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 et Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures des Bases

Thème

ETUDE D'UN PONT A POUTRE EN BETON PRECONTRAINT OA 15/02 PENTRANTE MASCARA

Présenté par :

SOUAYAH ALI

Encadré par :

M. ZOURGUI HEMAIDI NEDJIB

PROMOTION 2020/2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

Je remercie le **Bon-Dieu** tout-puissant qui m'a donné la Force,

Le courage et la volonté de réaliser ce modeste travail.

Je remercie **MES PARENTS**, pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que je puisse franchir tous les obstacles durant toutes nos années d'études.

C'est avec une profonde reconnaissance que je remercie mon

Promoteur **M. ZOURGUI HEMAIDI NEDJIB** pour m'avoir encadré et pour ses précieuses collaborations et ces conseils.

Sans oublier de remercier les membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Enfin, je plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui nous ont aidé et encouragé pendant la période de notre travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À Mes très chers parents.

À Toute ma famille.

À tous mes amis.

.



SOUAYAH ALI

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة الجسر 02/ 15 المكون بروافد مسبقة الاجهاد المتواجد بالطريق السيار الرابط بين الطريق السيار شرق غرب وولاية معسكر، الجسر يقطع واد الحمام على مسافة 245.7متر طولا و11.25 متر عرضا وهو متكون من سبعة امتدادات متماثلة. يرتكز هذا الجسر على ست دعامات.

تمت هذه الدراسة استنادا الى القوانين المعمول بها في الجزائر BPEL91,BAEL91,RCPR2008, RPOA2008.

العمل المنتظر هو دراسة الجزء العلوي وعناصر من الجزء السفلي كما سنعمل على دراسة سابقية الاجهاد و دراسة الزلازل وحساب العناصر المشكلة لهذا الجسر.

دراسة سطح الجسر يكون باستعمال برنامج الروبو نسخة 2013 بينما رسم المخططات سيتم باستعمال برنامج الاوتوكاد نسخة 2013.

كلمات مفتاحية : جسر خرسانة مسبقة الاجهاد كابلات دعامة.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude de pont 15 /02 qui se trouve au pénétrante de mascara et l'autoroute Est ouest c'est un pont a poutre en béton précontraint par post tension. Le pont traverse l'Oued el hammame sur une longueur de 245.7 ml, avec une largeur de 11.25 m. Le pont composé de sept travées, repose sur six appuis simples. Cette étude est faite en utilisant les règlements utilisés en Algérie tel que le BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008.

Le travail à effectuer comporte l'étude de la superstructure et la pile l en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux.

L'étude du tablier est faite à l'aide de logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2013. Quant aux plans, ils sont réalisés grâce au logiciel de dessin AutoCAD 2013.

Mots clés : Pont, béton, précontraint, câble, pile, culée.

LISTE DES ABREVIATIONS

ftj : Résistance caractéristique du béton à la traction au jem jours.

γb : Coefficient de sécurité du béton.

fbu : Résistance du béton comprimé à l'ELU.

σ bc : Contrainte limite de compression du béton.

Eij : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.

EVj : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.

σs : Contrainte admissible de traction de l'acier passif.

Ep : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.

γ s : Coefficient de sécurité de l'acier.

f : Coefficient de frottement en courbe.

Ap: Section des aciers actifs .

∅: Diamètre de la gaine.

φ : Coefficient de frottement en ligne.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression au jeme jours.

fe : Limite élastique des aciers passifs.

Es : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif ;

f prg : Limite de rupture garantie des aciers actifs.

f peg : Limite de élastique garantie des aciers actifs.

hp : Hauteur de la poutre.

ep : Epaisseur de l'âme.

bt : Largeur totale des talons.

B : Section brute.

V´ : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.

V : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.

I : Moment d'inertie de la section.

i^2: Rayon de giration .

ρ : Coefficient de rendement géométrique de la section.

L: La portée de la travée .

ρb : Masse volumique du béton.

lc : Largeur chargeable.

n : Nombre de voies.

lv : Largeur d'une voie.

a1 : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

a2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.

bc : Coefficient de pondération du convoi BC.

bt : Coefficient de pondération du convoi Bt.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

Ω : Aire de la ligne d'influence.

V : Effort tranchant ;

Mf : Moment fléchissant.

α : Paramètre de torsion.

θ : Paramètre d'entretoisement.

ρP : Rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.

ρE : Rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

γ P : Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur.

γ E : Rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

IP : Moment d'inertie de la poutre.

IE : Moment d'inertie de l'entretoise .

I0 : Moment d'inertie de la poutre en section d'about .

Im : Moment d'inertie de la poutre en section médiane .

K α: Coefficient de répartition transversale .

2b : Largeur active .

n : Nombre de poutres .

P min : Précontrainte minimale ;

B n : Section nette .

B br : Section brute.

In : Moment d'inertie nette de la section .

Ibr : Moment d'inertie brute de la section .

σti: Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure .

σts: Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure .

P0 : Effort à l'origine .

n : Nombre de câbles .

eP : Excentricité du câble moyen .

σ sup : Contrainte sur la fibre supérieure .

σ inf : Contrainte sur la fibre inférieure .

Vu : Effort tranchant limite .

m : Nombre de gaines par lit .

V min : Effort tranchant minimum .

Vmax : Effort tranchant maximum .

$\alpha(x)$: Angle de déviation du câble entre 0 et x .

σp0: Tension initiale .

Δσf :Perte de tension par frottement .

Δσrec: Perte de tension par glissement .

Δσrac : Perte de tension par déformation instantanée du béton .

rm : Rayon moyen de la section .

Δσp (x): Perte due à la relaxation de l'acier .

Δσflu : Perte due au fluage du béton .

Δσinst : Pertes instantanées .

Δσ d : Pertes différées .

σbt Contrainte admissible de traction .

σbc Contrainte admissible de compression .

Vred : Effort tranchant réduit .

S(y) : Moment statique / au centre de gravité de la poutre .

b n(y) : Largeur nette de la section au niveau y .

Mu ,Nu : Sollicitations agissant sur la section / Ap ;

σbt : Contrainte de traction dans le béton .

Nu : Effort normale résistant ultime .

M u : Moment fléchissant résistant ultime / Ap ;

st : Espacement des armatures transversales

$\mu\alpha$: Coefficient de répartition transversal .

lx et ly : Dimensions de panneau de dalle .

Mt : Moment entravée.

Ma : Moment à l'encastrement.

Qu : Charge concentrée à l'ELU

Fg : Flèche due aux charges permanentes.

Fp : Flèche due à la précontrainte.

Fc : Flèche de construction.

FD : Flèche due à la surcharge D240.

θg : Rotation due aux charges permanentes .

θ D : Rotation due à la surcharge D240 .

θ P : Rotation due à la précontrainte .

R i : Rigidité d'un appui .

τH : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal .

τN : Contrainte de cisaillement due à l'effort normal .

αT : Angle de rotation de l'appareil d'appui .

αt : Angle de rotation d'un feuillet élémentaire .

f : Coefficient de frottement .

G : valeur nominale des charges permanentes / module de cisaillement .

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble .

Q : actions variables des charges d'exploitation .

T : période fondamentale .

T1, T2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie de site .

Sae (T) : spectre de réponse élastique .

K : Raideur .

g : Accélération de la pesanteur

S: coefficient de site

η: Facteur de correction de l'amortissement.

(ξ):Taux d'amortissement.

F: La force sismique .

d : Déplacement .

Ec : l'énergie cinétique du système

Mt : Moment de torsion ;

τu (v): Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant ;

τu (Mt): Contrainte de cisaillement dû à la torsion ; Ns : Effort normal dû au séisme ; Hs : Effort horizontal dû au séisme .

. Lf : Longueur de flambement.

$\bar{\lambda}$: Elancement admissible

SOMMAIRE

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : INTERACTION SOL-STRUCTURE 2

