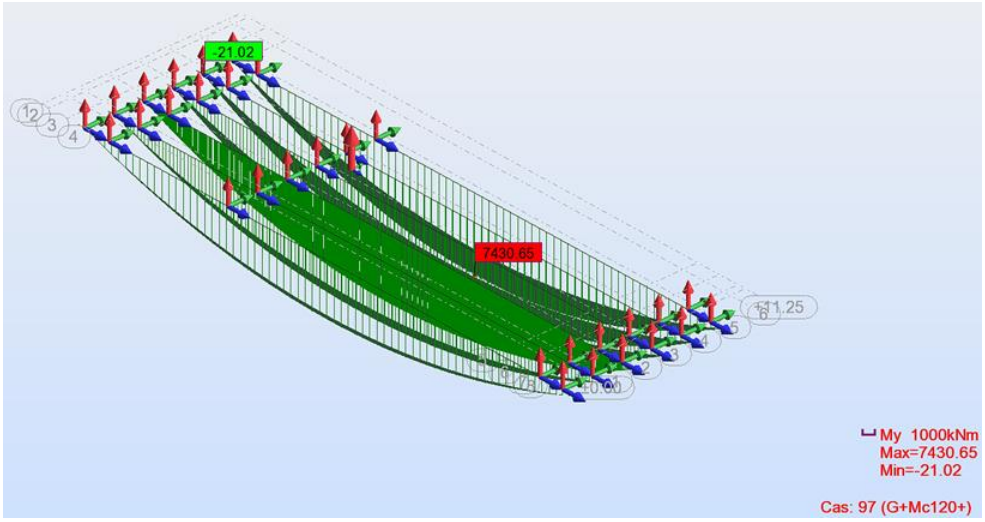


Figure 8 diagramme de moment sous la combinaison G+Mc120

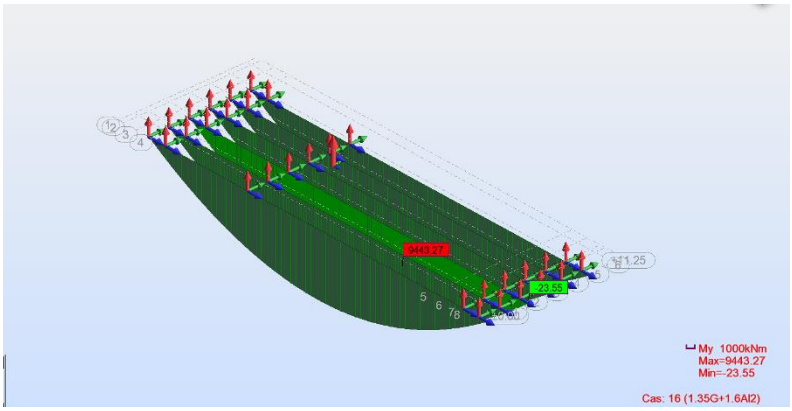


Figure 9. diagramme de moment sous la combinaison 1.35G+1.6AL2

$\theta = 0{,}50$	$\alpha = 0$								
	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	+0,6203	+0,8288	+1,0273	+1,1877	**+1,2575**	+1,1877	+1,0273	+0,8288	+0,6203
b/4	−0,0021	+0,3111	+0,6223	**+0,9226**	+1,1877	**+1,3721**	+1,4336	+1,4250	+1,3968
b/2	−0,5198	−0,1466	**+0,2317**	+0,6223	+1,0273	+1,4336	**+1,8038**	+2,0981	+2,3613
3 b/4	−0,9828	−0,5703	−0,1466	+0,3111	+0,8288	+1,4250	+2,0981	**+2,8125**	+3,5140
b	**−1,4286**	−0,9828	−0,5198	−0,0021	+0,6203	+1,3968	+2,3613	+3,5140	**+4,7931**
$\theta = 0{,}50$	$\alpha = 1$								
0	0,8609	0,9276	1,0028	1,0767	**1,1146**	1,0767	1,0028	0,9276	0,8609
b/4	0,6834	0,7617	0,8547	**0,9642**	1,0767	**1,1557**	1,1603	1,1293	1,0937
b/2	0,5516	0,6326	**0,7308**	0,8547	1,0028	1,1603	**1,2911**	1,3544	1,3876
3 b/4	0,4538	**0,5340**	0,6326	0,7617	0,9276	1,1293	1,3544	**1,5704**	1,7409
b	**0,3751**	0,4538	0,5516	0,6834	0,8609	1,0937	1,3876	1,7409	**2,1362**
$\theta = 0{,}55$	$\alpha = 0$								
0	+0,4848	+0,7666	+1,0360	+1,2556	**+1,3521**	+1,2556	+1,0360	+0,7666	+0,4848
b/4	−0,0883	+0,2657	+0,6185	**+0,9592**	+1,2556	**+1,4423**	+1,4571	+1,3746	+1,2654
b/2	−0,5233	−0,1538	**+0,2230**	+0,6185	+1,0360	+1,4571	**+1,8274**	+2,0885	+2,3046
3 b/4	−0,8871	**−0,5279**	−0,1538	+0,2657	+0,7666	+1,3746	+2,0885	**+2,8585**	+3,6081
b	**−1,2289**	−0,8871	−0,5233	−0,0883	+0,4848	+1,2654	+2,3046	+3,6081	**+5,0997**

$\theta = 0{,}55$	$\alpha = 1$								
	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	0,8255	0,9069	1,0016	1,0981	**1,1489**	1,0981	1,0016	0,9069	0,8255
b/4	0,6309	0,7192	0,8275	**0,9595**	1,0981	**1,1940**	1,1902	1,1411	1,0889
b/2	0,4916	0,5777	**0,6859**	0,8275	1,0016	1,1902	**1,3443**	1,4071	1,4308
3 b/4	0,3922	**0,4737**	0,5777	0,7192	0,9069	1,1411	1,4071	**1,6611**	1,8520
b	**0,3153**	0,3922	0,4916	0,6309	0,8255	1,0889	1,4308	1,8520	**2,3314**
$\theta = 0{,}60$	$\alpha = 0$								
0	+0,3347	+0,6968	+1,0447	+1,3316	**+1,4594**	+1,3316	+1,0447	+0,6968	+0,3347
b/4	−0,1808	+0,2154	+0,6119	**+0,9977**	+1,3316	**+1,5237**	+1,4853	+1,3177	+1,1155
b/2	−0,5241	−0,1615	**+0,2117**	+0,6119	+1,0447	+1,4853	**+1,8575**	+2,0778	+2,2358
3 b/4	−0,7808	**−0,4806**	−0,1615	+0,2154	+0,6968	+1,3177	+2,0778	**+2,9106**	+3,7122
b	**−1,0112**	−0,7808	−0,5241	−0,1808	+0,3347	+1,1155	+2,2358	+3,7122	**+5,4480**
$\theta = 0{,}60$	$\alpha = 1$								
0	0,7878	0,8839	0,9996	1,1215	**1,1878**	1,1215	0,9996	0,8839	0,7878
b/4	0,5792	0,6761	0,7992	**0,9545**	1,1215	**1,2361**	1,2207	1,1510	1,0792
b/2	0,4349	0,5243	**0,6410**	0,7992	0,9996	1,2207	**1,3994**	1,4582	1,4686
3 b/4	0,3362	**0,4171**	0,5243	0,6761	0,8839	1,1510	1,4582	**1,7518**	1,9607
b	**0,2627**	0,3362	0,4349	0,5792	0,7878	1,0792	1,4686	1,9607	**2,5312**

ANNEXE 2 : Données Géotechniques

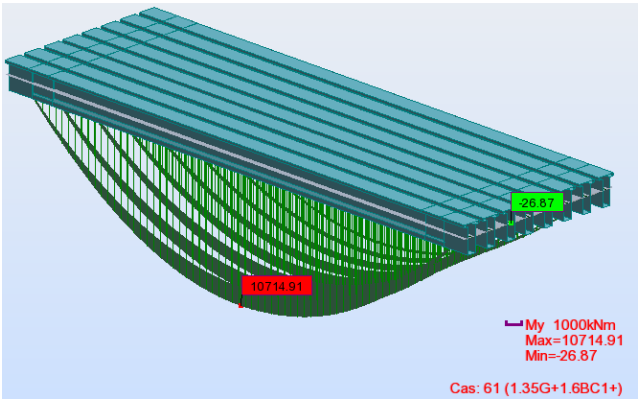
ANNEXE.2.1 : Calcul de la résistance des pointes des pieux

Zone géotechnique	profondeur	b (m)	Prof min.(m)	Prof max.(m)	Kp	Ple* (Kpa)	qu (Mpa)	Aire (m^2)	Q_{pu}
ZG2b	12	0.6	11.4	13.8	1.2	4196	5036	1.13	5695
ZG2a	16	0.6	15.4	17.8	1.2	4300	4730	1.13	5350
ZG2b	11.5	0.6	10.9	13.3	1.2	4040	4848	1.13	5483

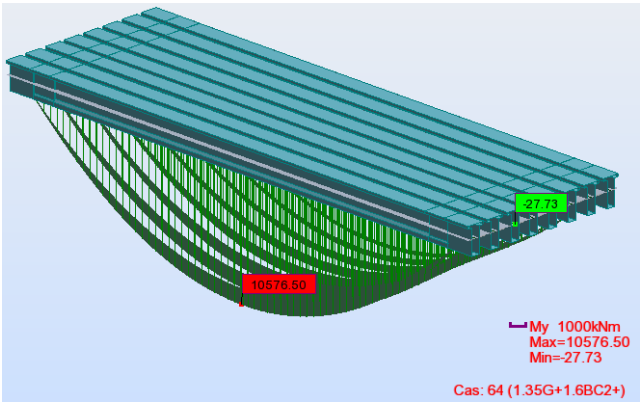
ANNEXE.2.2:capacité portante des pieux.

	combinaison	Capacité portante	
		Q_{min}(KN)	Q_{max}(KN)
Pile 04	Quasi-per	0	3903
	Rare	-1869	4967
	ELU	-2669	6737
	SIS	-2875	7860
Pile 03	Quasi-per	0	4130
	Rare	-2220	5257
	ELU	-3171	6992
	SIS	-3415	8157
Culée	Quasi-per	0	3170
	Rare	-2645	5376
	ELU	-3201	7495
	SIS	-3619	8286

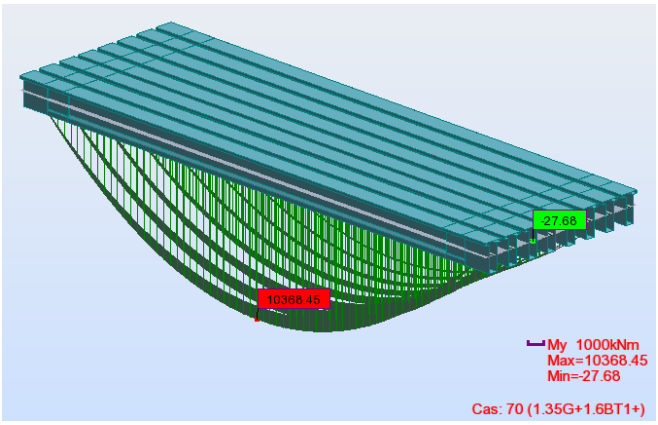
ANNEXE 3:résultats de calcul Numérique



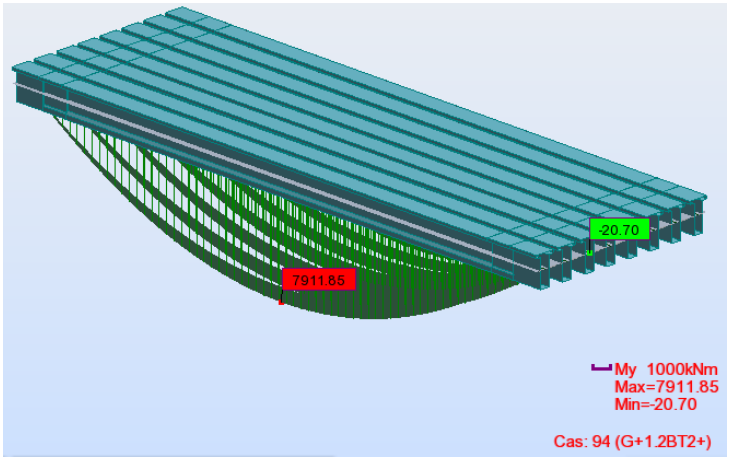
Annexe 3.1 :moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6Bc1 :



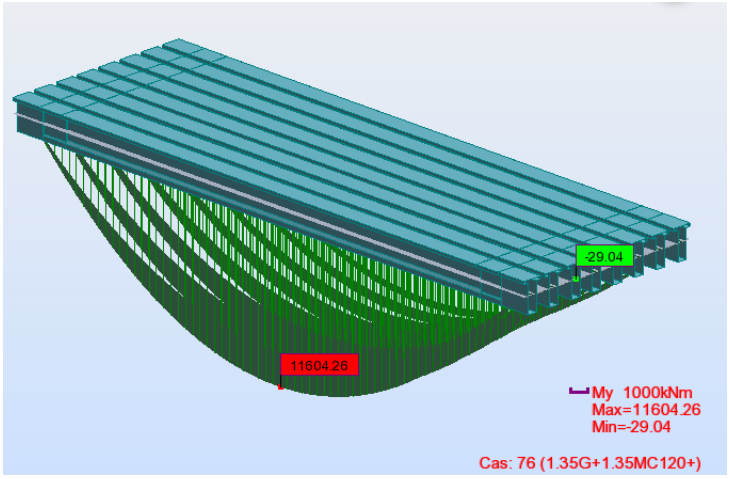
Annexe 3.2 :moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6Bc2 :



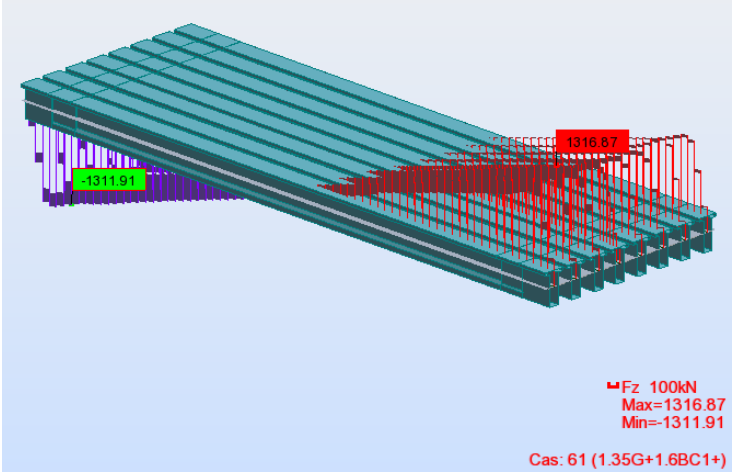
Annexe 3.3 :moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6Bt1 :



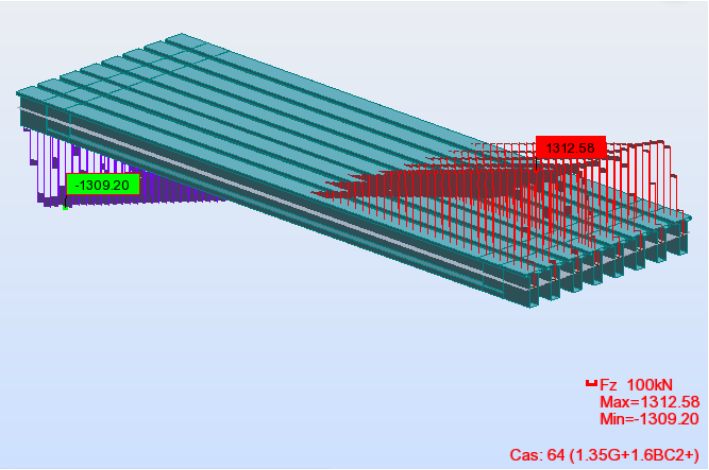
Annexe 3.4 :moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6Bc2 :



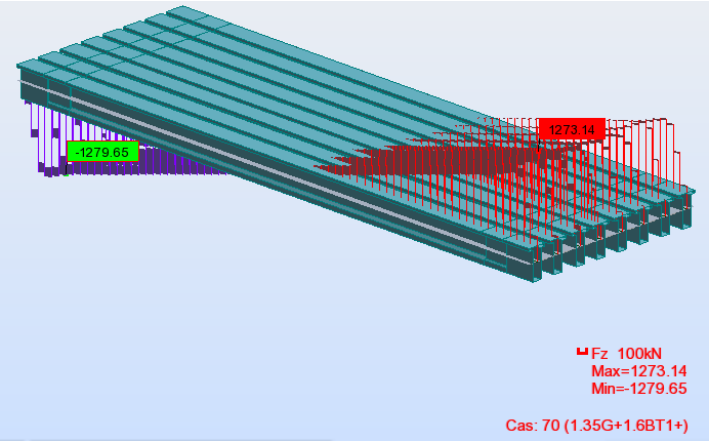
Annexe 3.5 :moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120 :



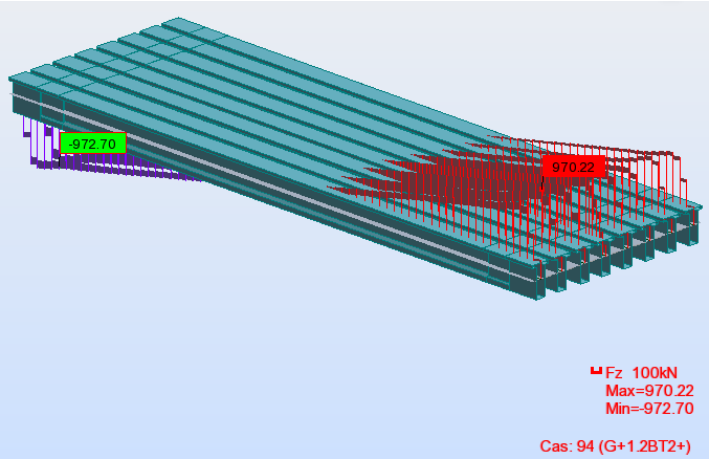
Annexe 3.6 :Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6Bc1.