0.1. INTRODUCTION :..... 2

0.2. DEFINITION INTERACTION SOL – STRUCTURE 2

0.3. TYPES D'INTERACTION : 4

0.3.1. INTERACTION CINEMATIQUE :..... 4

0.3.2. INTERACTION INERTIELLE :..... 4

0.4. EFFET INTERACTION SOL – STRUCTURE : 5

0.5. EFFETS DE L'ISS (FEMA-440) :..... 6

0.5.1. EFFETS CINEMATIQUES : 7

0.5.2. AMORTISSEMENT DE LA FONDATION :..... 8

0.6. CONCLUSION :..... 9

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DU PROJET..... 10

I.1. Introduction..... 10

I.2. Information générales sur l'ouvrage 10

I.2.1. Données fonctionnelles 10

I.2.2. Données naturelles 12

I.2.2.1. Données géotechniques..... 12

I.2.2.2.Données sismiques..... 12

I.2.2.3. Données climatiques 12

I.2.2.4. Données Topographiques..... 12

CHAPITRE II : Caractéristiques des matériaux et du tablier 13

II.1. INTROUDUCTION 13

II.2. Les caractéristiques des matériaux 13

II.2.1. Le béton 13

II.2.1.1 Résistance a la compression..... 13

II.2.1.2. Résistance à la traction 13

II.2.1.3. contarinte admissible 13

II.2.1.4. deformations 15

II.2.2. Les ACIERS 15
II.2.2.1 les aciers passifs 15
II.2.2.2. Les aciers actifs 16
II.3. Hypothèse de calcul 16
II.3.1 Les normes utilisées 16
II.4. Caractéristiques du tablier 17
II.4.1. Pré-dimensionnement 17
Chapitre III : EVALUUATION DES CHARGES ET MODILISATION 21
III.1. INTRODUCTION 21
III.2. EVALUATION DES CHARGES 21
III.2.1. CALCUL DES CHARGES PERMANANTES Cp 21
III.2.2. Calcul du complément des charges permanentes CCP 22
III.2.3. le poids total de tablier 22
III.3 .Calcul des surcharges 23
III.3.1. Classe de pont 23
III.3.2. Nombre de voies 23
III.3.3 EVALUATION DES SURCHARGES 23
III.3.3.1 Système de charge A : 23
III.3.3.2 .Système de charge B 24
III.3.3.3. Système de charge militaire Mc 120 27
III.3.3.4. Système de charge exceptionnelle D240 27
III.3.3.5 SURCHARGE SUR TROTTOIR (ST) 28
III.4. Effort de freinage 28
III.5 .MODILISATION 29
III.5.1.INTRODUCTION 29
III.5.2.MODELISATION DE L'OUVRAGE 29
III.5.2.1.LES ETAPES DE MODELISATION 29
III.5.2.2.MODELISATION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE 30
III.5.2.2.1.Les poutres 30
III.5.2.2.2. L'hourdis 30
III.5.2.2.3. Les appuis 31
III.5.3.DEFINITION DE CHARGES 31
III.5.4.LES COMBINAISONS DE CHARGES 33
III.5.5.RESULTATS : 33

CHAPIYTRE IV : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 34
IV.1. Introduction 34
IV.1.1. LE PRINCIPE DU BETON PRECONTRAINT : 34
IV.1.2. PHASE DE MONTAGE : 34
IV.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE : 34
IV .2.1. HYPOTHESES : 35
IV .2.1.1. CLASSE DE LA PRECONTRAINTE SELON BPEL : 35
IV .2.1.2. Caractéristiques et données 35
IV.3. FORCE ET EXCENTRICITE DE LA PRECONTRAINTE : 36
IV.4. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES 38
IV.5. DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES 40
IV.5.1. SECTION D'ABOUT 40
IV.5.2. SECTION MEDIANE 41
IV.6. Tracer des câbles de précontraintes 42
IV.7. Détermination l'angle de relevage 44
IV.8. CALCUL DES PERTES 46
IV.8.1. Pertes instantanés 47
IV.8.1.1. Pertes par frottements 47
IV.8.1.2. Les pertes par glissement d'ancrage (le recul de l'ancrage) 48
IV.8.1.3. Perte par déformation instantané de béton (raccourcissement de béton) 48
IV.8.2. Les pertes de tension déférées 50
IV.8.2.1. Pertes par retrait 50
IV.8.2.2. Perte par fluage : 51
IV.8.2.3. La perte par relaxation 52
IV.9.LA VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALE A L'ELS 54
IV.10. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES a ELS 60
IV .11. FERRAILLAGE PASSIF 60
IV .11.1 ARMATURESS LONGITUDINALES DE LA ZONE TENDUE 60
IV .11.2. ARMATURES DE PEAU 61
IV .12. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELU 62
IV .12.1. Justification des contraintes tangentielle 62

IV .12.2. Justification des contraintes normales 63

CHAPITRE V : ETUDE DE LA DALLE 68

V.1. INTRODUCTION 68

V.2.LA FLECHE ET CONTRE FLECHE 68

V.2.1. Flèche due au poids propre 68

V.2.2. Contre flèche de précontrainte 69

V.2.3. Flèche de construction : 69

V.2.4. Flèche maximale à ELS 69

V.2.5. Flèche totale 70

V.3. ETUDE DE LA FLEXION 70

V.4. La modélisation de la dalle 70

V.5. Résultats 71

V.6. Ferraillages 71

V.6. 1.DISPOSITION CONSTRUCTIVE 71

V.6.2. ESPACEMENT DES ARMATURES 72

V.6.3. CHOIX des ACIERS 72

V.7. VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT 73

CHAPITRE VI. ETUDE SISMIQUE 75

VI.1. Introduction 75

VI.2. Classification et données du RPOA 75

VI.3. Analyse monomodale spectrale 75

VI.4. Calcul sismique : 77

VI.4.1. Longitudinalement : 77

VI.4.2. Transversalement : 79

CHAPITRE VII. CALCUL DES EQUIPEMENTS 80

VII.1. Introduction 80

VII.2. Appareils d'appuis 80

VII.2.1. Dimensionnent des appareils d'appuis 80

VII.2.1.1. Aire de l'appareil d'appui 80

VII.2.1.2. L'épaisseur de l'appareil d'appui 81

VII.2.1.3. Dimensionnement des frettes 81
VII.2.1.4. Calculs les efforts horizontaux : 81
VII.3. Vérification de dimensionnement : 82
VII.4. Joint de chaussée 84
VII.4.1. Détermination du souffle 85
CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PILE 86
VIII.1. Introduction 86
VIII.2. Implantation des piles et Pré dimensionnement : 86
VIII.3. Évaluations des efforts 87
VIII.4. Étude de chevêtre 87
VIII.5. ETUDE DE FUTS 91
VIII.5.1. Etude sismiques : 91
VIII.5.2. Etude statique 92

LISTES DES FIGURES

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : INTERACTION SOL-STRUCTURE

Figure 0 .1. Illustration de l'ISS 4
Figure 0 .2. Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS [20] 5
Figure 0.3. Interaction sol-structure Incorporation des effets 7
Figure. 0 .4. Modèles des fondations (FEMA 440) 8

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DU PROJET

Figure I .1. Situation de l'ouvrage dans le site de projet 10
Figure I .2. Vue en plan de l'ouvrage 10
Figure I.3. Coupe longitudinale de l'ouvrage 11
Figure I .4. Coupe transversale de l'ouvrage 11
Figure I .5. Carte de zonage sismique de l'Algérie 12

CHAPITRE II : Caractéristiques des matériaux et du tablier

Figure II 1. Section médiane de la poutre 19
Figure II .2. Section d'about 19
Figure III . 1. Coupe longitudinal de la poutre 21

Chapitre III : EVALUUATION DES CHARGES ET MODILISATION

Figure III.2. Système BC 24
Figure III.3.Système Br 25
Figure III.4.Système Bt 26
Figure III.5.Système Mc 120 27
Figure III.6. Système D240 27
Figure III.7.Modélisation de la poutre. 30
Figure III.8.Modélisation des poutres. 30
Figure III.9.Modélisation de l'hourdis. 31
Figure III.10. Modélisation l'ouvrage. 31

CHAPIYTRE IV : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure IV. 1. Classe des Section selon le BPEL 35
Figure IV. 3. Caractéristiques des plaques d'ancrages 40
Figure IV. 4. Disposition des câbles à l'about 41
Figure IV. 5. disposition géométrique des câbles 41
Figure IV. 6. Disposition des câbles à mi travée 42
Figure IV. 7. angle de relevage des câbles 45
Figure IV. 8. tracer des trois câbles 46
Figure IV. 9. coefficients f et φ. 47
Figure IV. 10. diagramme du contraintes 61
Figure IV. 11. Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU 64

CHAPITRE V : ETUDE DE LA DALLE

Figure V.1. Flèche due au poids propre 68
Figure V.2. Contre flèche de précontrainte 69
Figure V.3.Flèche maximale à ELS 69
FigureV.4. La modélisation de l'hourdi 70
FigureV.5. Moment max à l'E.L. S 71
FigureV.6. Section d'étude du ferraillage de la dalle 71
FigureV.7. Schéma de ferraillage transversale de la dalle 73
FigureV.8. Schéma de ferraillage longitudinal de la dalle. 73

CHAPITRE VI. ETUDE SISMIQUE

Figure VI. 1. Sens longitudinal 77
Figure VI. 2. Sens transversal 79

CHAPITRE VII. CALCUL DES EQUIPEMENTS

Figure VII.1. Les dimensions de l'appareil d'appui 80

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PILE

Figure VIII.1. Modélisation du chevêtre 87
Figure VIII.2. Moments maximale à l'ELS 88
Figure VIII.3. Effort tranchant maximale à L'ELU 88
Figure VIII.4. Ferraillage du chevêtre 91
Figure VIII.5. Résultats du modelé de pile sur Robot 91
FigurVIII.6. Ferraillages des fut 93

LISTES DES TABLEAUX

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : INTERACTION SOL-STRUCTURE

Tableau 0.1. Facteur de modification 8

CHAPITRE II : Caractéristiques des matériaux et du tablier

Tableau. II.1. Les différentes valeurs de la contrainte admissible de compression à l'ELU 14
Tableau. II.2. Les différentes valeurs de la contrainte admissible de compression à l'ELS 14
Tableau. II.3. Caractéristiques de la précontrainte 16
Tableau. II.4. Formules pré dimension de la poutre 17
Tableau. II.5. Dimensions de la dalle 19

Chapitre III : EVALUUATION DES CHARGES ET MODILISATION

Tableau III. 1. Calcul du poids de la poutre 21
Tableau III. 2. Valeurs des charges PERMANANTES 22
Tableau III. 3. Coefficients a1 23
Tableau III. 4. Valeurs de V0 23
Tableau III. 5. valeurs de la charge A 24
Tableau III. 6. Valeurs de bc 24
Tableau III. 7. Valeurs de BC (des essieux) 25
Tableau III. 8. Valeurs de Br 25
Tableau III. 9. Valeurs de bt 26
Tableau III. 10. Valeurs de Br 26
Tableau III. 11. valeurs des Charge Mc 120 27
Tableau III. 11. L'effort de freinage HF 28
Tableau III.12. Définition de charges 32
Tableau III.13. Les coefficients des combinaisons. 32
Tableau III.14. Les combinaisons de charges E.L.U 33
Tableau III.15. Les combinaisons de charges E.L.S 33