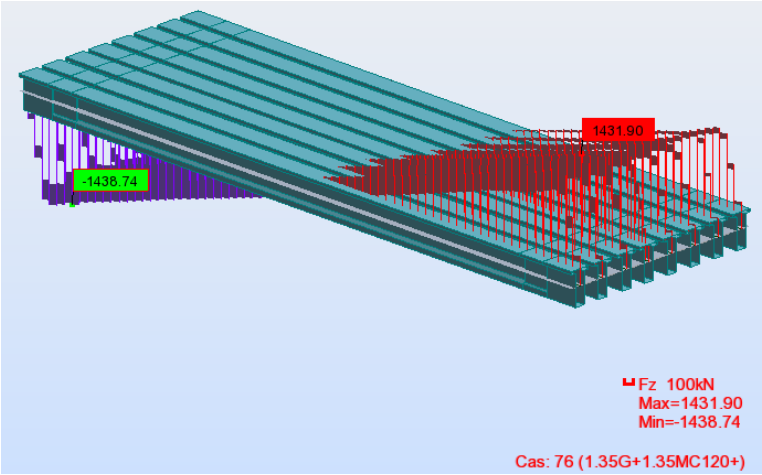
Annexe 3.7 :Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6Bc2.



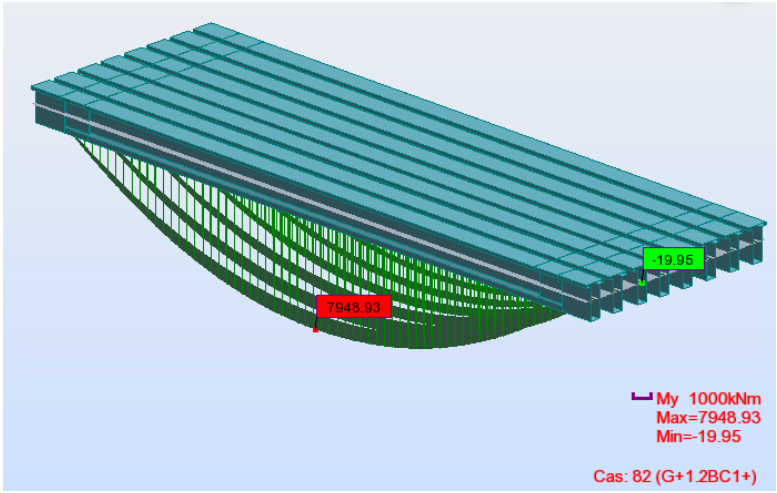
Annexe 3.8 :Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6Bt1.



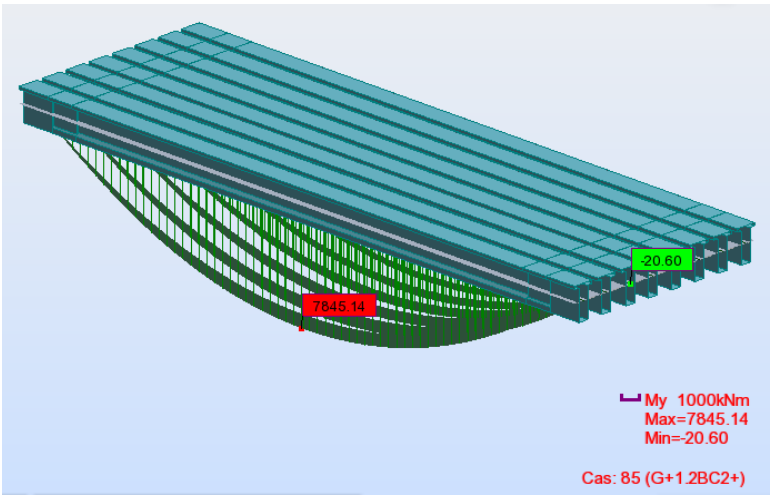
Annexe 3.9 :Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2.



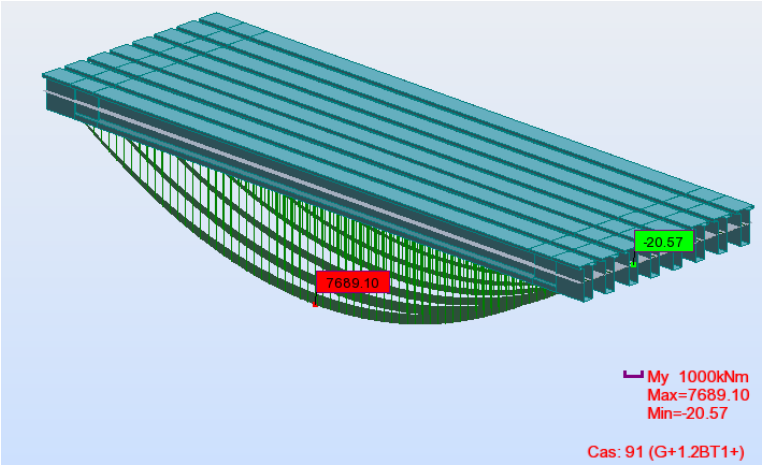
Annexe 3.10 :Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.35MC120.



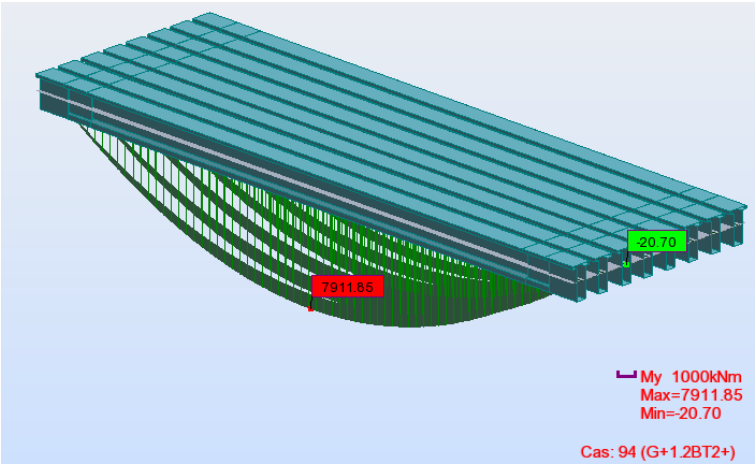
Annexe 3.11 :moment fléchissant sous la combinaison G+1.2Bc1 :



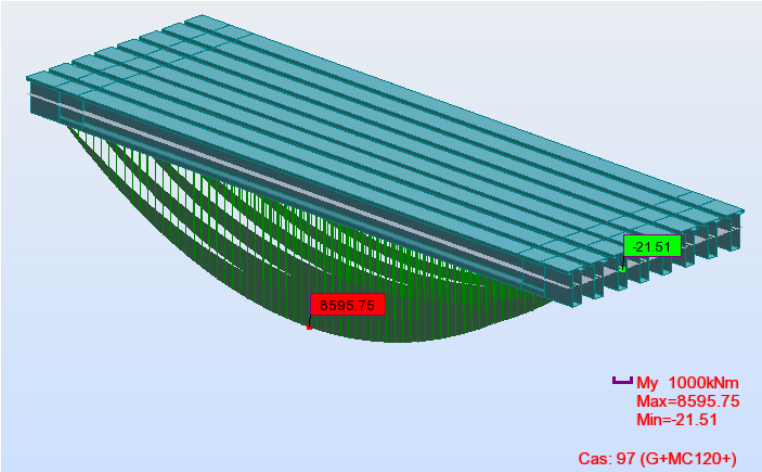
Annexe 3.12 :moment fléchissant sous la combinaison G+1.2Bc2 :



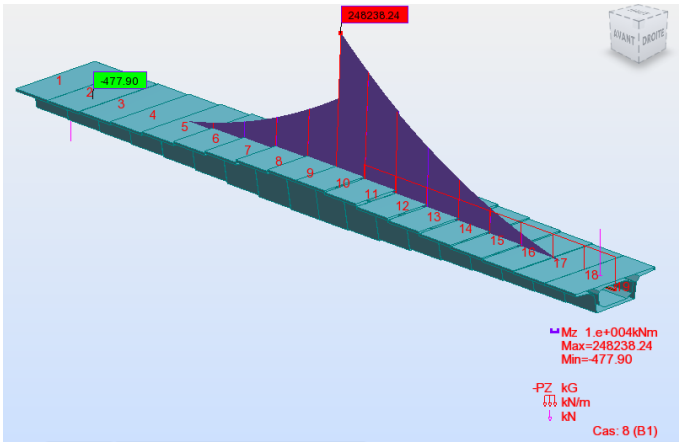
Annexe 3.13 :moment fléchissant sous la combinaison G+1.2Bt1 :



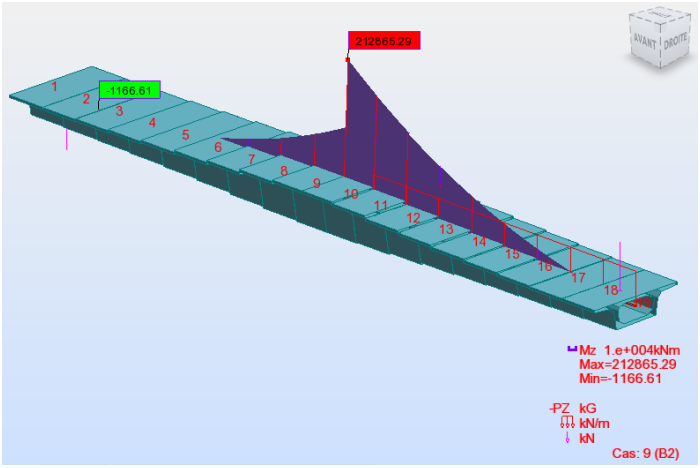
Annexe 3.14 :moment fléchissant sous la combinaison G+1.2Bt2 :



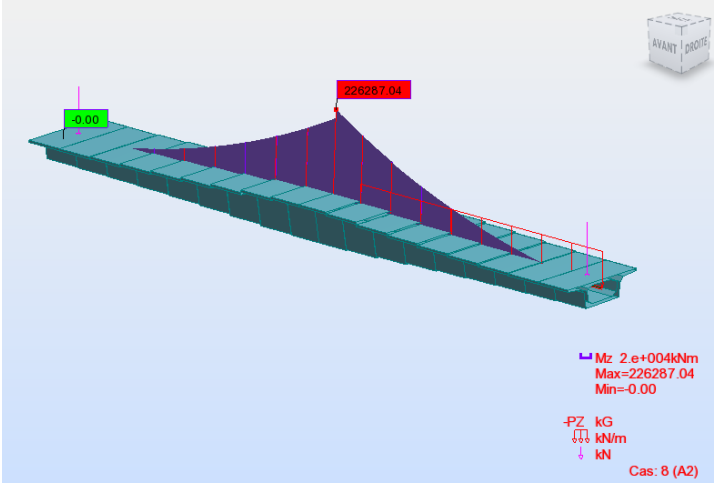
Annexe 3.15 :moment fléchissant sous la combinaison G+1.2Mc120 :



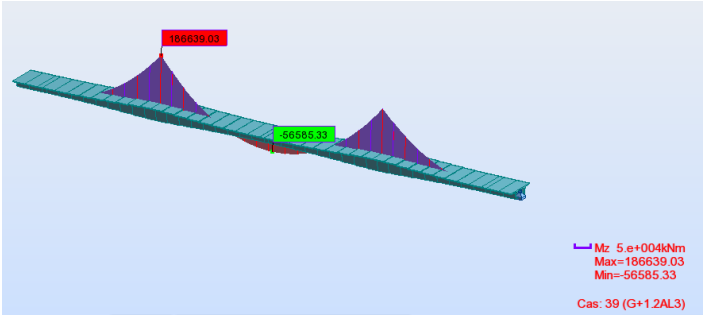
Annexe 3.16 :moment fléchissant sous la combinaison B1.



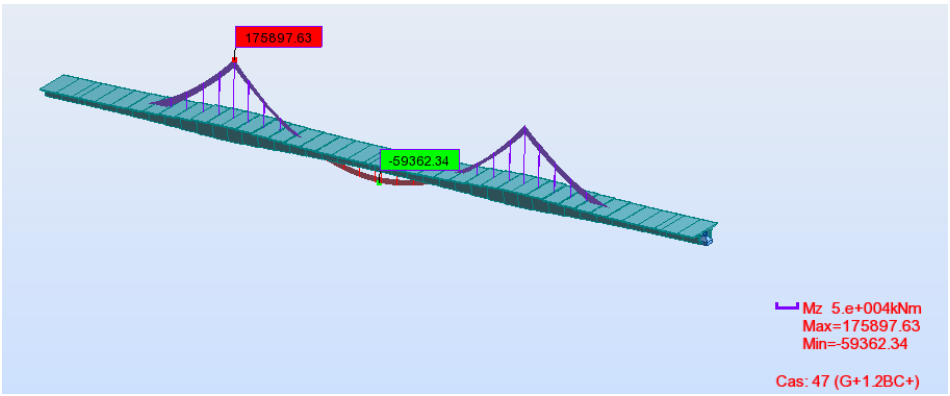
Annexe 3.17 :moment fléchissant sous la combinaison B2.



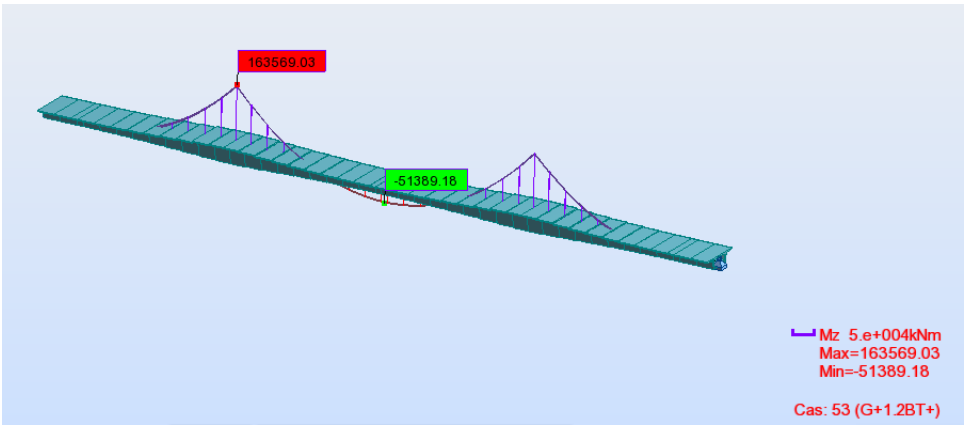
Annexe 3.18 :moment fléchissant sous la combinaison A2.