CHAPIYTRE IV : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau IV .1. Caractéristiques du câble 35
Tableau IV.2. Caractéristiques de la poutre 36
Tableau IV.3. Valeurs des efforts interne nécessaire pour le calcul de la précontrainte 36
Tableau IV. 2. caractéristiques des câbles 37
Tableau IV.3. Caractéristiques de la section 38
Tableau IV.4. Vérifications des contraintes 39
Tableau IV.5. Les coordonnées et les Angeles du câble N°1 42
Tableau IV.6. Les coordonnées et les Angeles du câble N°2 43
Tableau IV.7. Les coordonnées et les Angeles du câble N°3 44
Tableau IV.8. Résultats de l'angles de relevage 45
Tableau IV.9. Les résultats de f et R et β 46
Tableau IV.10. Les résultats de calcule des pertes par frottements. 48
Tableau IV.11. Les résultats de calcul des pertes par glissement d'ancrage 48
Tableau IV.12. Tableau récapitulatif des pertes par déformation instantané À 7jours 49
Tableau IV.13. Tableau récapitulatif des pertes par déformation instantané À 18 jours. 49
Tableau IV.14. Tableau récapitulatif des pertes par déformation instantané 2éme famille 50
Tableau IV.15. Tableau récapitulatif des pertes instantané 50
Tableau IV.16. Les résultats de calcul des pertes par retrait a 7jours 51

Tableau IV.17. Les résultats de calcul des pertes par retrait a 28 jours 51
Tableau IV.18. Les résultats de calcul des pertes par retrait 2eme famille 51
Tableau IV.19. Les résultats de calcul des pertes par fluage 1ere famille 52
Tableau IV.20. Les résultats de calcul des pertes par fluage 2eme famille 52
Tableau IV.21. Les résultats de calcul des pertes par relaxation 1ere famille 53
Tableau IV.22. Les résultats de calcul des pertes par relaxation 2eme famille 53
Tableau IV.23. Tableau récapitulatif des pertes déférée : 53
Tableau IV.24. Tableaux récapitulatif des pertes 54
Tableau IV.25. Les caractéristiques des sections 54
Tableau IV.26. Les contraintes admissibles 55
Tableau IV.27. Les moments maximaux 55
Tableau IV.28. Valseurs du l'excentricité des câbles pour chaque phase : 56
Tableau IV.29. Valeurs de P1 et P2 57
Tableau IV.30. Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS. 58
Tableau IV.31. de la vérification des contraintes tangentielles 60
Tableau IV.32. Résultats As 61
Tableau IV.33. Résultats du At 61
Tableau IV.34. Vérifications du βu 62
Tableau IV.35. Résultats du formule 63
Tableau IV.36. Calcul des déformations pour la justification à L'ELU 66

CHAPITRE V : ETUDE DE LA DALLE

Tableau V.1. Choix des armatures transversales. 72
Tableau V.2. Choix des armatures longitudinales. 73
Tableau V.3. Vérification de non poinçonnement 74

CHAPITRE VI. ETUDE SISMIQUE

Tableau VI.1. Résultats de Kculé 76
Tableau VI.2. Résultats de Kfut 77
Tableau VI.3. Résultats du Kpile 77
Tableau VI.4. de répartitions des efforts sismique 78
Tableaux VI.5. Résultats des Kfut 79

CHAPITRE VII. CALCUL DES EQUIPEMENTS

Tableaux VII.1. Dimensions des appareilles d'appuis 81
Tableau VII.2. Résultats des efforts horizontaux 82
Tableau VII.4. Type de Joint de chaussée 85
Tableau VII.5. Les dimensions de Joint de chaussée 85

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PILE

Tableau VIII.1 Implantation et hauteurs des piles 86
Tableau VIII.2. Dimension de chevêtre 86
Tableau VIII.3 Dimension des fut 86
Tableau VIII.4. Dimension de semelle 86
Tableau VIII.5. Valeurs des Réactions de tablier 87
Tableau VIII.6. Valeurs des efforts 92
Tableau VIII.7. Tableaux des combinaisons 92
Tableau VIII.8. Résultats de toutes les combinaisons 93

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'étude est choisi pour effectuer l'étude d'un pont à poutre en béton précontrainte sur la pénétrante de la wilaya de mascara, il va passer par plusieurs étapes.

Après le recueil des données naturelles et fonctionnelles, on définit les caractéristiques des matériaux utiliser après on passe à l'étude du tablier qui constituent d'un hourdis et d'éléments porteurs qui différent d'un pont à un autre.

Ces éléments vont être étudié et dimensionner, selon des règlements bien précis (BAEL, BPEL, SETRA...), pour supporter les charges permanentes et d'exploitations créant essentiellement des sollicitations en moments fléchissant et efforts tranchants, dont la modélisation de tablier se fait par un logiciel de calcule, basée sur la méthode des éléments finies, peut les déterminer d'une manière plus exacte et précise.

Après la détermination des différentes sollicitations on passe à l'étude de la précontrainte. Dans l'étude du précontrainte, on propose une pré dimensionnement des câbles et on doit le vérifier et on finalise l'étude de la superstructure par l'étude de l'hourdis

On passe à l'étude de l'infrastructure, on fixe les dimensions des différents éléments et on fait une étude sismique pour la détermination du ferraillage nécessaire en tenant compte des actions dynamiques (séisme) et aussi le dimensionnement des équipements nécessaire pour le bon fonctionnement de l'ouvrage

Pour cela, il nous a fallu trois mois de formation, de boulot et d'effort en espérant que le travail sera à la hauteur.

CHAPITRE 0 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

INTERACTION SOL-STRUCTURE

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : INTERACTION SOL-STRUCTURE

0.1. INTRODUCTION :

L'interaction sol-structure joue un rôle important dans la réponse sismique des ponts, des structures, des barrages ainsi que des bâtiments reposant sur des sols meubles. La question qui se pose est de savoir comment ces deux facteurs (sol et structure) interagissent et dans quelle mesure le mouvement du sol support est affecté par la réponse de la structure, dont la réponse sera elle-même modifiée par le mouvement du sol support. Le terme générique regroupant l'étude de ces phénomènes est désigné dans la littérature sous le nom d'interaction sol structure.

La réponse sismique d'un pont est influencée par la réponse du sol, le chargement sismique et les propriétés mécaniques du sol et de la structure. En vue d'un calcul parasismique, c.-à-d. calcul dynamique d'un pont pour évaluer sa réponse, l'ingénieur doit estimer l'excitation sismique agissant à la base de l'ouvrage. Il doit appliquer cette excitation à la base de l'ouvrage de façon à procéder au dimensionnement des éléments structuraux pour répondre aux exigences du futur séisme. La réponse sismique du système sol-structure est également influencée par le comportement de l'interface entre la structure et l'ensemble sol fondation. En réalité, les liaisons ne sont pas parfaites et un mouvement relatif comme le glissement et le décollement sur cette interface peut avoir lieu.

La résolution de tout problème de mécanique nécessite une bonne connaissance de Ses conditions aux limites. Pour bien comprendre, il est facile d'imaginer, qu'une structure élancée de type poutre encastrée à une extrémité, se comporte de manière totalement différente d'une poutre dont l'encastrement est remplacé par une rotule avec ressort sa rigidité et ses fréquences propres s'en trouvent réduites alors que ses déplacements peuvent être amplifiés. Le même raisonnement peut être effectué pour un immeuble reposant sur une fondation. La connaissance de la fondation et du sol sous-jacent est essentielle pour bien déterminer le comportement réel de la structure (Grange, 2008). Les déformations de l'ouvrage pendant un tremblement de terre sont affectées par les interactions entre les trois systèmes liés : la structure, la fondation, et les formations géologiques sous-jacentes et entourant les fondations.

L'analyse de l'interaction sismique, sol-structure consiste à évalue la réponse collective de ces sous- systèmes à un mouvement du sol en champ libre. L'interaction entre ces trois sous-systèmes résulte en deux phénomènes physiques se dénommant Interaction Inertielle et Interaction Cinématique. Ces deux phénomènes se produisent avec un petit décalage temporel. Objectif : Ce chapitre est consacré à la présentation des notions théoriques de base de l'interaction sol-structure dans le domaine des ponts

0.2. DEFINITION INTERACTION SOL – STRUCTURE :

L'interaction entre le sol et les structures est étudiée depuis le 20 ème siècle (Linger1972). Les premières études se concentrèrent sur la détermination de la pression latérale des terres contre les murs (Heyman 1972). Plus récemment, des recherches ont été effectuées sur l'influence de la rigidité des conduites enterrées sur la pression des terres à considérer lors de leur dimensionnement (Linger 1972) et par la suite, de la même manière pour les tranchées couvertes (Tisa et Kovári 1993 ; Kovári et Tisa 1998 ;Plumey et al. 2006 et Plumey 2007). Ces études ont montré la complexité de l'interaction sol-structure et la

nécessité de considérer les propriétés spécifiques du sol ainsi que celle concernant la géométrie et la rigidité de la structure pour déterminer correctement la pression des terres ainsi que le comportement global du système.