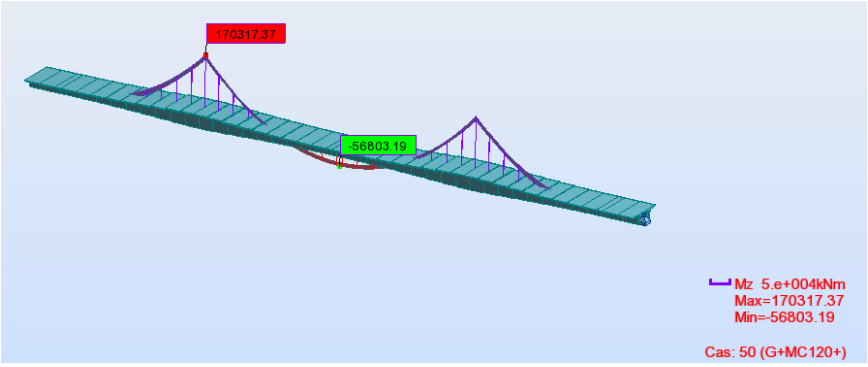
Annexe 3.19:moment fléchissant sous la combinaison G+1.2Al.



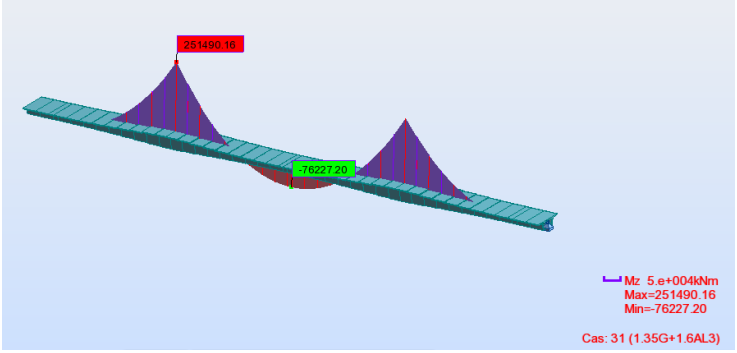
Annexe 3.20:moment fléchissant sous la combinaison G+1.2Bc2.



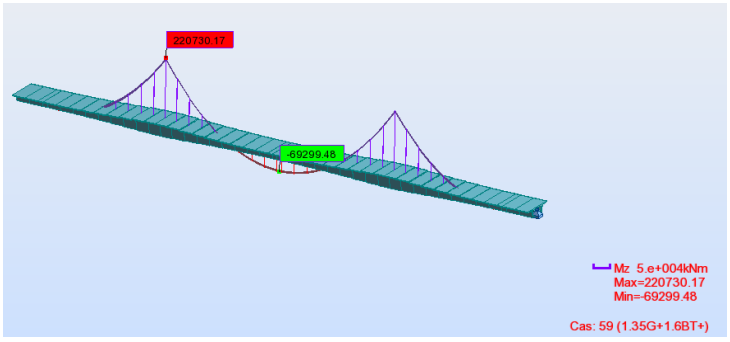
Annexe 3.21:moment fléchissant sous la combinaison G+1.2Bt.



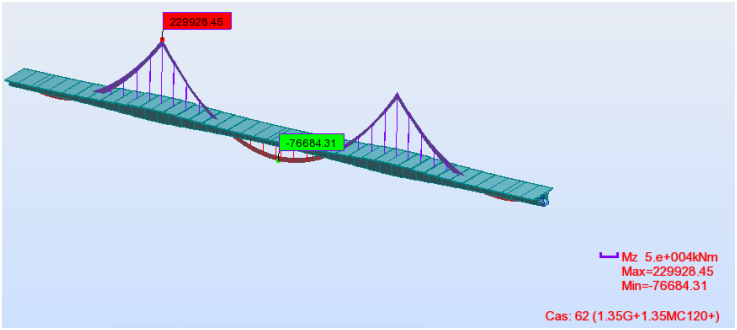
Annexe 3.22:moment fléchissant sous la combinaison G+Mc120.



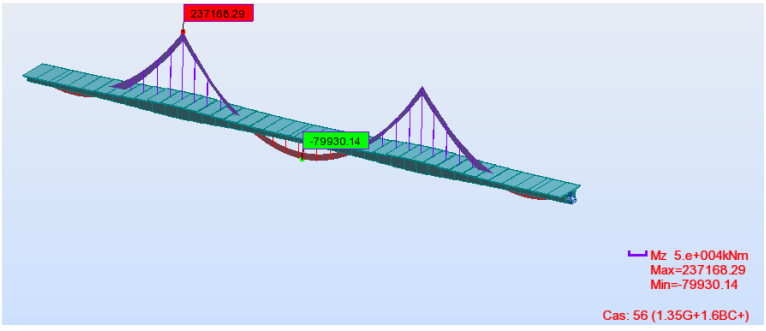
Annexe 3.23:moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6Al.



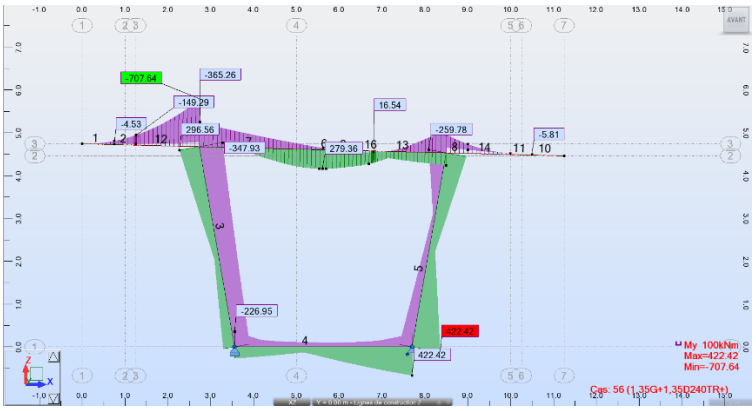
Annexe 3.24:moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6Bt.



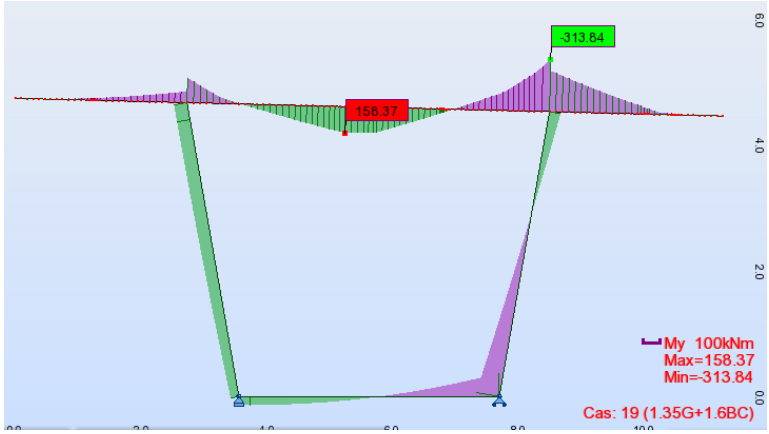
Annexe 3.25:moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.



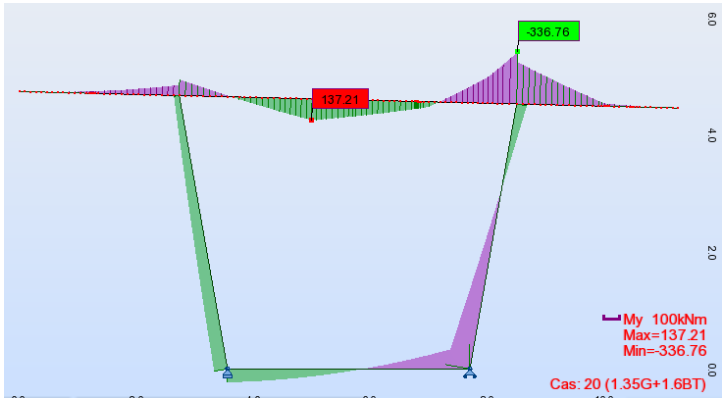
Annexe 3.26:moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.35Bc.



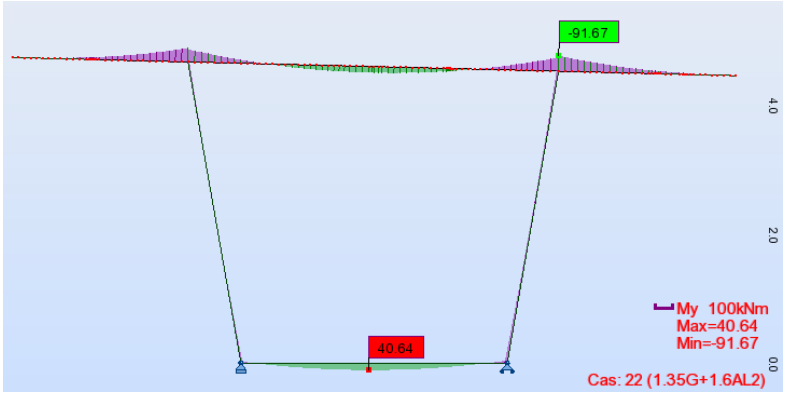
Annexe 3.27:moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35D240 pour VSP.



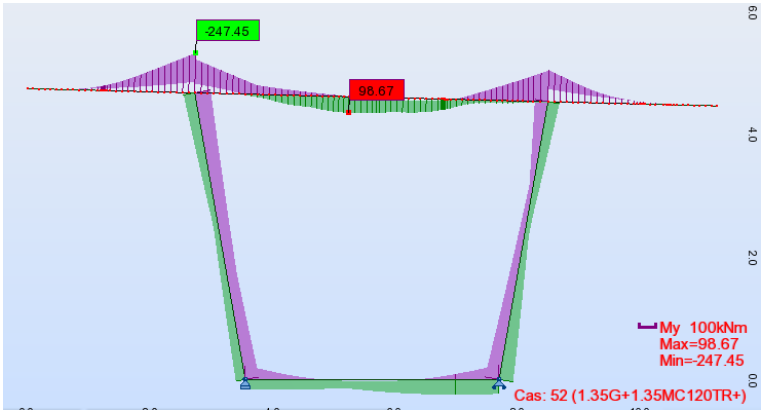
Annexe 3.28:moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc pour VSP.



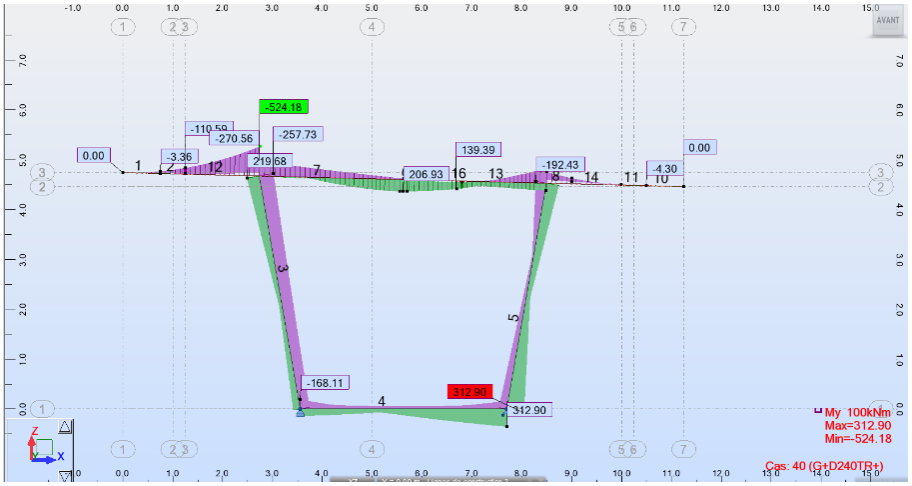
Annexe 3.29:moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6 Bt pour VSP.



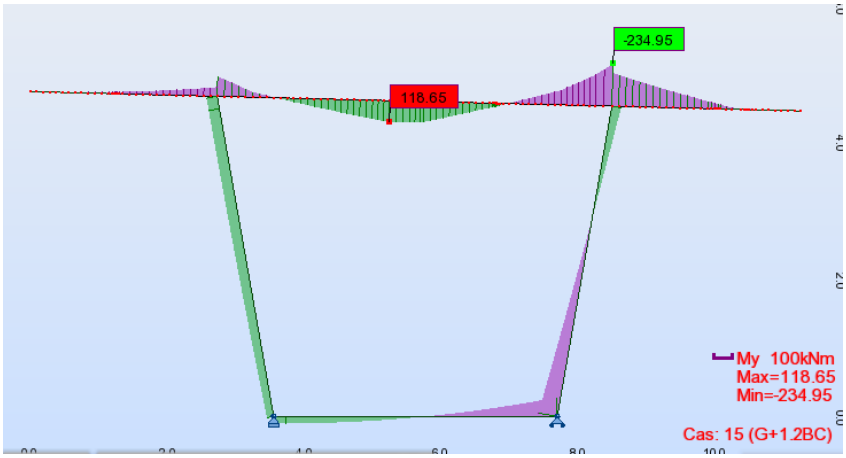
Annexe 3.30:moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Al pour VSP.



Annexe 3.31:moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120 pour VSP.



Annexe 3.32.moment fléchissant transversal sous la combinaison G+D240 pour VSP.



Annexe 3.33.moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bc pour VSP.

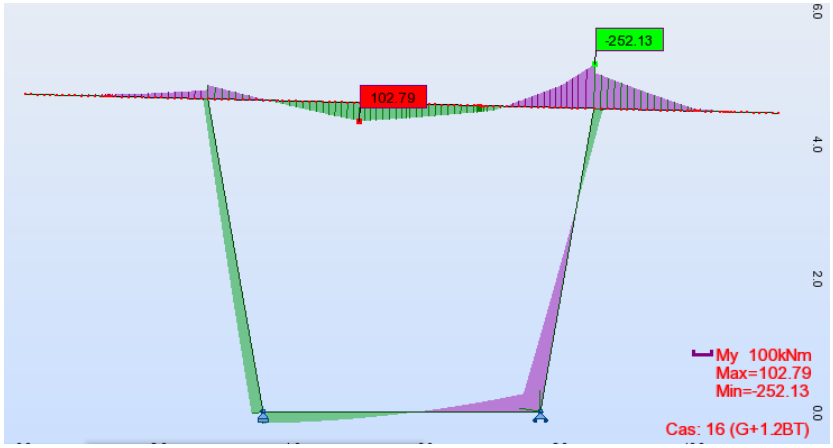
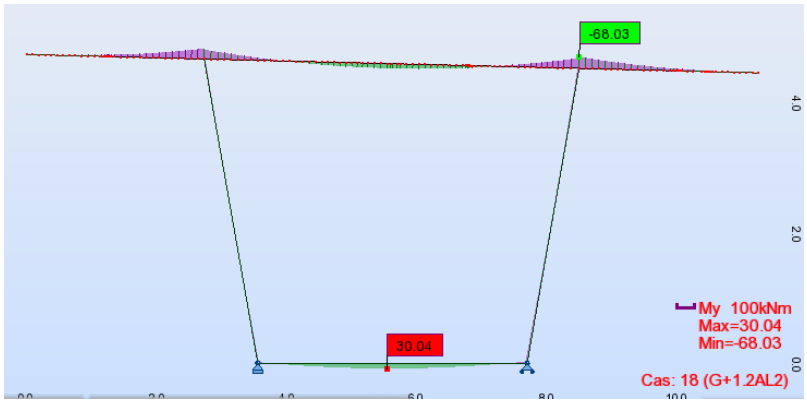
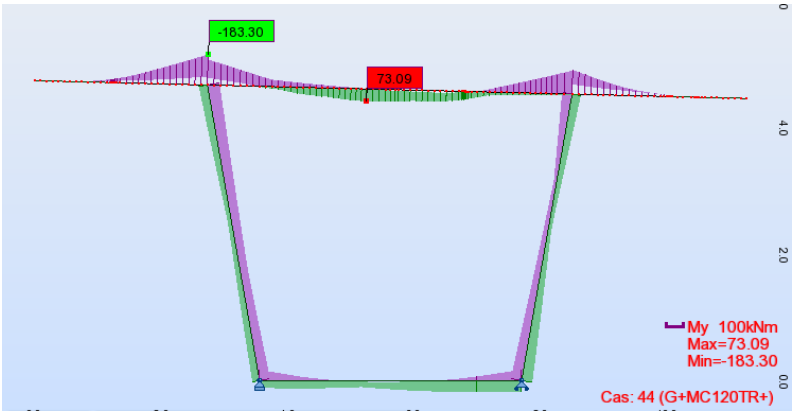


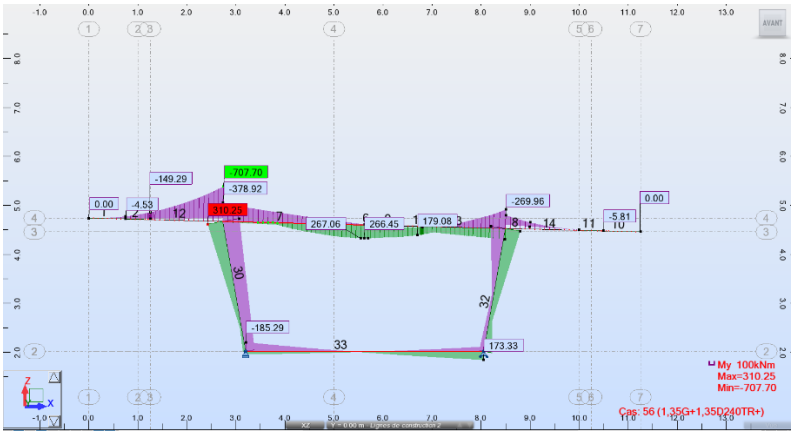
Figure 81 Annexe 3.34.moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bt pour VSP.



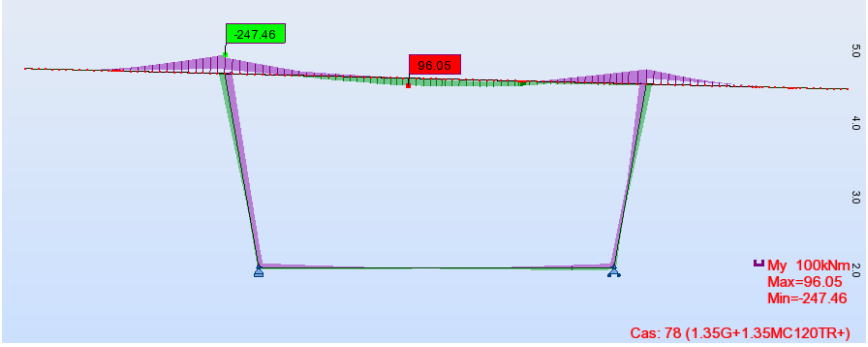
Annexe 3.35.moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Al pour VSP.



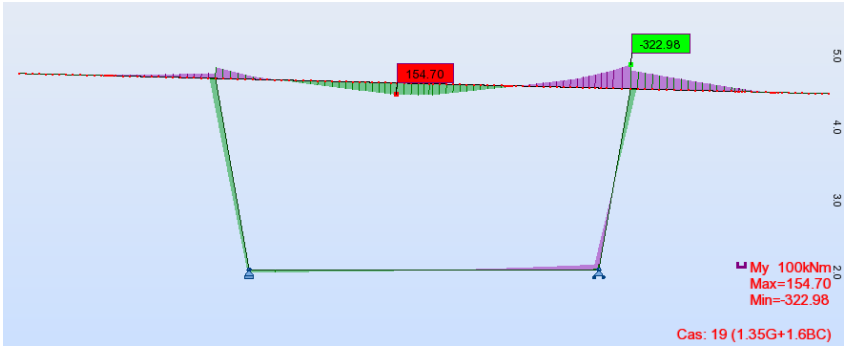
Annexe 3.36.moment fléchissant transversal sous la combinaison G+Mc120 pour VSP.



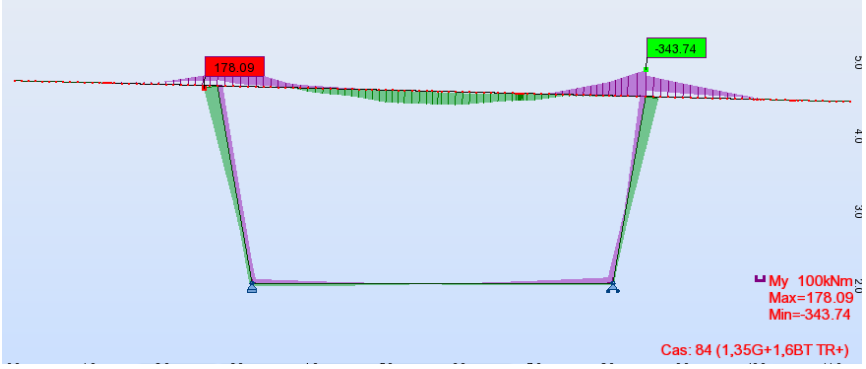
Annexe 3.37.moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35D240 pour VSC.



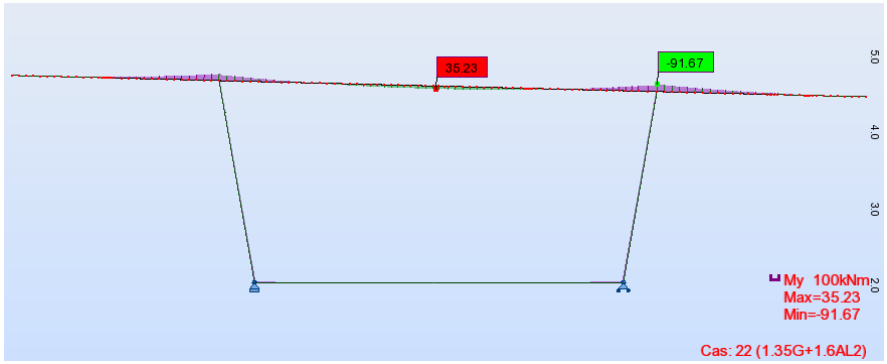
Annexe 3.38.moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120 pour VSC.



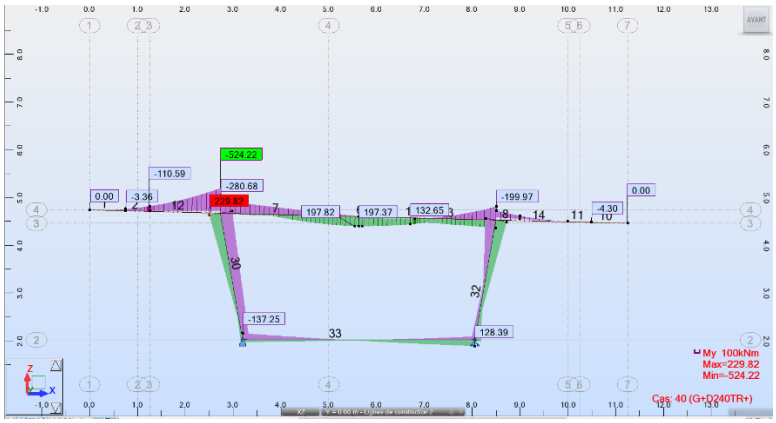
Annexe 3.39.moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc pour VSC.



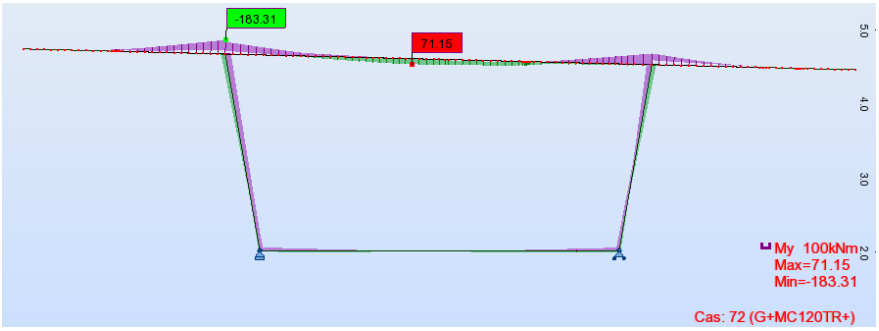
Annexe 3.40.moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt pour VSC.



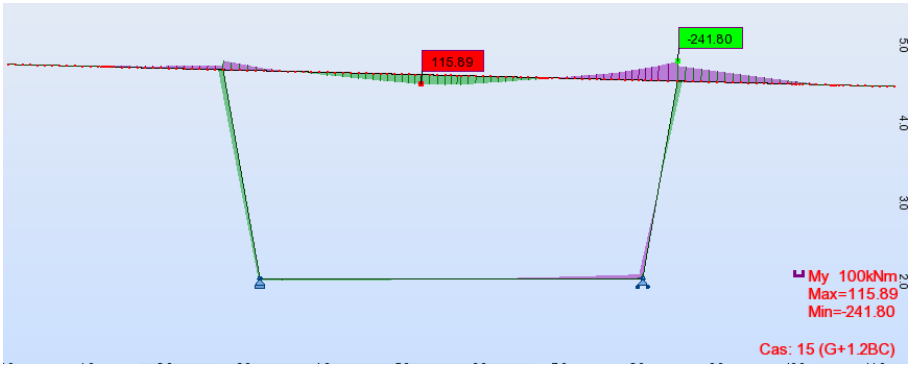
Annexe 3.41.moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Al pour VSC.



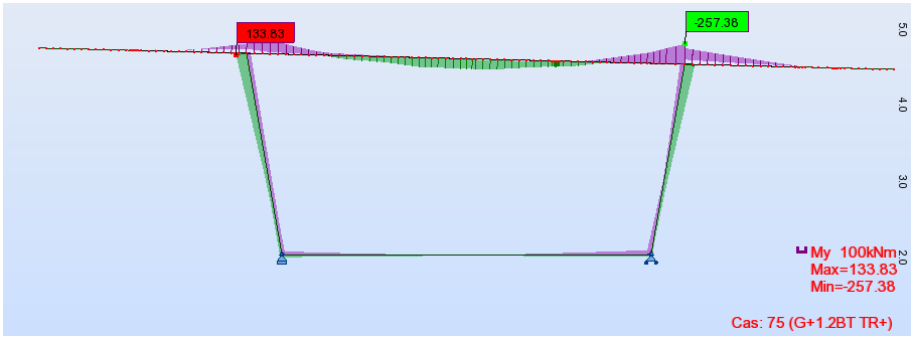
Annexe 3.42.moment fléchissant transversal sous la combinaison G+D240 pour VSC.



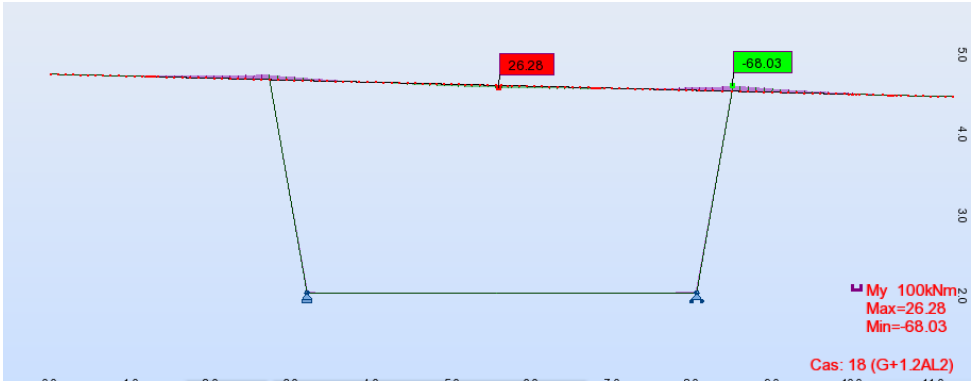
Annexe 3.43.moment fléchissant transversal sous la combinaison G+Mc120 pour VSC.



Annexe 3.44.moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bc pour VSC.



Annexe 3.45.moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bt pour VSC.



Annexe 3.46.moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Al pour VSC.

ANNEXE: Calcul de précontrainte

Annexes 4.1. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont à vide.

Desg	X (m)	M (MN.m)	n cables fleau	n cables Cont	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σSup (MPa)	σInf (MPa)
DEBUT	-	0.00	0	2	0.00	5.43	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.49	-0.36	2.32
finV1	4.50	-11.51	0	6	0.00	16.28	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.49	0.35	4.56
finV2	9.00	-18.15	0	8	0.00	21.71	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.49	0.81	5.50
finV 3	10.80	-19.45	2	8	5.43	21.71	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.49	2.14	4.99
finV 4	15.20	-19.36	4	8	10.85	21.71	8.55	8.55	1.03	1.71	0.81	1.50	3.28	4.69
finV 5	19.60	-14.63	8	8	21.71	21.71	8.74	9.57	1.08	1.77	0.87	1.42	5.27	4.47
finV 6	24.00	-5.22	10	6	27.13	16.28	9.04	11.45	1.18	1.86	0.96	1.26	5.91	3.05
finV 7	28.40	9.03	12	2	32.56	5.43	9.49	14.45	1.31	1.99	1.10	1.25	5.82	1.25
finV 8	32.80	28.36	16	0	43.41	0.00	10.08	19.02	1.49	2.15	1.28	0.00	6.44	1.24
finV 9	37.20	53.04	20	0	54.26	0.00	10.71	25.32	1.71	2.34	1.49	0.00	6.95	2.49
finV 10	41.60	83.33	24	0	65.12	0.00	11.46	34.30	1.97	2.57	1.73	0.00	7.37	3.48
finV 11	46.00	119.75	28	0	75.97	0.00	12.32	46.59	2.27	2.83	2.06	0.00	7.95	3.93
AXE VSP1	50.00	158.29	28	0	75.97	0.00	12.32	46.59	2.27	2.83	2.01	0.00	5.89	6.50
finV 13	54.00	116.91	28	0	75.97	0.00	12.32	46.59	2.27	2.83	2.06	0.00	8.09	3.76
finV 14	58.40	77.54	24	0	65.12	0.00	11.46	34.30	1.97	2.57	1.73	0.00	7.70	3.05
finV 15	62.80	44.12	20	0	54.26	0.00	10.71	25.32	1.71	2.34	1.49	0.00	7.55	1.67
finV 16	67.20	16.38	16	0	43.41	0.00	10.08	19.02	1.49	2.15	1.28	0.00	7.38	-0.11