Lors d'un séisme les charges appliquées sur une fondation proviennent des forces d'inerties se développant dans la superstructure et des déformations du sol, provoquées par le passage des ondes sismiques, imposées à la fondation. Ces deux types de chargement sont nommés :

- Chargement inertielle.

- Chargement cinématique.

L'importance de ces chargements dépend des caractéristiques de la fondation ainsi que de la nature des ondes sismiques. Le terme générique englobant ces deux phénomènes est appelé Interaction Sol-Structure (ISS). Cependant le plus souvent les ingénieurs emploient ce terme pour désigner le chargement inertielle en ignorant la part du au chargement cinématique. Cela provient du fait que :

- Dans certains cas l'interaction cinématique est négligeable

- La plupart des règlements parasismiques, excepté certain dont l'Eurocode 8, ne le mentionne pas

- Les effets de l'interaction cinématique sont plus difficiles à évaluer rigoureusement que les effets inertiels.

La réponse d'une structure à une action sismique dépend de nombreux paramètres tels que :

- La nature du mouvement sismique

- Les propriétés dynamiques de l'ouvrage

- Les propriétés dynamiques du sol.

Il existe donc une interaction entre la structure et le milieu extérieur, c'est l'interaction sol structure (ISS). La Figure 0.1 illustre bien le problème de (ISS). Ce schéma montre le cas général d'une fondation, de type radier, encastrée dans le sol et supportée par des pieux traversant plusieurs couches de sol et se reposant sur une couche rigide ou rocheuse. Le problème de l'ISS reste cependant le même pour tous les types de fondations.

La couche de sol autour de la structure est soumise à plusieurs types d'ondes sismiques :

- Des ondes de cisaillement : onde S

- Des ondes de dilatation : onde P

- Des ondes de surfaces : onde R ou L La nature des ondes est dictée par des conditions sismologiques, cependant la géométrie, la raideur et l'amortissement du sol modifient le mouvement de ce dernier sous sollicitations sismiques. Ce mouvement modifié correspond au mouvement en champ libre dont la détermination est complexe.

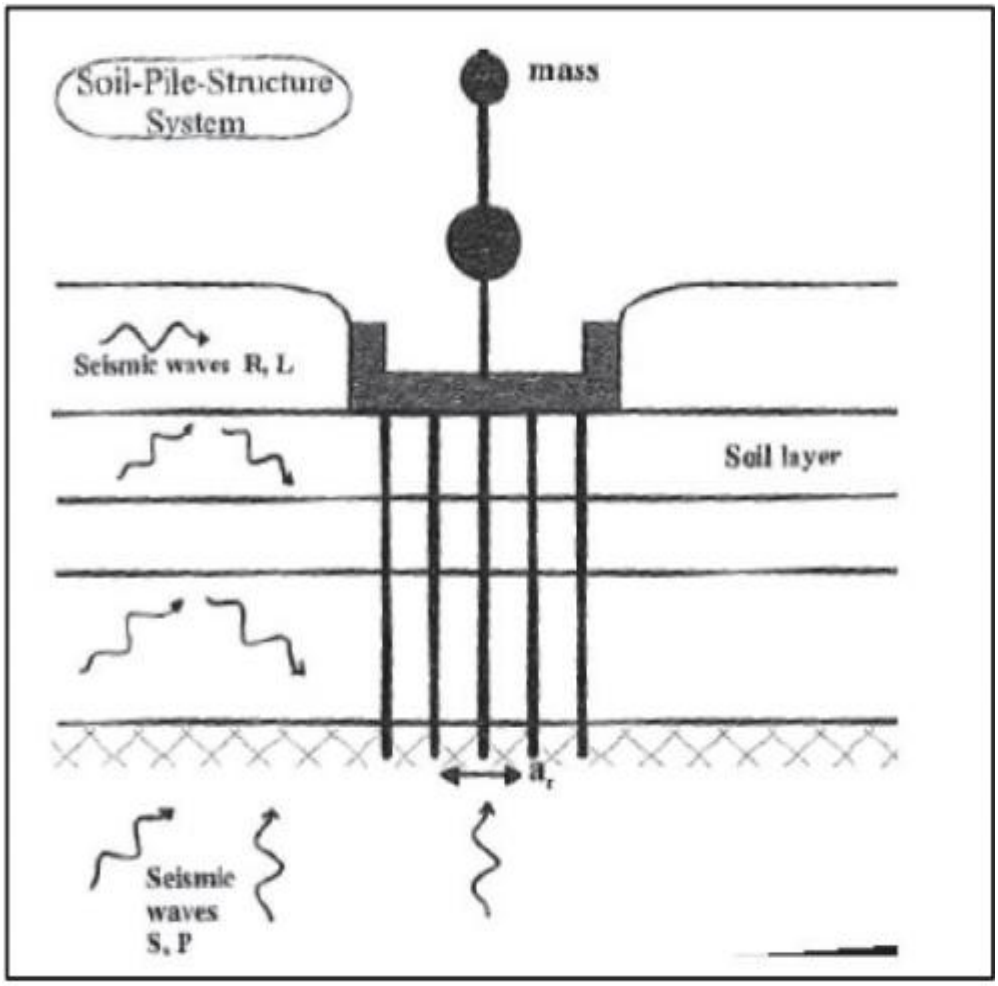


Figure 0 .1. Illustration de l'ISS

0.3. TYPES D'INTERACTION :

0.3.1. INTERACTION CINEMATIQUE :

Le mouvement des fondations est différent du mouvement du sol en champ libre. En effet, sous sollicitations sismiques, la déformation du sol va obliger les pieux et le radier à se déplacer et par conséquent entrainer la structure supportée.

Même sans superstructure, le mouvement de la fondation sera différent de celui du sol en champ libre à cause de la différence de rigidité entre le sol d'une part et les pieux et radier d'autre part. Les ondes incidentes sont également réfléchies et dispersées par la fondation et les pieux qui en retour développent des moments de flexion.

0.3.2. INTERACTION INERTIELLE :

Sous sollicitation sismique, Le mouvement des fondations génère des oscillations dans la superstructure qui développe des efforts inertiels et des moments à sa base. Ainsi la fondation, les pieux et éventuellement le sol aux alentours subissent des forces dynamiques et des déplacements supplémentaires.

0.4. EFFET INTERACTION SOL – STRUCTURE :

En général, l'ISS entraine :

- Un allongement de la période de vibration du 1er mode notamment, qui peut provoquer une variation en plus ou en moins de la valeur de l'accélération selon la zone où l'on se situe sur le spectre élastique.

- Un amortissement non négligeable (amortissement radiatif + amortissement propre au matériau-sol) puisque toujours supérieur à celui des matériaux de la structure. Ne pas le prendre en compte conduit à surestimer la réponse.

- Une rotation de la fondation qui peut modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur de l'ouvrage.

Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'ISS ont tendances à être bénéfiques puisqu'ils réduisent les moments fléchissant et les efforts tranchants dans Les différents éléments de la structure.

La prise en compte de l'ISS permet en général une réduction des sollicitations par une Dissipation au niveau du sol et par une lecture spectrale plus favorable. En effet, on peut Voir sur la Figure I.2 que la prise en compte de l'ISS permet d'augmenter la période Propre d'oscillation de la structure ce qui dans la plupart des cas diminue la valeur de la réponse sismique. De plus, sur cette même figure on peut voir qu'avec un amortissement plus important la réponse est également plus faible.

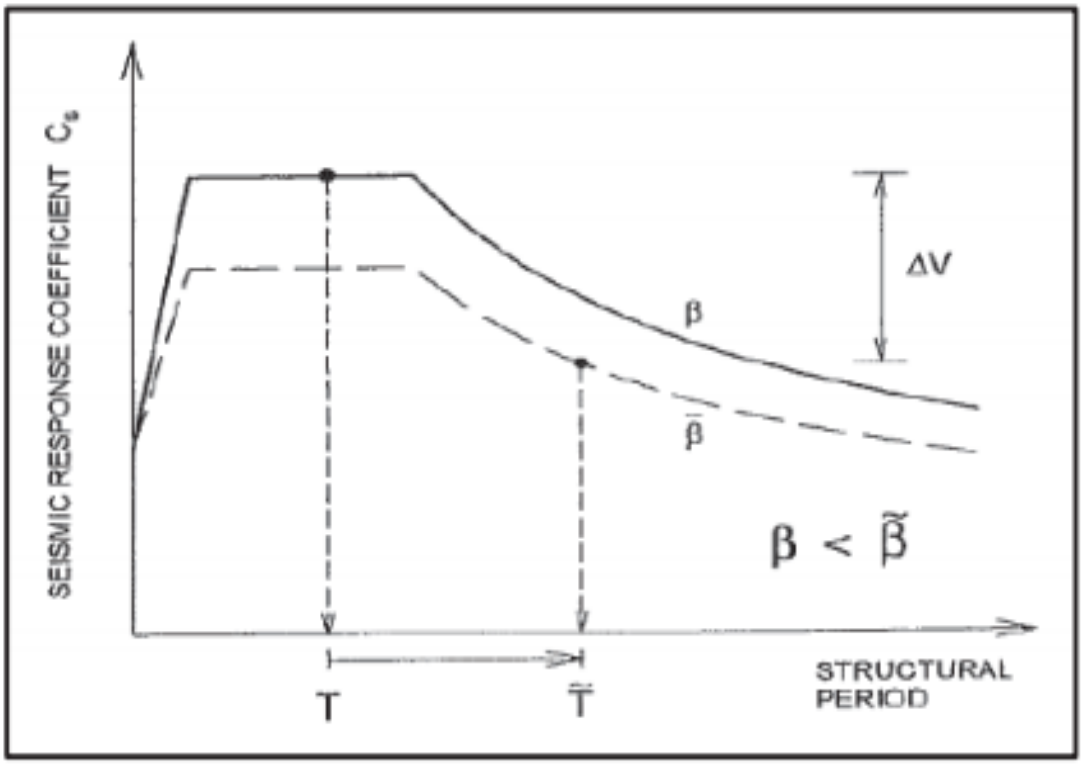


Figure 0 .2. Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS [20]

0.5. EFFETS DE L'ISS (FEMA-440) :

Cette section présente la procédure simplifiée pour la prise en compte des effets d'interaction sol structure d'après la règlementation L'Fédéral Emergency Management Agency (FEMA 440) (2006). La méthode présentée dans ce document est conçue pour être incluse lors des analyses non-linéaires statiques. On prend en compte :

- l'introduction de flexibilité du système sol-structure.

- les effets de filtrage sur le signal sismique transmis à la structure (interaction cinématique).

- la dissipation d'énergie causée par la radiation des ondes de l'interface vers l'infini et l'amortissement hystérétique du sol (amortissement de la fondation).

Certaines règlementations, notamment le FEMA 440 (2006), ont incorporé des propositions pour la prise en compte de la flexibilité du sol. Ces propositions restent limitées parce qu'elles ne prennent pas en compte les effets sur la modification du signal sismique ou l'amortissement induit par la fondation. Les effets d'amortissement de la fondation apparaissent à cause des déplacements relatifs entre la fondation de la structure et la portion du sol qui l'entoure. L'amortissement additionnel est expliqué par l'énergie rayonnée de l'interface sol-structure vers le sol et par l'amortissement matériel du sol. Cet amortissement fait diminuer les ordonnées spectrales du spectre de demande sismique du signal arrivant sur la structure.

Le FEMA 440, propose la combinaison de l'amortissement de la fondation avec celui de la structure pour l'obtention d'un amortissement global corrigé. La prise en compte des effets d'interaction sol-structure sur la méthode d'analyse non-linéaire statique est présentée de façon schématique sur la Figure I.3. Les détails et les options pour la prise en compte des effets d'interaction sol-structure sont traités par la suite.

- Calcul de la période fondamentale de la structure à base fixe T

- Calcul d'une période de base flexible T approchée (ex. lits de ressort)

- Incorporation de l'amortissement de la fondation βeff dû à la radiation du système :

$\beta 0 = \beta f + \beta i$

βi : amortissement de la structure a base fixe.

βf : l'amortissement du aux effets d'interaction sol-structure.

$\beta 0$: un amortissement global qui prend en compte l'amortissement de la fondation

Correction des ordonnées spectrales du séisme du champ libre pour la prise en compte de l'amortissement par radiation.

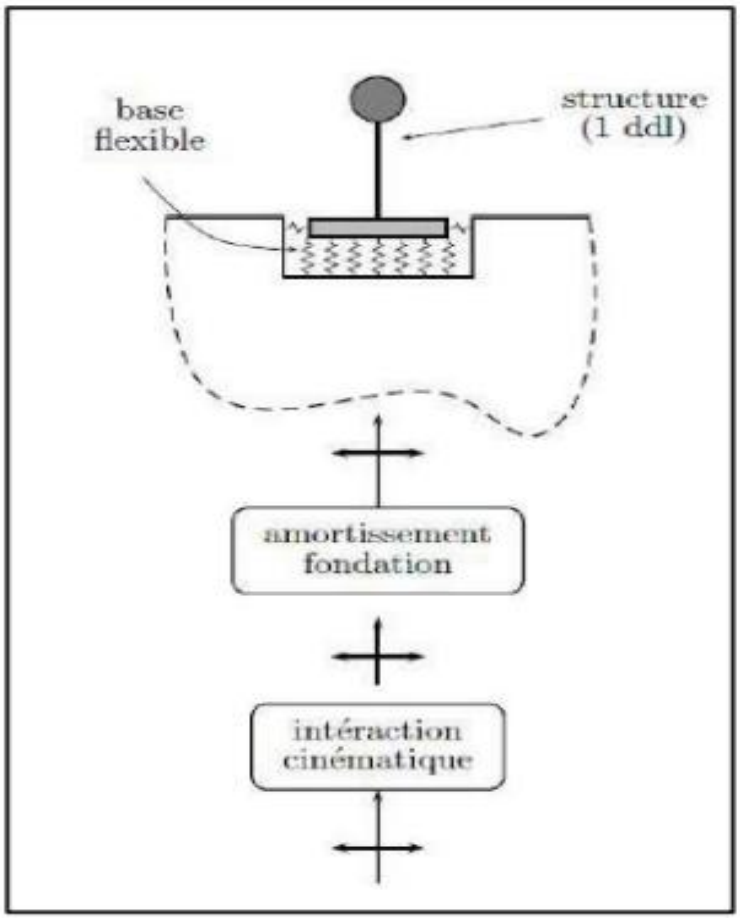


Figure 0.3. Interaction sol-structure Incorporation des effets

0.5.1. EFFETS CINEMATIQUES :

Les effets d'interaction sol-structure cinématique peuvent être importants pour des périodes courtes (T < 0,5 s), pour des fondations de taille importante (en surface) ou pour des fondations enterrées de plus de 3m. On calcule un facteur de modification RRS sur le spectre de réponse du mouvement sismique au champ libre :

1.calcule de la taille effective de la fondation :

$be=\sqrt{ab}$

a et b sont les mesures globales.

2. Evaluation de la modification par effet de moyenne RRSbsa :

RRSbsa = 1-1/14100(be/T)$^{1.2}$ ≥ que la valeur pour T= 0.2

3. Evaluation de la modification par effet de profondeur RRSe :

RRSe = cos (2Πe/Tnvs) ≥ que le maximum entre 0.453 et la valeur T = 0.2

Où e est la profondeur de la fondation en pieds,v0 la vitesse de l'onde de cisaillement sous la fondation en ft/ set n est un facteur de réduction en fonction de l'accélération maximale à la surface PGA (tableau 0.1.)

Pour chaque période T. Ce facteur est appliqué directement aux ordonnées du spectre de réponse du signal de champs libre.

Tableau 0.1. Facteur de modification

PGA	0.10	0.15	0.20	0.30
n	0.90	0.80	0.70	0.65

4.Calcul du facteur de modification total RRS:

RRS = RRSbsa × RRSe

0.5.2. AMORTISSEMENT DE LA FONDATION :

Si l'amortissement de la structure de base fixe est noté par βi (normalement 5%) et l'amortissement du aux effets d'interaction sol-structure par βf on calcule un amortissement global qui prend en compte l'amortissement de la fondation β0. La variation de βi à β0 modifie le spectre de réponse élastique. Les ordonnées du spectre sont modifiées seulement si β0 > βi

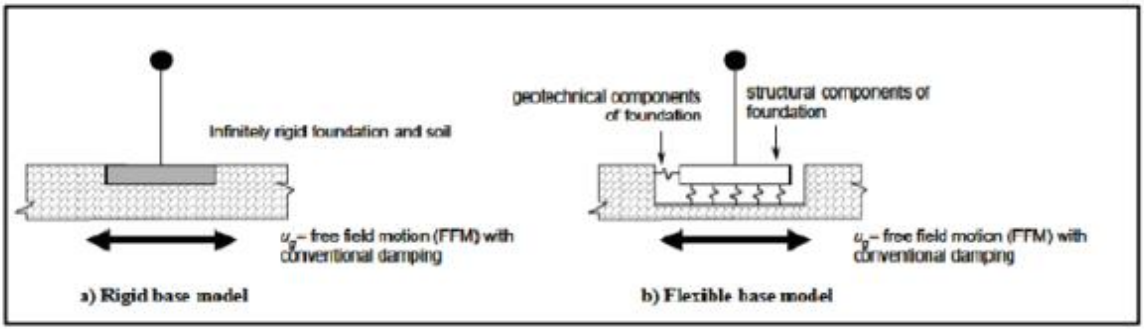


Figure. 0 .4. Modèles des fondations (FEMA 440)

1.Evaluation de la période fondamentale de la structuré a base fixe T et a base flexible $\overline{T}$, par exemple avec un modèle de lits de ressorts.

2. Calcule de la rigidité effective de base fixe K^*_{fix}

$K^*_{fix}=M^*(2\Pi/T)^2$

M Où est la masse effective correspondant au premier mode propre de base fixe.

3. Calcule du rayon équivalent de la fondation ru ru l'aire de la fondation r_u.

$r_u=\sqrt{\frac{Af}{\Pi}}$ ou Af est l'aire de la fondation

4. Évaluation de la rigidité en translation de la fondation Kx, par exemple avec :

Kx=(8/(2-v))G ru

G est le module de cisaillement et le module de poisson du sol.

5.Calcul de rayon équivalent pour la rotation rθ selon :

$k\theta = \frac{K^*_{fix}(h^*)^2}{(\frac{\bar{T}}{T})^2-1-\frac{K^*_{fix}}{K_x}}$

$r\theta = (\frac{3(1-\nu)K_\theta}{8G})^{1/3}$

Où kθ est la rigidité à la rotation de la fondation et ɔ est la hauteur effective de la structure.