finV 17	71.60	-6.02	12	4	32.56	10.85	9.49	14.45	1.31	1.99	1.10	1.15	7.24	0.54
finV 18	76.00	-23.34	10	8	27.13	21.71	9.04	11.45	1.18	1.86	0.96	1.31	7.56	1.99
finV 19	80.40	-35.81	8	12	21.71	32.56	8.74	9.57	1.08	1.77	0.87	1.33	7.49	4.10
finV 20	84.80	-43.60	4	16	10.85	43.41	8.55	8.55	1.03	1.71	0.81	1.35	5.59	7.59
finV 21	89.20	-46.83	2	16	5.43	43.41	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.47	4.19	8.40
finV 22	90.80	-46.83	2	16	5.43	43.41	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.47	4.19	8.40
finV 23	95.20	-43.60	4	16	10.85	43.41	8.55	8.55	1.03	1.71	0.81	1.35	5.59	7.59
finV 24	99.60	-35.81	8	12	21.71	32.56	8.74	9.57	1.08	1.77	0.87	1.33	7.49	4.10
finV 25	104.00	-23.34	10	8	27.13	21.71	9.04	11.45	1.18	1.86	0.96	1.31	7.56	1.99
finV 26	108.40	-6.02	12	4	32.56	10.85	9.49	14.45	1.31	1.99	1.10	1.15	7.24	0.54
finV 27	112.80	16.38	16	0	43.41	0.00	10.08	19.02	1.49	2.15	1.28	0.00	7.38	-0.11
finV 28	117.20	44.12	20	0	54.26	0.00	10.71	25.32	1.71	2.34	1.49	0.00	7.55	1.67
finV 29	121.60	77.54	24	0	65.12	0.00	11.46	34.30	1.97	2.57	1.73	0.00	7.70	3.05
finV 30	126.00	116.91	28	0	75.97	0.00	12.32	46.59	2.27	2.83	2.06	0.00	8.09	3.76
AXE VSP2	130.00	158.29	28	0	75.97	0.00	12.32	46.59	2.27	2.83	2.01	0.00	5.89	6.50
finV 32	134.00	119.75	28	0	75.97	0.00	12.32	46.59	2.27	2.83	2.06	0.00	7.95	3.93
finV 33	138.40	83.33	24	0	65.12	0.00	11.46	34.30	1.97	2.57	1.73	0.00	7.37	3.48
finV 34	142.80	53.04	20	0	54.26	0.00	10.71	25.32	1.71	2.34	1.49	0.00	6.95	2.49
finV 35	147.20	28.36	16	0	43.41	0.00	10.08	19.02	1.49	2.15	1.28	0.00	6.44	1.24
finV 36	151.60	9.03	12	2	32.56	5.43	9.49	14.45	1.31	1.99	1.10	1.25	5.82	1.25
finV 37	156.00	-5.22	10	6	27.13	16.28	9.04	11.45	1.18	1.86	0.96	1.26	5.91	3.05

finV 38	160.40	-14.63	8	8	21.71	21.71	8.74	9.57	1.08	1.77	0.87	1.42	5.27	4.47
finV 39	164.80	-19.36	4	8	10.85	21.71	8.55	8.55	1.03	1.71	0.81	1.50	3.28	4.69
finV 40	169.20	-19.45	2	8	5.43	21.71	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.49	2.14	4.99
finV 41	171.00	-18.15	0	8	0.00	21.71	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.49	0.81	5.50
finV 42	175.50	-11.51	0	6	0.00	16.28	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.49	0.35	4.56
finV 43	180.00	0.00	0	2	0.00	5.43	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.49	-0.36	2.32

Annexes 4.2. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont en service.

Desg	X (m)	M (MN.m)	n cables fleau	n cables Cont	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σSup (MPa)	σInf (MPa)
DEBUT	-	0.00	0	2	0.00	5.43	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.49	-0.36	2.32
finV1	4.50	-25.19	0	6	0.00	16.28	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.49	2.04	1.73
finV2	9.00	-40.41	0	8	0.00	21.71	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.49	3.56	0.89
finV 3	10.80	-45.34	2	8	5.43	21.71	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.49	5.34	-0.38
finV 4	15.20	-49.03	4	8	10.85	21.71	8.55	8.55	1.03	1.71	0.81	1.50	6.85	-1.25
finV 5	19.60	-44.32	8	8	21.71	21.71	8.74	9.57	1.08	1.77	0.87	1.42	8.62	-1.01
finV 6	24.00	-31.38	10	6	27.13	16.28	9.04	11.45	1.18	1.86	0.96	1.26	8.60	-1.21
finV 7	28.40	-10.09	12	2	32.56	5.43	9.49	14.45	1.31	1.99	1.10	1.25	7.55	-1.38
finV 8	32.80	60.86	16	0	43.41	0.00	10.08	19.02	1.49	2.15	1.28	0.00	3.89	4.91
finV 9	37.20	97.20	20	0	54.26	0.00	10.71	25.32	1.71	2.34	1.49	0.00	3.96	6.58
finV 10	41.60	141.20	24	0	65.12	0.00	11.46	34.30	1.97	2.57	1.73	0.00	4.04	7.82

finV 11	46.00	193.23	28	0	75.97	0.00	12.32	46.59	2.27	2.83	2.06	0.00	4.37	8.39
Axe VSP1	50.00	248.10	28	0	75.97	0.00	12.32	46.59	2.27	2.83	2.01	0.00	1.52	11.95
finV 13	54.00	184.39	28	0	75.97	0.00	12.32	46.59	2.27	2.83	2.06	0.00	4.81	7.86
finV 14	58.40	123.37	24	0	65.12	0.00	11.46	34.30	1.97	2.57	1.73	0.00	5.07	6.49
finV 15	62.80	73.25	20	0	54.26	0.00	10.71	25.32	1.71	2.34	1.49	0.00	5.58	4.36
finV 16	67.20	34.36	16	0	43.41	0.00	10.08	19.02	1.49	2.15	1.28	0.00	5.97	1.92
finV 17	71.60	2.67	12	4	32.56	10.85	9.49	14.45	1.31	1.99	1.10	1.15	6.45	1.73
finV 18	76.00	-51.64	10	8	27.13	21.71	9.04	11.45	1.18	1.86	0.96	1.31	10.47	-2.61
finV 19	80.40	-70.97	8	12	21.71	32.56	8.74	9.57	1.08	1.77	0.87	1.33	11.46	-2.39
finV 20	84.80	-83.14	4	16	10.85	43.41	8.55	8.55	1.03	1.71	0.81	1.35	10.36	-0.33
finV 21	89.20	-88.20	2	16	5.43	43.41	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.47	9.31	-0.18
finV 22	90.80	-88.20	2	16	5.43	43.41	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.47	9.31	-0.18
finV 23	95.20	-83.14	4	16	10.85	43.41	8.55	8.55	1.03	1.71	0.81	1.35	10.36	-0.33
finV 24	99.60	-70.97	8	12	21.71	32.56	8.74	9.57	1.08	1.77	0.87	1.33	11.46	-2.39
finV 25	104.00	-51.64	10	8	27.13	21.71	9.04	11.45	1.18	1.86	0.96	1.31	10.47	-2.61
finV 26	108.40	2.67	12	4	32.56	10.85	9.49	14.45	1.31	1.99	1.10	1.15	6.45	1.73
finV 27	112.80	34.36	16	0	43.41	0.00	10.08	19.02	1.49	2.15	1.28	0.00	5.97	1.92
finV 28	117.20	73.25	20	0	54.26	0.00	10.71	25.32	1.71	2.34	1.49	0.00	5.58	4.36
finV 29	121.60	123.37	24	0	65.12	0.00	11.46	34.30	1.97	2.57	1.73	0.00	5.07	6.49
finV 30	126.00	184.39	28	0	75.97	0.00	12.32	46.59	2.27	2.83	2.06	0.00	4.81	7.86
AXE VSP2	130.00	248.10	28	0	75.97	0.00	12.32	46.59	2.27	2.83	2.01	0.00	1.52	11.95

finV 32	134.00	193.23	28	0	75.97	0.00	12.32	46.59	2.27	2.83	2.06	0.00	4.37	8.39
finV 33	138.40	141.20	24	0	65.12	0.00	11.46	34.30	1.97	2.57	1.73	0.00	4.04	7.82
finV 34	142.80	97.20	20	0	54.26	0.00	10.71	25.32	1.71	2.34	1.49	0.00	3.96	6.58
finV 35	147.20	60.86	16	0	43.41	0.00	10.08	19.02	1.49	2.15	1.28	0.00	3.89	4.91
finV 36	151.60	-10.09	12	2	32.56	5.43	9.49	14.45	1.31	1.99	1.10	1.25	7.55	-1.38
finV 37	156.00	-31.38	10	6	27.13	16.28	9.04	11.45	1.18	1.86	0.96	1.26	8.60	-1.21
finV 38	160.40	-44.32	8	8	21.71	21.71	8.74	9.57	1.08	1.77	0.87	1.42	8.62	-1.01
finV 39	164.80	-49.03	4	8	10.85	21.71	8.55	8.55	1.03	1.71	0.81	1.50	6.85	-1.25
finV 40	169.20	-45.34	2	8	5.43	21.71	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.49	5.34	-0.38
finV 41	171.00	-40.41	0	8	0.00	21.71	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.49	3.56	0.89
finV 42	175.50	-25.19	0	6	0.00	16.28	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.49	2.04	1.73
finV 43	180.00	0.00	0	2	0.00	5.43	8.47	8.17	1.01	1.69	0.79	1.49	-0.36	2.32

Annexes 4.3. justification des contraintes des poutres de 35m.

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.21	0.49	0.67	0.73	0.21	0.49	0.67	0.73
$M_{poid\ poutre}$		0.00	1.88	2.38	2.55	0	1.88	2.38	2.55
P1 (MN)		3.50	3.50	3.50	3.50	6.77	6.77	6.77	6.77
P2 (MN)		3.30	3.30	3.30	3.30	6.25	6.25	6.25	6.25
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0.00	5.58	7.11	7.63	0.00	5.58	7.11	7.63
	σ_{inf}	0.00	-6.95	-6.42	-9.65	0.00	-6.95	-8.95	-7.00

σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	1.35	-0.02	-1.91	-2.55	2.60	-0.04	-3.70	-4.94
	σ_{inf}	5.56	11.36	13.80	14.65	10.75	21.97	26.70	28.34
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	1.27	-0.02	-1.80	-2.41	2.41	-0.04	-3.42	-4.57
	σ_{inf}	5.24	10.71	13.02	13.82	9.93	20.30	24.67	26.19
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	1.35	5.56	5.20	5.08	2.60	5.53	3.41	2.69
	σ_{inf}	5.56	4.41	7.39	5.01	10.75	15.02	17.75	21.35
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	1.27	5.56	5.31	5.22	2.41	5.54	3.69	3.07
	σ_{inf}	5.24	3.77	6.60	4.17	9.93	13.36	15.72	19.19

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.49	0.85	0.79	1.08	0.49	0.85	0.79	1.08
Mcp+ccp		0.00	3.54	4.50	4.815	0.00	3.54	4.50	4.815
P1 (MN)		6.30	6.30	6.30	6.30	7.78	7.78	7.78	7.78
P2 (MN)		5.55	5.55	5.55	5.55	6.47	6.47	6.47	6.47
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0.00	4.85	8.28	6.66	0.00	4.85	8.28	6.66
	σ_{inf}	0.00	-9.55	-10.22	-13.23	0.00	-9.55	-10.22	-13.23
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	0.08	-1.78	-3.67	-3.90	0.10	-2.20	-4.53	-4.81
	σ_{inf}	10.59	19.97	16.92	24.30	13.08	24.65	20.89	30.00
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	0.07	0.70	-1.14	-3.44	2.38	1.33	-2.15	-4.00
	σ_{inf}	9.34	17.60	14.92	21.42	10.88	20.51	17.38	24.96
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	0.08	3.07	4.61	2.76	0.10	2.66	3.75	1.85
	σ_{inf}	10.59	10.42	6.70	11.07	13.08	15.10	10.67	16.77
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	0.07	5.55	7.15	3.23	2.38	6.18	6.13	2.66
	σ_{inf}	9.34	8.05	4.70	8.19	10.88	10.96	7.16	11.73

		Phase 5			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.49	0.85	0.79	1.08
M_{ELS}		0.00	6.54	8.35	8.948
P1 (MN)		7.78	7.78	7.78	7.78
P2 (MN)		6.47	6.47	6.47	6.47
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0.00	8.97	15.37	12.38
	σ_{inf}	0.00	-17.64	-18.97	-24.59
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	0.10	-2.20	-4.53	-4.81
	σ_{inf}	13.08	24.65	20.89	30.00
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2.38	1.33	-2.15	-4.00
	σ_{inf}	10.88	20.51	17.38	24.96
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	0.10	6.77	10.84	7.57
	σ_{inf}	13.08	7.01	1.93	5.42
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2.38	10.29	13.22	8.38
	σ_{inf}	10.88	2.87	-1.58	0.38

Annexe 4.4.efforts sismiques selon RPOA pour chaque appui.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	817.80	675.00	0	1,020.30	920.34	447.84
P1	1211.10	1,978.98	0	1,804.79	2,342.31	957.02
P2	2218.90	3,557.99	0	3,286.30	4,223.66	1,733.07
P3	2214.10	3,592.14	0	3,291.74	4,256.37	1,741.87
P4	1192.90	1,991.12	0	1,790.24	2,348.99	955.21
P5	1614.60	2,606.75	0	2,396.63	3,091.13	1,266.41
C2	817.80	522.90	0	974.67	768.24	402.21

Annexe4.5. combinaisons d'actions normals sous la semelle cas pile 03

	N(KN)	H(KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)	R_1 (KN)	R_2 (KN)	R_3 (KN)
G + 1.2 A(l)2Vs + 0.6H_T + F_{flv}	34798.14	404.11	5217.01	0.00	5217.01	3624.93	3866.5	4107.99
G + 1.2 Bc 2Vs + 0.6T + H_{flv}	33137.56	497.42	6421.67	0.00	6421.67	3384.65	3682.0	3979.25
G + Mc 120+ 0.6 H_T + H_{flv}	32573.77	345.45	4459.76	0.00	4459.76	3412.84	3619.3	3825.78
G + D240+ 0.6 H_T + H_{flv}	33884.61	345.45	4459.76	0.00	4459.76	3558.49	3765.0	3971.43
1.35G + 1.6A(l)2Vs + 0.9H_T + H_{flv}	46921.70	522.88	6750.42	0.00	6750.42	4901.00	5213.52	5526.04
1.35 G + 1.6 Bc Vs + 0.9 H_T + H_{flv}	44707.60	647.30	8356.63	0.00	8356.63	4580.63	4967.51	5354.39
1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H_T + H_{flv}	45744.22	444.68	5740.75	0.00	5740.75	4816.92	5082.69	5348.47
1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H_T + Hflv	42458.69	444.68	5740.75	0.00	5740.75	4451.86	4717.63	4983.41

Annexe 4.6. Combinaisons d'actions sous fut de la pile 03

	N(KN)	H(KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G + 1.2 A(l)2Vs + 0.6H_T + F_{flv}	28807.74	404.11	4166.33	0.00	4166.33
G + 1.2 Bc 2Vs + 0.6T + H_{flv}	27147.16	497.42	5128.38	0.00	5128.38
G + Mc 120+ 0.6 H_T + H_{flv}	26583.37	345.45	3561.59	0.00	3561.59
G + D240+ 0.6 H_T + H_{flv}	27894.21	345.45	3561.59	0.00	3561.59
1.35G + 1.6A(l)2Vs + 0.9H_T + H_{flv}	38834.66	522.88	5390.92	0.00	5390.92
1.35 G + 1.6 Bc Vs + 0.9 H_T + H_{flv}	36620.56	647.30	6673.65	0.00	6673.65
1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H_T + H_{flv}	37657.18	444.68	4584.60	0.00	4584.60
1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H_T + Hflv	34371.65	444.68	4584.60	0.00	4584.60

Annexe 4.7 : évaluation des actions sismiques au pied la pile 03

Dés	N (MN)	V_L (MN)	V_T(MN)	$/_{FV}$/o (x/o)	$/_{FH}$/O/a (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FHL/o}$	$M_{FHT/o}$
Action sismique sur la Pile 03	0.00	2.25	1.17	0.00	5.16	0.00	11.6	6.03
Action sismique due au tablier	1.74	3.29	4.26	0.00	10.31	0.00	33.94	43.88

Annexe 4.8 :combinaisons des directions selon RPOA sur la pile 03

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	3.99	0.00	0.00	3.99	1.20	1.20
V_T(MN)	0.00	4.41	0.00	1.32	4.41	1.32
M_L	35.86	0.00	0.00	35.86	10.76	10.76
M_T	0.00	44.30	0.00	13.29	44.30	13.29
N (MN)	0.00	0.00	1.74	0.52	0.52	1.74

Annexe 4.9 : efforts à la base du fut provenant du tablier et du poids propre de la pile 03.