6. Évaluation de l'incrément de la période fondamentale effective :

$$\frac{\bar{T}_{eff}}{T_{eff}}=\left[1+\frac{1}{\mu}\left(\left(\frac{\bar{T}}{T}\right)^2-1\right)\right]^{0.5}$$

Ou u est la demande de ductilité attendue. Cette valeur doit être vérifiée a la fin de calcul.

7. Calcul de l'amortissement de la fondation :

$\beta eff = a_1 (\frac{\bar{T}_{eff}}{T_{eff}} -1) + a_2 (\frac{\bar{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1)^2$

Ou βeff est en pourcentage et :

a1 = cc exp (4.7 -1.6 h/rθ)

a2 = cc (25 log -16)

cc = 1.5 (e/ru) +1

Les expressions précédentes sont conservatives pour les valeurs de $\frac{T_{eff}}{T_{eff}} > 1.5$

8. Evaluation de l'amortissement globale β0

$\beta 0 = \beta_f + \frac{\beta_i}{\left(\frac{\bar{T}_{eff}}{T_{eff}}\right)^3}$

9.Calcul du spectre de réponse sismique avec l'amortissement β0 au lieu de βi . Si les effets cinématiques sont pris en compte, les ordonnés du spectre doivent être corrigées par le facteur RRS.

0.6. CONCLUSION :

Dans ce travail de recherche bibliographique m'a permet d'enrichir mes connaissance acquis et une compréhension du comportement sismique d'un pont. « L'interaction sol structure » n'a pas un grande d'influence pour les ponts qui se trouve dans un site rocheux ou ferme

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DU PROJET

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DU PROJET

I.1. Introduction

Le but de projet c'est de faire une étude sur l'ouvrage 15/02, c'est un pont routier situé sur la pénétrante autoroutière reliant mascara a l'autoroute est-ouest sur 43 km en 2*3 voie, franchir pied el hammam, donc ce chapitre concerne une présentation ainsi les informations générales du l'ouvrage étudié.

I.2. Information générales sur l'ouvrage

Notre ouvrage c'est L'ouvrage 15/02 qui est situé au niveau pk 15+434 au pk 15+678, il franchisse oued el Hammam

Il présente les caractéristiques suivantes :

- Longueur totale : 246.4m
- Largeur totale du l'ouvrage : 22.65 m
- Largeur de la chaussée : 9.75 m



Figure I .1. Situation de l'ouvrage dans le site de projet

I.2.1. Données fonctionnelles

❖ **Tracer en plan :**

Le tracé en plan est la projection de l'axe de la route sur plan horizontal

Notre ouvrage c'est un pont droit, comprit de 7 travée de 35 m de longueur, C'est un Système isostatique.

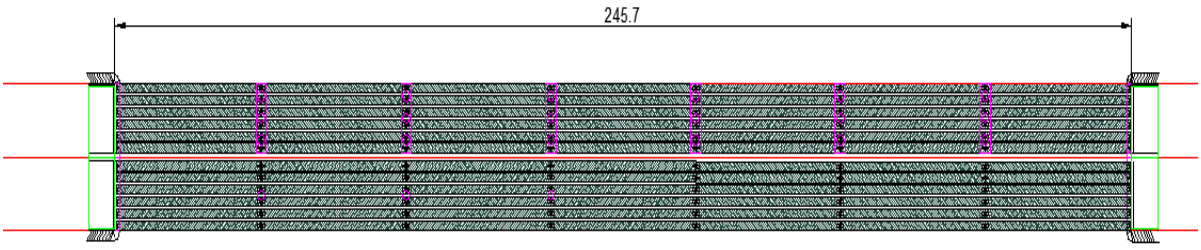


Figure I .2. Vue en plan de l'ouvrage

❖ Profile en long :

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

Notre ouvrage composé de sept travée identique de 35 m il franchise oued hammam sur une longueur de 245.7m.

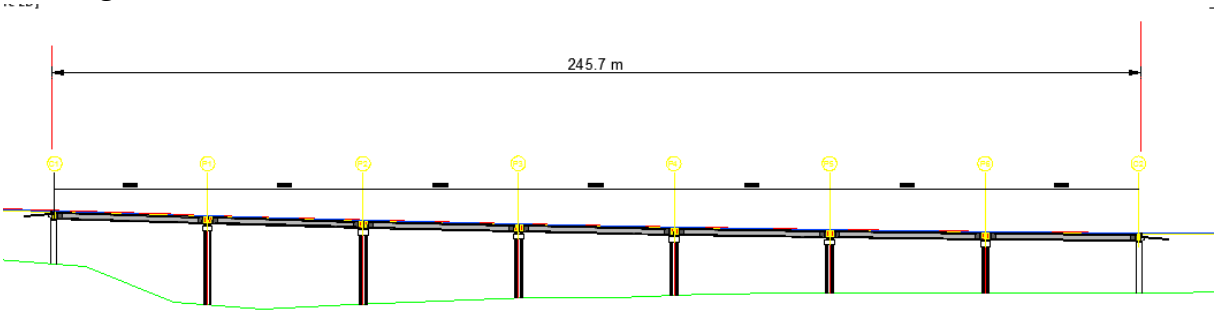


Figure I.3. Coupe longitudinale de l'ouvrage

❖ Profil en travers Types :

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

Notre ouvrage compose de deux tablier séparé telle que chaque tablier est constitué de six poutres en béton précontrainte et de deux voie unidirectionnelle de 3.5 m et BDU de 2 m et BDG de 0.75 m et GDC 0.75 m. avec un devers de 2.5 %m.

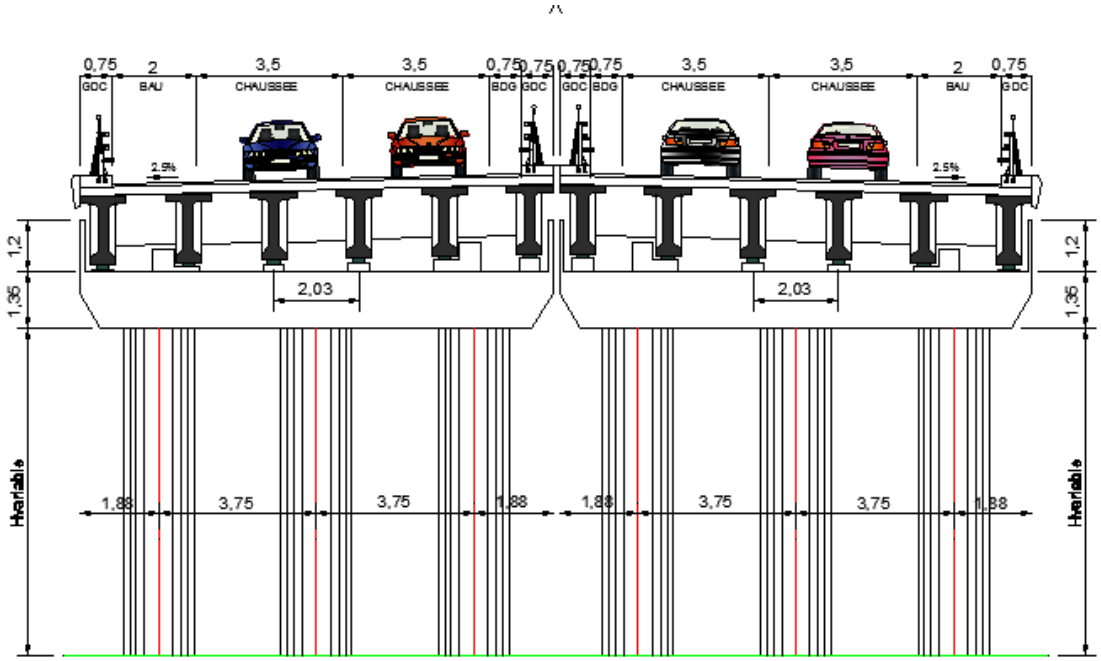


Figure I .4. Coupe transversale de l'ouvrage

Avec :

-BDU : bande d'arrêt d'urgence

-BDG : bande dérasée gauche

-GDC : garde de corps

I.2.2. Données naturelles

I.2.2.1. Données géotechniques

Pour obtenir les caractéristiques du sol Plusieurs essais géotechniques ont été effectué des essais in situ et essais aux laboratoire.

I.2.2.2.Données sismiques

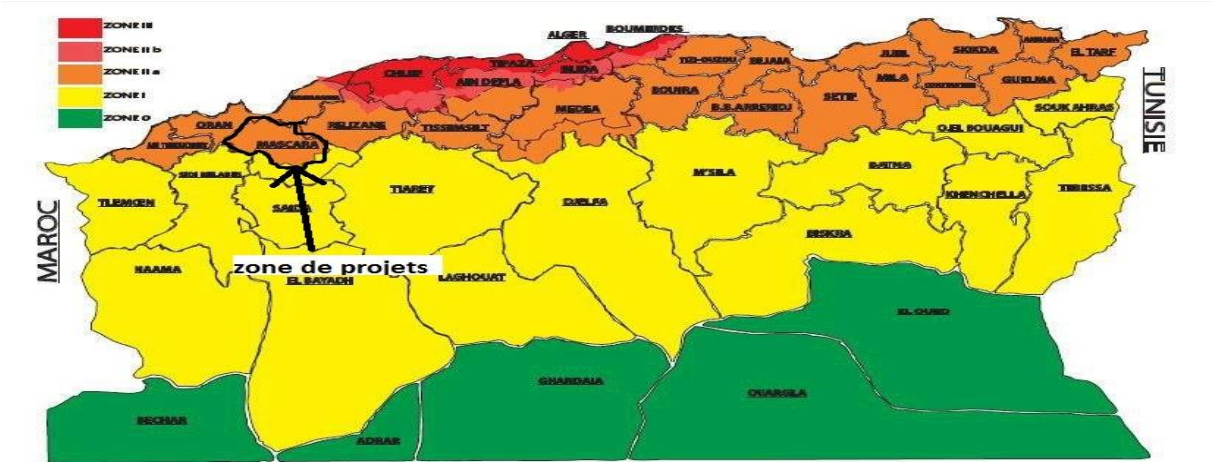


Figure I .5. Carte de zonage sismique de l'Algérie

Notre ouvrage se situe dans wilaya de mascara elle est classée par le règlement parasismique algérien des ouvrage d'art (RPOA 2008) en zone II a sismicité moyenne.