	Rmax	Rmin	Désig	N (MN)
N (MN)	21.68	21.57	Fûts	4.17
V(MN)	0.30	0.29	Chevetre	0.00
ML(MN)	1.20	0.81	PPp	4.17

Annexe 4.10 : combinaisons d'actions au pied de la pile 03.

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	4.29	1.5004	1.50	3.70	0.91	0.91
V_T(MN)	1.32	4.41	1.32	1.32	4.41	1.32
M_L	14.49	45.49848	14.49	12.48	43.48	12.48
M_T	13.29	44.29614	13.29	13.29	44.30	13.29
N (MN)	26.37	26.36669	27.59	25.32	25.32	24.10

Annexe 4.11 : évaluation de l'effort sismique à la base de la semelle de la pile 03.

Désignation	N (MN)	V_L (MN)	V_T(MN)	$/_{FV}/o$ (x/o)	$/_{FH}/O/a$ (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FHL}/_o$	$M_{FHT}/_o$
Action sismique sur la Pile 03	0.00	2.25	1.17	0.00	7.76	0.00	17.4	9.08
Action sismique due au tablier	1.74	3.29	4.26	0.00	12.91	0.00	42.50	54.95

Annexe 4.11 : combinaisons des efforts sismique selon RPOA a la base de la semelle de la pile 03.

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	4.16	0.00	0.00	4.16	1.25	1.25
V_T(MN)	0.00	4.57	0.00	1.37	4.57	1.37
M_L	45.96	0.00	0.00	45.96	13.79	13.79
M_T	0.00	55.72	0.00	16.71	55.72	16.71
N (MN)	0.00	0.00	1.78	0.53	0.53	1.78

Annexe 4.12: efforts a la de la semelle provenant du tablier et du poids propre de la pile 03.

	Rmax	Rmin
N (MN)	21.68	21.57
V(MN)	0.30	0.29
ML(MN)	1.99	1.56

Annexe 4.14 : Table 1:combinaisons d'actions a la base de la semelle de la pile 03

	E_L	**E_T**	**E_V**	**E_1**	**E_2**	**E_3**
V_L (MN)	4.46672	1.553256	1.553256	3.87	0.96	0.96
V_T(MN)	1.37	4.57	1.37	1.37	4.57	1.37
M_L	18.71	57.7107	18.70928	14.72	53.72	14.72
M_T	16.71	55.72	16.71	16.71	55.72	16.71
N (MN)	26.7371	26.7371	27.9821	25.6700	25.6700	24.4250

Annexe 4.15:combinaisons d'actions à la base de la semelle de la pile 03

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	4.4667	1.5533	1.5533	3.8730	0.9596	0.9596
V_T(MN)	1.3722	4.5741	1.3722	1.3722	4.5741	1.3722
M_L	18.7093	57.7107	18.7093	14.7205	53.7220	14.7205
M_T	16.7149	55.7163	16.7149	16.7149	55.7163	16.7149
N (MN)	26.7371	26.7371	27.9821	25.6700	25.6700	24.4250

Annexe4.16:reaction despieuxaL'ELA

ELA			
	R1(MN)	R2(MN)	R3(MN)
E1	3.83696	2.9708	2.1046
E2	5.64258	2.9708	0.2990
E3	3.97529	3.1091	2.2430
E4	3.53373	2.8522	2.1707
E5	5.33935	2.8522	0.3651
E6	3.39539	2.7139	2.0324

Annexe 4.17 :combinaisons d'actions normals sous la semelle cas pile 04.

	N(KN)	**H(KN)**	**MH (KN.m)**	**MV (KN.m)**	**ΔM (KN.m)**	**R_1 (KN)**	**R_2 (KN)**	**R_3 (KN)**
G + 1.2 A(l)2Vs + 0.6H_T + F_{flv}	19661.66	330.89	4052.39	2210.31	6262.70	1894.69	2184.6294	2474.57
G + 1.2 Bc 2Vs + 0.6T + H_{flv}	19339.33	408.65	5004.71	3191.13	8195.84	1769.38	2148.8148	2528.25
G + Mc 120+ 0.6 H_T + H_{flv}	19095.58	282.00	3453.65	3044.88	6498.53	1820.87	2121.7316	2422.59
G + D240+ 0.6 H_T + H_{flv}	19622.89	282.00	3453.65	3361.26	6814.92	1864.82	2180.3216	2495.83
1.35G + 1.6A(l)2Vs + 0.9H_T + H_{flv}	26510.63	376.21	5567.38	4028.30	9595.68	2501.38	2945.6256	3389.87
1.35 G + 1.6 Bc Vs +	26080.	479.8	6837.	5336.	12173.	2334.	2897.87	3461.

0.9 H_T + H_{flv}	85	9	15	05	20	30	27	45
1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H_T + H_{flv}	26490.91	311.03	4769.07	5154.96	9924.03	2483.99	2943.4342	3402.88
1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H_T + Hflv	23901.27	311.03	4769.07	5582.08	10351.15	2176.48	2655.6967	3134.92

Annexe 4.18 : combinaison d'action sous fut de la pile 04

	N(KN)	**H(KN)**	**MH (KN.m)**	**MV (KN.m)**	**ΔM (KN.m)**
G + 1.2 A(l)2Vs + 0.6H_T + F_{flv}	15557.66	330.89	3192.08	2210.31	5402.39
G + 1.2 Bc 2Vs + 0.6T + H_{flv}	15235.33	408.65	3942.23	3191.13	7133.35
G + Mc 120+ 0.6 H_T + H_{flv}	14991.58	282.00	2720.45	3044.88	5765.33
G + D240+ 0.6 H_T + H_{flv}	15518.89	282.00	2720.45	3361.26	6081.72
1.35G + 1.6A(l)2Vs + 0.9H_T + H_{flv}	20970.23	376.21	4385.44	-1701.55	2683.90
1.35 G + 1.6 Bc Vs + 0.9 H_T + H_{flv}	20540.45	479.89	5385.65	-1675.72	3709.93
1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H_T + H_{flv}	20950.51	311.03	3756.61	-1776.61	1980.00
1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H_T + Hflv	18360.87	311.03	3756.61	-2927.56	829.05

Annexe 4.12 : évaluation des actions sismiques au pied la pile 04

Dés	N (MN)	V_L (MN)	V_T(MN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FHL}/_o$	$M_{FHT}/_o$
Action sismique sur la Pile 04	0.00	1.73	0.79	0.00	4.07	0.00	7.0	3.21
Action sismique due au tablier	0.96	1.79	2.35	0.00	8.15	0.00	14.59	19.14

Annexe 4.20 : combinaisons des directions selon RPOA sur la pile 04

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	2.49	0.00	0.00	2.49	0.75	0.75
V_T(MN)	0.00	2.48	0.00	0.74	2.48	0.74
M_L	16.20	0.00	0.00	16.20	4.86	4.86
M_T	0.00	19.40	0.00	5.82	19.40	5.82
N (MN)	0.00	0.00	0.96	0.29	0.29	0.96

Annexe 4.22 : efforts à la base du fut provenant du tablier et du poids propre de la pile 04.

	Rmax	Rmin	Désig	N (MN)
N (MN)	10.78	10.67	Fûts	1.98
V(MN)	0.28	0.27	Chevetre	1.22
ML(MN)	4.75	4.42	PPp	3.20

Annexe 4.23:combinaisons d'actions sismiques au pied de la pile 04.

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	2.77	1.03	1.03	2.22	0.48	0.48
V_T(MN)	0.74	2.48	0.74	0.74	2.48	0.74
M_L	10.57	24.16	10.57	1.40	14.99	1.40
M_T	5.82	19.40	5.82	5.82	19.40	5.82
N (MN)	14.27	14.27	14.94	13.70	13.70	13.03

Annexe 4.24 : évaluation de l'effort sismique a la base de la semelle de la pile 04.

Désignation	N (MN)	V_L (MN)	V_T(MN)	$/_{FV}$/o (x/o)	$/_{FH}$/O/a (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FHL/o}$	$M_{FHT/o}$
Action sismique sur la Pile 03	0.00	1.73	0.79	0.00	6.67	0.00	11.5	5.26
Action sismique due au tablier	0.96	1.79	2.35	0.00	10.75	0.00	19.24	25.24

Annexe 4.25 : combinaisons des efforts sismique selon RPOA a la base de la semelle de la pile 04

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	2.62	0.00	0.00	2.62	0.79	0.79
V_T(MN)	0.00	2.61	0.00	0.78	2.61	0.78
M_L	22.46	0.00	0.00	22.46	6.74	6.74
M_T	0.00	25.81	0.00	7.74	25.81	7.74
N (MN)	0.00	0.00	0.99	0.30	0.30	0.99

Annexe 4.26 : efforts à la base de la semelle provenant du tablier et du poids propre de la pile04.

	Rmax	Rmin
N (MN)	10.78	10.67
V(MN)	0.28	0.27
ML(MN)	1.11	0.74

Annexe 4.27:combinaisons d'actions à la base de la semelle de la pile 04

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	2.90	1.07	1.07	2.35	0.52	0.52
V_T(MN)	0.78	2.61	0.78	0.78	2.61	0.78
M_L	8.85	26.92	8.85	6.63	24.70	6.63
M_T	7.74	25.81	7.74	7.74	25.81	7.74
N (MN)	14.53	14.53	15.22	13.93	13.93	13.24

Annexe 4.28 : réaction des pieux à L'ELA sous la pile 04

ELA			
	R1(MN)	R2(MN)	R3(MN)
E1	3.24	2.42	1.60
E2	4.91	2.42	-0.07
E3	3.36	2.54	1.72
E4	2.94	2.32	1.71
E5	4.61	2.32	0.04
E6	2.82	2.21	1.59

Annexe 4.29 : combinaisons de charges à la base de la semelle sous la culée

	N(KN)	H(KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+1.2Q+0.6T	30314.87	5163.82	-23675.17	26456.34	2781.17
G + 1.2 A(l)2Vs + 0.6H_T + F_{flv}	31453.75	4658.10	-20396.64	24765.12	4368.48
G + 1.2 Bc 2Vs + 0.6T + H_{flv}	31623.94	4713.361	-21018.87	24680.22	3661.35
G + Mc 120+ 0.6 H_T + H_{flv}	31380.19	4623.36	-20005.47	24801.82	4796.36
G + D240+ 0.6 H_T + H_{flv}	31907.50	4623.36	-20005.47	24538.75	4533.28
G+1.6Q+0.9T	40919.64	9151.06	-35828.79	47746.80	11918.01
1.35G + 1.6A(l)2Vs + 0.9H_T + H_{flv}	56608.08	8476.77	-31457.42	45491.84	14034.42
1.35 G + 1.6 Bc Vs + 0.9 H_T + H_{flv}	56834.99	8550.45	-32287.05	45378.63	13091.58
1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H_T + H_{flv}	56533.17	6244.78	-22915.45	45529.21	22613.76
1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H_T + Hflv	57245.04	6244.78	-22915.45	45174.06	22258.61

Annexe 4.30 : réactions des pieux sous la semelle

	ELS			ELU		
	R1(KN)	**R2(KN)**	**R3(KN)**	**R1(KN)**	**R2(KN)**	**R3(KN)**
G+0.6T+1.2Q	3497.08	3368.32	3239.56	5098.39	4546.63	3994.87
G+0.6T+1.2A(l)+ST	3697.11	3494.86	3292.62	6939.53	6289.79	5640.04
G+0.6T+1.2Bc+ST	3683.28	3513.77	3344.26	6921.09	6315.00	5708.91
G+0.6T+Mc120	3708.74	3486.69	3264.63	7328.40	6281.46	5234.53
G+0.6T+D240	3755.15	3545.28	3335.40	7391.05	6360.56	5330.07

Annexe 4.31 : Evaluation des charges statiques a la base de la semelle sous la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	8640.00	/	0	1.6	0	/
Mur F	4987.13	/	0	7.23	0	/
DDT	167.91	/	1.3	12.83	218.28	/
Mur en R	1896.3	/	4.77	9.63	9045.35	/

Corbeau	60.30	/	1.27	12.53	76.58	/
MGG	379.69	/	0.797	12.48	302.61	/
Poids des Terres Amot	6326.07	/	2.95	7.93	18661.92	/
Poids des T sur DDT	233.73	/	3.56	13.26	832.06	/

Somme	22691.12	0	/	/	29136.799	0

Rg	7298.13	/	-0.50	/	-3641.04	/
R(Al)	244.08	/	-0.50	/	-121.77	/
Rbc	272.45	/	-0.50	/	-135.92	/
RMc120	278.19	/	-0.50	/	-138.79	/
RD240	383.65	/	-0.50	/	-191.40	/
Hf+r	/	87.60	/	-11.26	/	-986.38
HT°	/	36.00	/	-11.26	/	-405.36
Frein Al	/	28.95	/	-11.26	/	-325.98
Frein Bc	/	75.00	/	-11.26	/	-844.50

Evaluation des charges sismiques (poussées dynamiques) sous la culée

Désignation	**N (KN)**	**H (KN)**	**$I_{FV(x/o)}$**	**$I_{FH(y/o)}$**	**$M_{FV/o}$**	**$M_{FH/o}$**
Semelle	518.40	1728.00	0.00	1.60	0.00	2764.80
Mur F	299.23	997.43	0.00	7.23	0.00	7211.38
DDT	10.07	33.58	1.30	12.83	13.10	430.85
Mur en R	113.78	379.26	4.77	9.63	542.72	3652.27
Corbeau	3.62	12.06	1.27	12.53	4.59	151.11
MGG	22.78	75.94	0.80	12.48	18.16	947.70
Poids des Terres Amot	379.56	1265.21	2.95	7.93	1119.71	10033.15
Poids des T sur DDT	14.02	46.75	3.56	13.26	49.92	619.84

Somme	1361.47	4538.22	/	/	1748.21	25811.11

Annexe 4.32 :évaluation des actions sismiques dues a la poussee dynamique sous la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Pad (1+kv)	/	8199.71	/	4.527	/	37117.36
Pad (1-kv)	/	7593.40	/	4.527	/	34372.81

Annexe 4.33 : éfforts sismiques agissants sur la culée

	Nc (kN)	Vc (kN)	Mc (Kn.m)
CAS 1 (1+Kv)	0.00	12737.94	62928.47
CAS 2 (1-Kv)	0.00	12131.63	60183.92
CAS 3 (pas de séisme)	1361.47	0.00	1748.21

Annexe 4.34 efforts sismiques dues au tablier a la base de la semelle sou culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Seisme Tablier	402.21	974.67	0.23	11.26	92.51	10974.78

Annexe 4.35:efforts sismiques totals agissants sur la culée dues au tablier et a la culée

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
CAS 1 (1+Kv)	0.00	12775.17	63878.31
CAS 2 (1-Kv)	0.00	12170.72	61176.39
CAS 3 (pas de séisme)	1419.64	0.00	1745.76

Annexe 4.36 : Combinaisons d'actions a la base de la semelle sous la culée :

	N	V	M
P max - H + 0,3V	30798.79	12973.77	-39698.31
P min - H - 0,3V	29807.44	12323.27	-38631.99
P max + V - 0,3H	31792.53	4031.15	6238.54
P min - V - 0,3H	28813.70	3803.77	2969.45

Annexe 4.37 : combinaisons de charges au pied du mur frontal

	N (KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	ΔM
G+0.6T+1.2Q	13126.87	2604.15	-16521.62	-2211.50	-18733.12
G+0.6T+1.2A(l)+ST	14591.38	2098.44	-13243.09	-2942.15	-16185.23
G+0.6T+1.2Bc+ST	14761.56	2153.697	-13865.32	-3027.05	-16892.37
G+0.6T+Mc120	14517.81	2063.70	-12851.92	-2905.44	-15757.36
G+0.6T+D240	15045.12	2063.70	-12851.92	-3168.52	-16020.44