I.2.2.3. Données climatiques

En vertu de la situation géographique de la wilaya de mascara on adopte la variation de température uniforme conformément au RCPR : en Algérie de nord +35°C et -15°C.

I.2.2.4. Données Topographiques

Notre ouvrage se trouve sur une région de forme vallonnée (terrain montagneux) dont l'altitude varie entre 425 m et 902 m.

CHAPITRE II : Caractéristiques des matériaux et du tablier

CHAPITRE II : Caractéristiques des matériaux et du tablier

II.1. INTROUDUCTION

L'étude d'un pont serai donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant le choix de la qualité des matériaux de construction, pour cela on va définir dans ce chapitre les caractéristiques des différents matériaux utilisé, les références de calcul et les hypothèses conçues en relation direct avec le calcul à venir.

II.2. Les caractéristiques des matériaux

II.2.1. Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dont des proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier et l'eau) ; le matériau issu de ce mélange résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction.

II.2.1.1 Résistance a la compression

Le béton est defie par sa resistance a la compression a l'age de 28 jours dite ristance caracteristique spécifique note **fc28** .

La formule suivante est donnéé par le BAEL (art2.1.11.BAEL 91-REV99).

$$Fcj=\frac{j}{4.76+0.83j}.fc28 \quad \text{si } j<28j$$

avec :
- fc28= 35 MPA pour les superstructur
- fc28= 27 MPA pour l'infrastructur

II.2.1.2. Résistance à la traction

Elle liée a la resistance de compression .sa formule est :

$$ftj=0.6+0.06*fc28$$

Dont ftj et fcj exprimés en MPA ce qui donne :

- ft28 = 2.7 MPA pour le béton l'hourdis et poutres.
- ft28 = 2.22 MPA pour le béton de pile, culées et des fondations.

-Cette formule est valable pour les valeurs de fcj ≤60 MPA.

II.2.1.3. contarinte admissible

- **Contarinte admissible a la compression**

À L'ELU :

$$fbu=0.85fc28/\theta\gamma b$$

Le coefficient θ est fixé à :

-1 lorsque la durée parabole d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h.

-0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

-0.85 lorsqu' elle est inférieur à 1h.

ϒb =1.5 en situation durables ou transitoires.

ϒb= 1.15 en situation accidentelles.

Application numérique à notre projet : θ = 1.

Tableau. II.1. Les différentes valeurs de la contrainte admissible de compression à l'ELU

Fc28 (MPA)	ϒb	Fbu (MPA)
35	1.5	19.83
	1.15	34.21
27	1.5	15.3
	1.15	26.39

À LELS :

-σbc=0.5fc28 En service.

-σbc =0.6fc28 En construction.

Application numérique à notre projet :

Tableau. II.2. Les différentes valeurs de la contrainte admissible de compression à l'ELS

Fc28 (MPA)	ETAT	σbc (MPA)
35	En construction	21
	En service	17.5
27	En construction	16.2
	En service	13.5

- **Contarinte admissible a la traction**

Le règlement BPEL limite les contraintes de traction dans le béton par les valeurs suivantes :

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction : **ftj dans** la section d'enrobage, 1.5x**ftj** ailleurs.

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : **ftj** = 0 dans lasection d'enrobage, 1.5x**ftj** ailleurs.

II.2.1.4. deformations

- **Déformation longitudinale**

Selon le règle BAEL on a :

Module de déformation instantanée du béton (courte durée < 24h) :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$$

Module de déformation différée (longue durée >24h) :

$$E_{vj} = E_{ij}/3 = 3700 \times (f_{cj})^{1/3}$$

- **Déformation transversale**

Selon la loi Hooke :

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

Avec : v coefficient de poisson qui égale

$$v = \begin{cases} 0.2 & \text{pour un béton non fissuré à l ELS} \\ 0 & \text{pour un béton fissuré à l ELU} \end{cases}$$

II.2.2. Les ACIERS

II.2.2.1 les aciers passifs

- **La limite d'élasticité :**

Les armateurs passives utilisé dans notre ouvrage sont des aciers courants a haute adhérence de classe Fe500 avec une limite d'élasticité fe=500MPA.

- **Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité des aciers passifs E_s et pris égal à 190000 MPA.

- **Contraintes limites de traction :**

À L'ELS

Fissurations peu nuisibles $\sigma_s \leq \frac{fe}{\gamma s}$

Fissurations préjudiciable : $\sigma_s = \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$

Fissurations très préjudiciable : $\sigma_s = \max(0.4f_e ; 88\sqrt{\eta f_{tj}})$

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{treillis soudés et ronds lisses.} \\ \eta = 1.6 & \text{aciers àhaute adhérence.} \end{cases}$$

À L'ELU

$$\sigma_{su} = \frac{fe}{\gamma s}$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{Situation accidentelle.} \\ 1.5 & \text{Situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

II.2.2.2. Les aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

La précontrainte initiale est donnée par la formule suivante :

P0 = min { (0, 8 *f*prg*Ap) ; (0,9 *f*peg*Ap) }

*f*prg : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

*f*peg : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

• La précontrainte Les torons utilisés dans ce projet sont des T15 Super TBR (très basse relaxation) de diamètre φ = 15.7mm.

Ces torons de précontrainte sont conformes aux Normes Européennes (EN 10138/6 - 79) est présentent les caractéristiques suivantes :

Tableau. II.3. Caractéristiques de la précontrainte

Type de câble	**13T15S**
Aire nominal de l'acier Ap	150mm2
Diamètre de la gaine	80 mm
Tension minimale de rupture fprg	1860 MPa
Contrainte élastique de garantie fpeg	1674
Module d'élasticité	190000MPA
Relaxation à 1000 heures	2.5 %

II.3. Hypothèse de calcul

II.3.1 Les normes utilisées

-Règles BAEL91 révisé 99 : (Fascicule n° 62 (titre Ier, section I)), Règles techniques de Conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.

-Règles BPEL91 révisé 99 (Le Fascicule 62 Titre II, section II) : relatif aux règles de conception Et de calcul des ouvrages en béton précontrainte.

-Règles R.C.P.R version 2008 : Le présent règlement définit des actions et fournit des

Indications pour la conception structurale des ponts. Il vise les actions permanentes, les charges sur les chaussées et leurs effets annexes, les charges sur les trottoirs, les charges de vent, les charges accidentelles, les charges sur les garde-corps et sur les dispositifs de retenue, applicables au calcul des ponts routes.

-Règle R.P.O.A version 2008 : (règles parasismiques des ouvrages d'art) : Le présent règlement Contient des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des dispositions constructives pour les ponts neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques.

II.4. Caractéristiques du tablier

La géométrie des poutres doit être ingénieusement élaborée, ce qui permet d'obtenir des caractéristiques mécaniques adéquates. Dans ce chapitre nous aborderons le pré dimensionnement des poutres, les caractéristiques géométriques de ces dernières, ainsi que les équipements constituants le tablier du pont.

II.4.1. Pré-dimensionnement

- **La poutre :** Le pré dimensionnement de notre poutre se fera à l'aide du document **(S.E.T.R.A)**

Tableau. II.4. Formules pré dimension de la poutre

Désignation		Formule
Entraxe entre les poutres		$1.5 \leq \lambda \leq 2.5$
Nombre de poutre		$N = (La/\lambda)$ La : Largeur du tablier
Hauteur totale de la poutre		$L/20 \leq H_t \leq L/17$ L : Portée de la poutre
Largeur de la table de compression		$b \geq 60\% H_t$
Epaisseur de la table de compression		$e \geq 10$ cm
Largeur du talon		$L_t = Bt/N$ Avec : l : Largeur du tablier $Bt = l.L^2/Ht.K$ L : Portée de la travée Ht : Hauteur totale du tablier $1100 \leq K \leq 1300$ N : Nombre de poutres
L'épaisseur du talon		$10\text{ cm} \leq et \leq 20\text{ cm}$
Epaisseur de l'âme	**S. About**	b0 = Largeur du talon Lt
	S. Intermédiaire	b0 = 35 cm
	S. Mi- travée	$16\text{ cm} \leq b0 \leq 22\text{ cm}$
Gousset de la table de compression		E1 ➔ $1\ 15/ \leq \tan \alpha 1 \leq 1\ 10$ E2 ➔ $45° \leq \alpha 2 \leq 60°$
Gousset du talon		$1 \leq \alpha \leq 1.5$

❖ **La poutre :**

- Épaisseur de la dalle h0 :

  18<h0<20 cm.

  On fixe : **h0= 20cm**

- Hauteur de la poutre :

  L=35 m

  L/20<ht<L/17 ➔ 1.7<ht<2 .