1.35G++0.9T+1.6Q	17721.28	4486.07	-28364.81	-4030.47	-32395.27
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	25876.40	3811.78	-23993.43	-5004.65	-28998.09
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	26103.31	3885.46	-24823.07	-5117.86	-29940.93
1.35G+0.9T+1.35Mc120	25801.50	2789.23	-17386.57	-4967.29	-22353.86
1.35G+0.9T+1.35D240	26513.37	2789.23	-17386.57	-5322.44	-22709.01

Annexe 4.38 : évaluation de charges dynamiques agissantes sur le mur frontal

Désignation	**N (KN)**	**H (KN)**	**IFV(x/o)**	**IFH(y/o)**	**$M_{FV/o}$**	**$M_{FH/o}$**
Mur F	299.23	997.43	0.00	4.03	0.00	4019.62
DDT	10.07	33.58	1.30	9.63	13.10	323.39
Mur en R	113.78	379.26	4.77	9.63	542.72	3652.27
Corbeau	3.62	12.06	1.27	9.33	4.59	112.52
MGG	22.78	75.94	0.80	9.28	18.16	704.70
Poids des Terres Amot	379.56	1265.21	2.95	4.73	1119.71	5984.47
Poids des T sur DDT	14.02	46.75	3.56	10.06	49.92	470.26
Somme	843.07	2810.22	/	/	1748.21	15267.22
Désignation	**N (KN)**	**H (KN)**	**IFV(x/o)**	**IFH(y/o)**	**$M_{FV/o}$**	**$M_{FH/o}$**
P_{ad} (1+kv)	/	4790.64	/	3.460	/	16575.62
P_{ad} (1-kv)	/	4436.41	/	3.460	/	15349.98

Annexe 4.39 : évaluation des actions sismiques dues à la poussée dynamique au pied du mur frontal

	Nc (kN)	Vc (kN)	Mc (Kn.m)
CAS 1 (1+Kv)	0.00	7600.87	31842.85
CAS 2 (1-Kv)	0.00	7246.63	30617.20
CAS 3 (pas de seisme)	843.07	0.00	1748.21

Annexe 4.40:evaluation des efforts sismiques au pied du mur frontal provenant du tablier

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Seisme Tablier	402.21	974.67	0.23	8.06	92.51	7855.84

Annexe 4.41:évaluation des efforts sismiques au pied du mur frontal provenant du tablier et de la culée

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
CAS 1 (1+Kv)	0.00	7663.10	32797.58
CAS 2 (1-Kv)	0.00	7311.89	31608.98
CAS 3 (pas de séisme)	934.10	0.00	1745.76

Annexe 4.42:combinaisons d'actions agissantes sur le mur frontal

	N	V	M
P max - H + 0,3V	22013.13	7861.70	-8129.42
P min - H - 0,3V	21313.10	7464.44	-8429.06
P max + V - 0,3H	22666.99	2497.53	16050.92
P min - V - 0,3H	20659.24	2346.12	12475.19

ANNEXE 5 : Equipements du tablier

Programme de calcul SCILAB :

```
T1=0.15;

T2=0.4;

p=22/7;

A=0.2;

g=9.81;

S=1,1;

n=13;


k1=9.00*1000;

k2=13.49*1000;

k3=24.42*1000;

k4=24.37*1000;

k5=13.49*1000;

k6=17.99*1000;

k7=9.00*1000;


K=[k1,-k1,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0;-k1,k1+k2,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0;0,0,k2,-k2,0,0,0,0,0,0,0,0,0;0,0,-
k2,k2+k3,0,0,0,0,0,0,0,0,0;0,0,0,0,k3,-k3,0,0,0,0,0,0,0;0,0,0,0,-
k3,k3+k4,0,0,0,0,0,0,0;0,0,0,0,0,0,0,k4,-k4,0,0,0,0,0;0,0,0,0,0,0,-
k4,k4+k5,0,0,0,0,0;0,0,0,0,0,0,0,0,0,k5,-k5,0,0,0;0,0,0,0,0,0,0,0,-
k5,k5+k6,0,0,0;0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,k6,-k6,0;0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,-
k6,k6+k7,0;0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,k7];

m1=311.846;

m2=311.846;

m3=862.836 ;

m4=418.870  ;

m5=1465.756;

m6=634.962 ;

m7=1502.151;

m8=418.870;

m9=885.799;

m10=311.846;
```

```
m11=826.943;

m12=311.846;

m13=311.846;

M=[m1,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0;0,m2,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0;0,0,m3,0,0,0,0,0,0,0,0,0;0,0,0,m4,0,0,0,0,0
,0,0,0;0,0,0,0,m5,0,0,0,0,0,0,0;0,0,0,0,0,m6,0,0,0,0,0,0;0,0,0,0,0,0,m7,0,0,0,0,0;0,0,0,0,0,0,0,
m8,0,0,0,0,0;0,0,0,0,0,0,0,0,m9,0,0,0,0;0,0,0,0,0,0,0,0,0,m10,0,0,0;0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,m11,0,0;0,0,0,0
,0,0,0,0,0,0,0,m12,0;0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,m13];

[X,w2]=spec(K/M);

for i=1:n

V1(i)=X(i,1);

V2(i)=X(i,2);

V3(i)=X(i,3);

V4(i)=X(i,4);

V5(i)=X(i,5);

V6(i)=X(i,6);

V7(i)=X(i,7);

V8(i)=X(i,8);

V9(i)=X(i,9);

V10(i)=X(i,10);

V11(i)=X(i,11);

V12(i)=X(i,12);

V13(i)=X(i,13);

end

w=sqrt(w2);

disp('La matrice des pulsations');

disp(w);

V=X;

disp('La matrice des modes propres');

disp(V);

Vt=mtlb_0(V);

disp('La masse généralisé');

MG=Vt*M*V;
```

```
disp(MG);
disp('Le facteur de participation');
for i=1:n
Nu(i)=1
end
Li=Vt*M*Nu;
disp(Li);
disp('Le facteur de participation modale');
for i=1:n
gama(i)= Li(i)/MG(i,i);
end
disp(gama);
disp('Les masses modales effectifs');

for i=1:n
Mf(i)= Li(i)^2/MG(i,i);
end
disp(Mf);
for i=1:n
T(i)=2*p/w(i,i);
end
disp('Les périodes');
disp(T);
for i=1:2
Sa(i)=2.5*A*g*S*(T2/T(i));
end
for i=1:5
Sa(2*i+1)=2.5*A*g*S*(3*T2/T(2*i+1)^2);
end
for i=1:5
Sa(2*i+2)=2.5*A*g*S*(T2/T(2*i+2));
```

```
end
Sa(13)=2.5*A*g*S*(T2/T(13));
disp('les accélérations');
disp(Sa);
for i=1:n
U1(i)=V1(i)*Nu(1)*Sa(1)/w(1,1)^2;
U2(i)=V2(i)*Nu(2)*Sa(2)/w(2,2)^2;
U3(i)=V3(i)*Nu(3)*Sa(3)/w(3,3)^2;
U4(i)=V4(i)*Nu(4)*Sa(4)/w(4,4)^2;
U5(i)=V5(i)*Nu(5)*Sa(5)/w(5,5)^2;
U6(i)=V6(i)*Nu(6)*Sa(6)/w(6,6)^2;
U7(i)=V7(i)*Nu(7)*Sa(7)/w(7,7)^2;
U8(i)=V8(i)*Nu(8)*Sa(8)/w(8,8)^2;
U9(i)=V9(i)*Nu(9)*Sa(9)/w(9,9)^2;
U10(i)=V10(i)*Nu(10)*Sa(10)/w(10,10)^2;
U11(i)=V11(i)*Nu(11)*Sa(11)/w(11,11)^2;
U12(i)=V12(i)*Nu(12)*Sa(12)/w(12,12)^2;
U13(i)=V13(i)*Nu(13)*Sa(13)/w(13,13)^2;
end
disp('Les Déplacements modales');
disp(U1);
disp(U2);
disp(U3);
disp(U4);
disp(U5);
disp(U6);
disp(U7);
disp(U8);
disp(U9);
disp(U10);
disp(U11);
```

```
disp(U12);

disp(U13);

disp('Les Déplacements Des masses');

for i=1:n

U(i)=sqrt(U1(i)^2+U2(i)^2+U3(i)^2+U4(i)^2+U5(i)^2+U6(i)^2+U7(i)^2+U8(i)^2+U9(i)^2+U10(i
)^2+U11(i)^2+U12(i)^2+U13(i)^2);

end

disp(U);

disp('Les Déplacements Des masses sur piles :');

for i=0:6

disp(U(2*i+1));

end
```

Vérification des appareils d'appuis :

A) Appareil d'appui (450×400×120) mm³

1). Stabilité au flambement:

Application Numérique :

$S_1 = \frac{440 \times 390}{1660 \times 12} = 8{,}61$

$\frac{F_Z}{A_r} < \frac{2 \times G \times a\prime \times S_1}{3T_E} \Rightarrow$ 19,41< 189,42 **Condition Vérifiée**

2). Traction dans les frettes :

Application Numérique :

t_s = 3 mm > {t_s = 0,859mm ; 2mm} **Condition Vérifiée**

3).Condition de non-glissement :

$F_{Z,Gmin}$: réaction minimale a l'ELU sous charges permanentes, vaut : **$F_{Z,Gmin}$ = 2,09 MN** ;

Application Numérique :

$\boldsymbol{\sigma_m = 19{,}41\ MPa \Rightarrow \mu_e = 1{,}046}$

$\boldsymbol{F_{xy} = K_s \times (V_{xT} + V_{xf} + V_{x-ret}) + F_{Fr} = 0{,}234}$ **MN**

DONC : 0,234<1,046 × 3,332 et $\boldsymbol{\frac{2{,}09}{0{,}44 \times 0{,}39} = 12{,}18\ MPa > 3\ MPa}$

Condition Vérifiée

4).Limitation de distorsion:

Evaluation de ε_c :

$$\boldsymbol{\varepsilon_c = \frac{1{,}5 \times F_z}{G \times A_r \times S} = 3{,}759}$$

Evaluation de ε_α :

$$\boldsymbol{\alpha_a = 1{,}79 \times 10^{-3}\ rad \Rightarrow \varepsilon_a = 0{,}377}$$

Evaluation de ε_q :

$$\boldsymbol{\varepsilon_q = \frac{V_X}{T_E} = \frac{0{,}0696}{0{,}096} = 0{,}725}$$

$\boldsymbol{\varepsilon_T = 4{,}861 < 7}$

Condition Vérifiée

B) Appareil d'appui (300×300×120) mm³ :

1). Stabilité au flambement

Application Numérique :

$S_1 = \frac{290 \times 290}{1160 \times 12} = 6{,}041$

$\frac{F_Z}{A_r} < \frac{2 \times G \times a\prime \times S_1}{3T_E} \Rightarrow$ 21,16< 87,59 **Condition Vérifiée**

2). Traction dans les frettes :

Application Numérique :

t_s = 3 mm > {t_s = 0,936mm ; 2mm} **Condition Vérifiée**

3).Condition de non-glissement :

$F_{Z,Gmin}$: réaction minimale a l'ELU sous charges permanentes, vaut : **$F_{Z,Gmin}$ = 0,748 MN** ;

Application Numérique :

$\boldsymbol{\sigma_m = 21{,}16\ MPa \Rightarrow \mu_e = 1{,}042}$

$\boldsymbol{F_{xy} = K_s \times (V_{xT} + V_{xf} + V_{x-ret}) + F_{Fr} = 0{,}181\ MN}$

DONC : 0,181<0,142 × 1,78 et $\boldsymbol{\frac{0{,}748}{0{,}29^2} = 8{,}89\ MPa > 3\ MPa}$ **Condition Vérifiée**

4).Limitation de distorsion:

Evaluation de ε_c : $\boldsymbol{\varepsilon_c = \frac{1{,}5 \times F_z}{G \times A_r \times S} = 5{,}84}$

Evaluation de ε_α : $\boldsymbol{\alpha_a = 3{,}45 \times 10^{-3}\ rad \Rightarrow \varepsilon_a = 0{,}748}$

Evaluation de ε_q :

$$\boldsymbol{\varepsilon_q = \frac{V_X}{T_E} = \frac{0{,}020}{0{,}096} = 0{,}208}$$

$\boldsymbol{\varepsilon_T = 6{,}796 < 7}$ **Condition Vérifiée**

ANNEXE 6 : Ferraillage

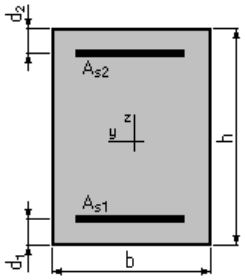
VSP
HOURDI INF NAPPE SUP
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 75.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	226.95	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	168.11	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 10.3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 8.0 (cm2)		
théorique	ρ = 0.15 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 226.95 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.35	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 2.8	(cm)
Bras de levier:	Z = 68.9	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0.42	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 168.11 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: y = 13.2 (cm)
Bras de levier: Z = 65.6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 21.8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

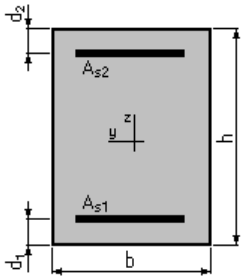
VSP
HOURDI INF NAPPE INF
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 75.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	422.42	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	312.90	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 19.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 8.0 (cm2)
théorique ρ = 0.28 (%)
minimum ρ_{min} = 0.11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 422.42 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5.3 (cm)
Bras de levier: Z = 67.9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0.83 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 312.90 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 17.5 (cm)
Bras de levier: Z = 64.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5.6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

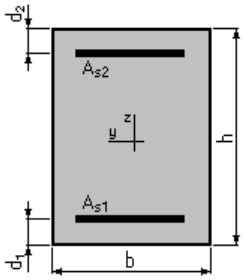
VSP HAURDI SUP NAPPE SUP
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 35.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	707.64	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	524.18	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 85.6 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 17.3 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 4.1 (cm2)		
théorique	ρ = 3.43 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS **M_{max} = 524.18 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 16.7 (cm)
Bras de levier: Z = 24.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 21.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 220.7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

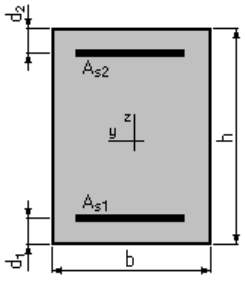
VSP HAURDI SUP NAPPE INF
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 35.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	279.36	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	206.93	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 32.2 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 4.1 (cm2)		
théorique	ρ = 1.07 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 206.93 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 12.9 (cm)
Bras de levier: Z = 25.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 12.5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

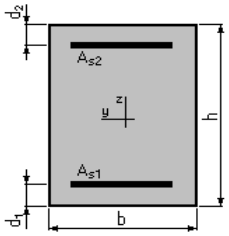
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 50.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	995.04	422.42
2.	ELS	737.07	312.90

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 17.5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 17.5 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 12.0 (cm2)	Section maximum	$A_{s\,max}$ = 250.0 (cm2)
théorique	ρ = 0.70 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.24 (%)	maximum	ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 995.04 (kN) M = 422.42 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.43	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 10.3	(cm)
Bras de levier:	Z = 40.9	(cm)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Déformation du béton:	ε_b = 2.98	(‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 308.1 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 737.07 (kN) M = 312.90 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	y = 17.8 (cm)
Bras de levier:	Z = 39.1 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 10.9 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 21.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:	σ_s = 250.0 (MPa)
comprimée:	σ_s' = 117.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

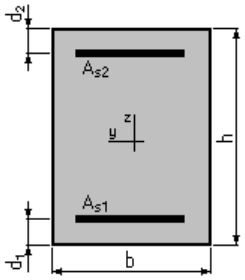
VSC
HOURDI SUP NAPPE SUP
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 35.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	707.70	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	524.22	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 85.6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 17.3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4.1 (cm2)
théorique ρ = 3.43 (%)
minimum ρ_{min} = 0.14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 707.70 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.20 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 18.6 (cm)
Bras de levier: Z = 22.6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 2.16 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 431.6 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 524.22 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 16.7 (cm)
Bras de levier: Z = 24.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 21.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 220.7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

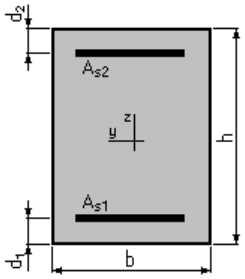
VSC
HOURDI SUP NAPPE INF
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 35.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	267.06	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	197.82	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 30.7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 4.1 (cm2)		
théorique	ρ = 1.02 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 267.06 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.33 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 8.4 (cm)
Bras de levier: Z = 26.6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 8.99 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 197.82 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 12.6 (cm)
Bras de levier: Z = 25.8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 12.1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

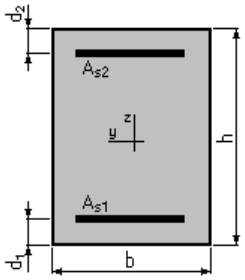
VSC
HOURDI INF NAPPE SUP
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	185.29	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	137.25	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 25.5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3.6 (cm2)		
théorique	ρ = 1.02 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 185.29 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.33 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 7.0 (cm)
Bras de levier: Z = 22.2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 9.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 137.25 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 10.5 (cm)
Bras de levier: Z = 21.5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 12.1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

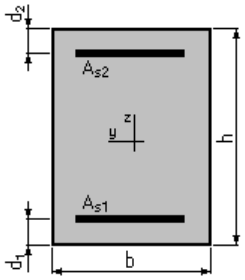
VSC
HOURDI INF NAPPE INF
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	173.33	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	128.39	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 23.8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3.6 (cm2)		
théorique	ρ = 0.95 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 173.33 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.34	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 6.5	(cm)
Bras de levier:	Z = 22.4	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3.50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 9.92	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS M_{max} **= 128.39 (kN*m)** M_{min} **= 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 10.3 (cm)
Bras de levier: Z = 21.6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11.6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

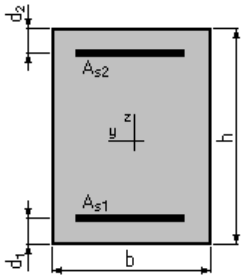
VSC
HOURDI INF NAPPE INF
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	173.33	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	128.39	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 23.8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.6 (cm2)
théorique ρ = 0.95 (%)
minimum ρ_{min} = 0.14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} **= 173.33 (kN*m)** M_{min} **= 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.34 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 6.5 (cm)
Bras de levier: Z = 22.4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 9.92 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} **= 128.39 (kN*m)** M_{min} **= 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 10.3 (cm)
Bras de levier: Z = 21.6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11.6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Ferraillage de la dalle du tablier en poutres :
Armatures inf :

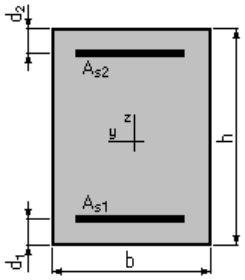
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d_1 = 3.0 (cm)
d_2 = 3.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	28.88	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 5.7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 2.3 (cm2)		
théorique	ρ = 0.26 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 28.88 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 0.01
Position de l'axe neutre: y = 0.3 (cm)
Bras de levier: Z = 21.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 22.4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

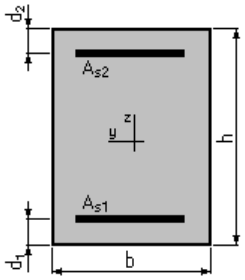
armatures sup :
Calcul de Section en Flexion Simple

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d_1 = 3.0 (cm)
d_2 = 3.0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	24.32	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 4.8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 2.3 (cm2)		
théorique	ρ = 0.22 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 24.32 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 0.01
Position de l'axe neutre: y = 0.3 (cm)
Bras de levier: Z = 21.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 18.9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

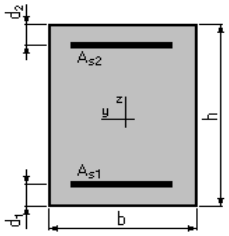
Ferraillage des futs de la pile 04 : Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypotheses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 180.0 (cm)
h = 180.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	5078.44	2377.78
2.	ELU	6846.82	3709.93
3.	ELA	4757.00	8052.21

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 49.8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 49.8 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 64.8 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1620.0 (cm2)
théorique ρ = 0.31 (%)
minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 5078.44 (kN) M = 2377.78 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.24
Position de l'axe neutre: y = 141.5 (cm)
Bras de levier: Z = 127.8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 3.7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 8.4 (MPa)
comprimée: σ_s' = 53.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 6846.82 (kN) M = 3709.93 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.88 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 118.3 (cm)
Bras de levier: Z = 127.7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 1.68 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 335.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 4757.00 (kN) M = 8052.21 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 21.5 (cm)
Bras de levier: Z = 166.4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.40 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 500.0 (MPa) comprimée: σ_s' = 215.0 (MPa)

Armatures transversales des futs de la pile 04 :

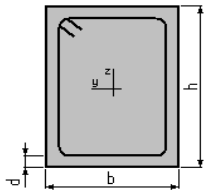
Calcul de Section à l'effort Tranchant en zone critique

1. <u>Hypothèses</u> :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. <u>Section</u> :



b = 180.0 (cm)
h = 180.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	159.96	6846.82
2.	ELA	825.80	4757.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.3 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.6 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2.3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : S_t = 15.0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15.0 (cm)

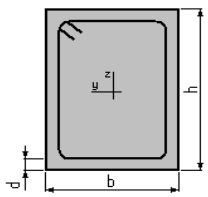
Calcul de Section à l'effort Tranchant en zone courante.

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



b = 180.0 (cm)
h = 180.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	159.96	6846.82
2.	ELA	825.80	4757.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.3 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.6 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2.3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : S_t = 30.0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30.0 (cm)

Feraillage du chevetre :

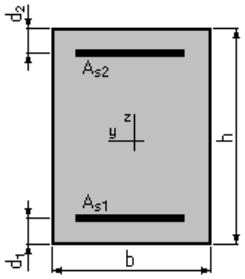
Calcul de Section en Flexion Simple de la section sur appui

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 280.0 (cm)
h = 157.5 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	443.52	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 42.7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 42.7 (cm2)
théorique ρ = 0.10 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 443.52 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 3.48
Position de l'axe neutre: y = 24.2 (cm)
Bras de levier: Z = 144.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 5.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

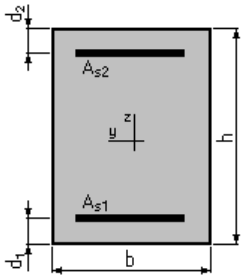
Calcul de Section en Flexion Simple de la section mediane.

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 280.0 (cm)
h = 157.5 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	2241.90	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 62.8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 42.7 (cm2)
théorique ρ = 0.15 (%)

minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 2241.90 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 28.8 (cm)
Bras de levier: Z = 142.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 25.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

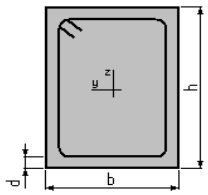
Ferraillage transversal du chevetre : Calcul de Section à l'effort Tranchant en zone critique

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone critique

2. Section :



b = 280.0 (cm)
h = 157.5 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	3572.36	0.00
2.	ELA	0.00	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.8 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.6 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 3.5 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 8.0 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 16 + 2 ∅ 16
Espacement : S_t = 11.0 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 38.1 (cm) 5 + 12*10 + 1*35 (cm)

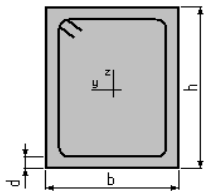
Calcul de Section à l'effort Tranchant en zone courante

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone courante

2. Section :



b = 280.0 (cm)
h = 157.5 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	3572.36	0.00
2.	ELA	0.00	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.8 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.6 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 3.5 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 8.0 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 16 + 2 ∅ 16
Espacement : S_t = 30.3 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40.0 (cm) 13 + 4*25 + 1*35 (cm)

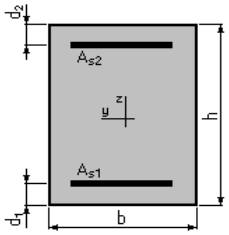
Ferraillage de la culée:
Ferraillage du mur frontal :
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 220.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	1166.83	1665.17
2.	ELU	1575.22	2879.58
3.	ELA	1956.72	1108.19

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 22.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 22.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 44.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1100.0 (cm2)
théorique ρ = 0.20 (%)
minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 1166.83 (kN) M = 1665.17 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.73
Position de l'axe neutre: y = 65.1 (cm)
Bras de levier: Z = 193.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 19.6 (MPa)
comprimée: σ_s' = 35.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU N = 1575.22 (kN) M = 2879.58 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.53 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 23.9 (cm)
Bras de levier: Z = 205.4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)

Déformation du béton: ε_b = 1.25 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 198.2 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 1956.72 (kN) M = 2459.24 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.53 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 43.9 (cm)
Bras de levier: Z = 197.4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2.57 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 500.0 (MPa) comprimée: σ_s' = 455.0 (MPa)

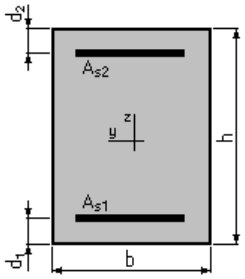
Ferraillage du mur garde greve : Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 55.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	123.52	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 10.7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 5.0 (cm2)		
théorique	ρ = 0.21 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS **M_{max} = 123.52 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 11.2 (cm)
Bras de levier: Z = 46.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4.8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

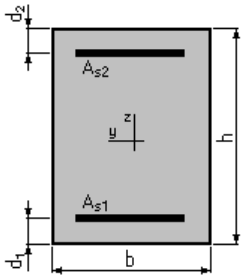
Ferraillage de la dalle de transition : Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	129.42	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	106.36	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 19.5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3.0 (cm2)		
théorique	ρ = 0.78 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 129.42 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	0.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 0.0	(cm)
Bras de levier:	Z = 25.0	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0.00	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 0.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		

Cas ELS M_{max} = 106.36 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	0.00
Position de l'axe neutre:	y = 0.3 (cm)
Bras de levier:	Z = 24.9 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 77.2 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Ferraillage du corbeau d'appui de la dalle de transition :

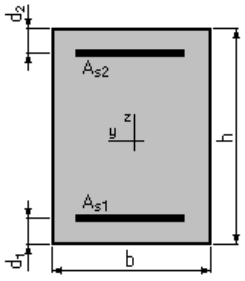
Calcul de Section en Flexion Simple

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 100.0 (cm)
h = 40.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	112.79	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	85.55	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 10.7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3.8 (cm2)		
théorique	ρ = 0.31 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 112.79 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.38	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 3.8	(cm)
Bras de levier:	Z = 33.5	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1.22	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 85.55 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	y = 9.1 (cm)
Bras de levier:	Z = 32.0 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 5.9 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

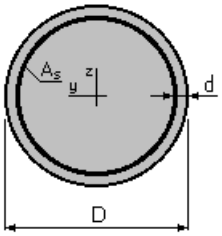
Ferraillage des pieux:
Ferraillage des pieux sous la pile 03 :
Calcul de Section en Flexion Composée

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



D = 120.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M$_y$** (kN*m)
1.	ELU	4580.63	254.41
2.	ELS	3384.65	195.50
3.	ELA	2104.62	1755.59

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 36.4 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 22.6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.5 (cm2)
théorique ρ = 0.32 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 4580.63 (kN) M$_y$ = 254.41 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.46 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 128.1 (cm)
Bras de levier: Z = 54.6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.34 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 3384.65 (kN) M$_y$ = 195.50 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.09
Position de l'axe neutre: y = 217.8 (cm)
Bras de levier: Z = 55.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 3.9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 56.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 2104.62 (kN) M$_y$ = 1755.59 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 29.6 (cm)
Bras de levier: Z = 95.7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 9.48 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500.0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 457.9 (MPa)

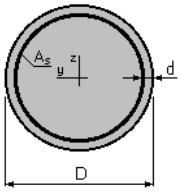
Ferraillage transversal des pieux sous la pile 03 : Calcul de Section à l'effort Tranchant en zone critique

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 120.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELA	496.30	2104.62
2.	ELU	71.92	4580.63

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.5 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2.3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : S_t = 11.5 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15.0 (cm)

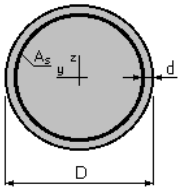
Calcul de Section à l'effort Tranchant en zone courante

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 120.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELA	496.30	2104.62
2.	ELU	71.92	4580.63

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.5 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2.3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : S_t = 30.0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30.0 (cm)

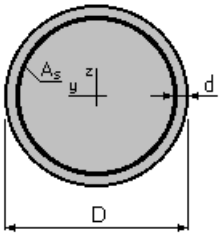
Ferraillage des pieux:
Ferraillage des pieux sous la pile 04 :
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M$_y$** (kN*m)
1.	ELU	2334.30	290.03
2.	ELS	1769.38	246.97
3.	ELA	1601.30	1755.35

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 45.7 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 22.6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.5 (cm2)
théorique ρ = 0.40 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 2334.30 (kN) M$_y$ = 290.03 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.92 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 109.0 (cm)
Bras de levier: Z = 61.2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.02 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =4.6 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 1769.38 (kN) M$_y$ = 246.97 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.70
Position de l'axe neutre: y = 125.6 (cm)
Bras de levier: Z = 63.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 38.8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 1601.30 (kN) M$_y$ = 1755.35 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 28.0 (cm)
Bras de levier: Z = 96.4 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.43 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500.0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434.9 (MPa)

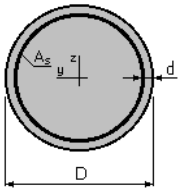
Ferraillage transversal des pieux sous la pile 04 : Calcul de Section à l'effort Tranchant en zone critique

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 120.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELA	484.08	1755.35
2.	ELU	79.98	2334.30

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.5 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2.3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : S_t = 11.7 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15.0 (cm)

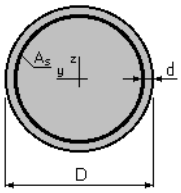
Calcul de Section à l'effort Tranchant en zone courante.

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 120.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELA	484.08	1755.35
2.	ELU	79.98	2334.30

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.5 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2.3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : S_t = 30.0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30.0 (cm)

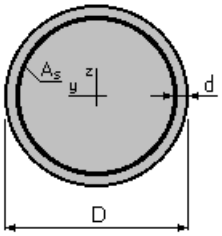
Ferraillage des pieux sous la culée
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

Fissuration préjudiciable
Pas de prise en compte des dispositions sismiques
Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)
1.	ELS	3239.56	2017.66
2.	ELU	3994.87	3575.59
3.	ELA	1584.20	2069.23

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 146.5 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 22.6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.5 (cm2)
théorique ρ = 1.29 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 3239.56 (kN) M_y = 2017.66 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.03
Position de l'axe neutre: y = 56.7 (cm)
Bras de levier: Z = 86.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 15.7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 220.4 (MPa)
comprimée: σ_s' = 192.6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N° 2: Type ELU N = 3994.87 (kN) M_y = 3575.59 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 50.8 (cm)
Bras de levier: Z = 85.9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 4.06 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =434.8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N° 3: Type ELA N = 1584.20 (kN) M_y = 2069.23 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.90 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 42.3 (cm)

Bras de levier: Z = 89.8 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 5.59 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500.0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

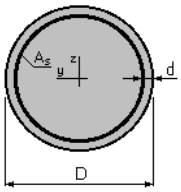
Calcul de Section à l'effort Tranchant en zone courante.

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 120.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELA	1441.53	1584.20
2.	ELU	1016.78	3394.87

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1.5 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4.0 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 16
Espacement : S_t = 7.0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15.0 (cm)

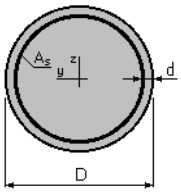
Calcul de Section à l'effort Tranchant en zone courante

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 120.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELA	1441.53	1584.20
2.	ELU	1016.78	3394.87

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1.5 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4.0 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 16
Espacement : S_t = 10.8 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30.0 (cm)