  On prend : **ht =1.8 m** ===> hp=ht-ho=1.8-0.2=1.6m

  ➔ **hp=1.6m**

- La largeur de la dalle de compression :

  b>0.6hp = 0.6 *1.6=0.96m .

  On fixe **b=1.1m**

- Épaisseur de la table de compression :

  e>10cm .

  on fixe **e= 15cm**

- Nombre de poutre :

  λ=2.03 et La=11.25m

  N=6poutres

- Largeur de talon

  0.54<Lt<0.64m on fixe **Lt=0.60 m.**

- Épaisseur de talon :
  10< et<20cm

  on fixe **et =15cm.**

- Épaisseur de l'âme A mi travée : **b=0.25cm.**
- Épaisseur de l'âme A l'about : **b=0.6cm.**

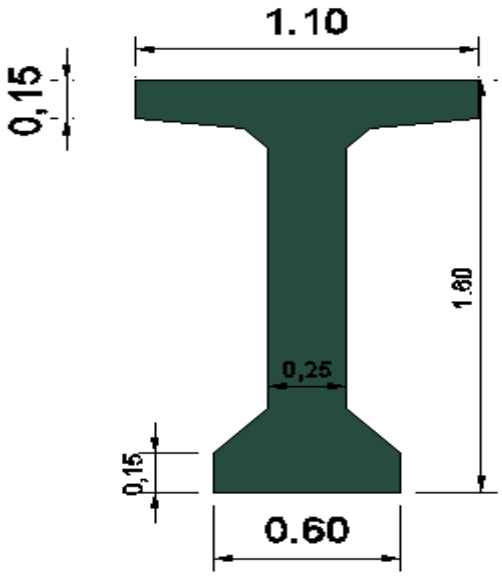


Figure II 1. Section médiane de la poutre

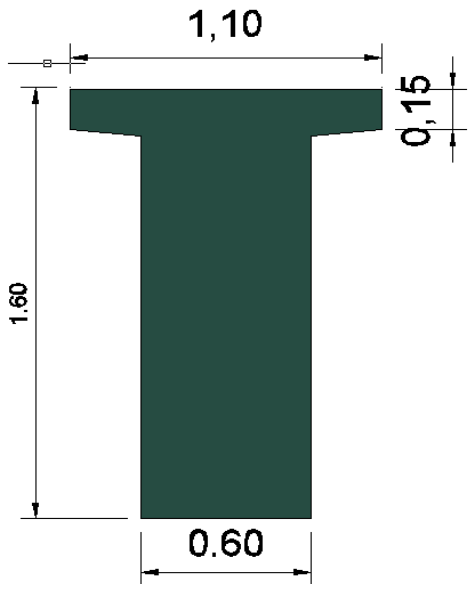


Figure II .2. Section d'about

- **LA DALLE :**

Tableau. II.5. Dimensions de la dalle

Longueur de la dalle	**35 m**
Largeur de la dalle	**11.25m**
Epaisseur de la dalle	**0.2 m**

- **Les équipements :**

-Les trottoirs

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

Largeur du trottoir **(LT)** = 0.75 m Épaisseur du trottoir **(ET) =** 0.3 m

-Les corniches :

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage

-Les glissières de sécurité :

Une glissière de sécurité est une barrière disposée le long d'une route pour diminuer la gravité des accidents routiers notamment liés à une sortie de route ainsi que sécuriser les piétons sur les trottoirs

-Les garde-corps :

Placé sur les côtés d'un pont, il permet de sécuriser ce dernier en empêchant une quelconque chute accidentelle dans le vide et dans certain cas, il a un rôle esthétique.

NB : Les caractéristiques géométriques de la poutre montré aux annexes A.

Chapitre III : EVALUUATION DES CHARGES ET MODILISATION

Chapitre III : EVALUUATION DES CHARGES ET MODILISATION

III.1. INTRODUCTION

L'ouvrage est soumis à plusieurs chargements qui sont dû au Poids propre et à d'autres systèmes de chargement. Le but de ce chapitre est de définir tous types de chargement par le **RCPR** qui peuvent se présenter sur le pont et de calculer leurs charges appliquées

III.2. EVALUATION DES CHARGES

III.2.1. CALCUL DES CHARGES PERMANANTES Cp

- **La poutre :**

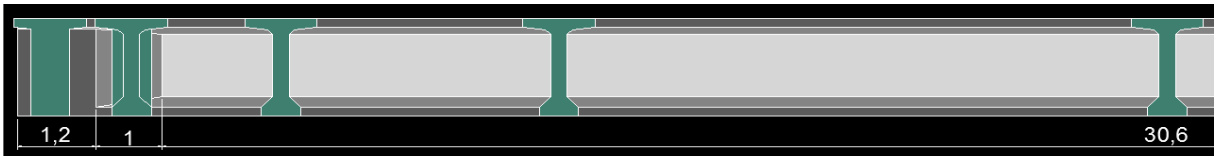


Figure III . 1. Coupe longitudinal de la poutre

Le tableau ci-dessous illustre le calcul du poids de chaque section de la poutre :

Le poids volumique du béton ϒb= 25 KN/m^3

Tableau III. 1. Calcul du poids de la poutre

Section	Longueur (m)	Surface (m²)	Volume Total (m^3)	Poids (kN)
S. About	2.4	1.0412	2.4988	**62.47**
S. Intermediarie	2	0.8089	1.6178	40.445
S. Mi-travée	30.6	0.6344	19.4126	485.315
Poids Total				588.23

-Pour la masse des poutres (transversalement) :

nbr de poutres = 6

Ppt=558.23*6 =3529.38KN

- **La dalle :**

Pd=0.20*11.25*25*35 =1968.75KN

- **Entretoise :**

S=1.5962 m^3 ; e=0.3 m ; nbr des entretoises = 5

-Pentretoise=1.5962*0.3*25*5*2= 119.715 KN

- Donc la charge permanentes Cp est :

Cp = Ppt+Pd+Pentr = 3529.38+1968.75+119.715KN=5617.845KN.

III.2.2. Calcul du complément des charges permanentes CCP

❖ **Trottoir :**

E=0.3m et L=0.75 m pour chaque coté

Ptro=0.3*1.5*35*25=393.75KN

❖ **Revêtement :**

Avec : ϒbb=24KN/m^3

Prev=0.08*9.75*24*35= 655.2KN

❖ **Corniche :**

S=0.1298m^2

Pc=25*35*0.1298=113.575 KN

❖ **Garde de corps :**

Donnée par 0.5KN/ml. Pour un côté de la chaussée : Pgc=0.5 *35 =17.5KN

❖ **Glissière de sécurité :**

Donnée par 1KN/ml. Pour les deux côtés de la chaussée : Pgs=2*1*35=70 KN

- **Donc : CCP = Ptr+Prv+Pc+Pgc+Pgs**
- **CCP =393.75+655.2+113.575+17.5+70=1250.025KN**

III.2.3. le poids total de tablier

G=CP+CPP=56717.845+1250.025=6867.87KN

Les valeures des charges permantes sont montré sur le Tableaux suivantes :

Tableau III. 2. Valeurs des charges PERMANANTES

	Element	Poids (KN)
CP	Poutres	**3529.38**
	Dalle	**1968.75**
	Entretoise	**119.715**
CCP	Revêtement	**655.2**
	Troittoire	**393.75**
	Glissière de sécurité	**70**
	Corniches	**113.575**
	Garde de corps	**17.5**
	TOTAL	**6867.8**

III.3 .Calcul des surcharges

III.3.1. Classe de pont

D'après Le RCPR, tous les ponts supportant des chaussées de largeur rouable supérieure ou égale à 7 m sont rangés dans la catégorie des ponts de première classe.

III.3.2. Nombre de voies

-Notre pont comporte une glissière de sécurité de chaque côté donc :

Lr = 9.75m et Lc = 8.75m

-Le nombre de voies Nv =E (*Lc*/ 3) = E (8.75/ 3) =2.91m ➔ On aura alors deux (02) voies

-La largeur de la voie Lv = 8.75 /*N* = 8.75/ 2 =4.375 m

-La voie aura une largeur de 4.375 m

III.3.3 EVALUATION DES SURCHARGES

Les surcharges prises en compte dans nos calculs sont celles préconisées par le RCPR :

III.3.3.1 Système de charge A :

La chaussé supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale à :

A1= a1 x a2 x A(l) et A2= a1 x a2 x A(l)

Avec : A(l) = 2.30 + 360 /*L*+12 et L=35 m

A(l) =9.9595KN/m ²

(a1) est déterminé à partir de la classe du pont et du nombre de voies chargées

Tableau III. 3. Coefficients a1

Nombre de Voies		**1**	**2**	**3**	**4**	**> 5**
Classe de Pont	**Première**	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

(a2) est le rapport entre la largeur de la voie réglementaire et la largeur de la voie du pont.

Tableau III. 4. Valeurs de V0

Classe de Pont	V0
Première	**3.5 m**
Deuxième	**3.0 m**
Troisième	**2.75 m**

Donc : ➔ a1=1 Et V0 = 3.5 m et V = 4.375 m ➔ a2 = *V*0/ *V* Donc ➔ a2 = 0.8

➔ La charge A1 =9.9595 **x** 1*0.8=7.9676KN/m²

➔La charge A2 =1*0.8*9.9595=7.9676KN/m²

Tableau III. 5. valeurs de la charge A

Nombre de voies	a1	a2	A(l) xa1x a2 en (KN/m²)	Largeur de voie (m)	A en (KN/m²)
1	1	1	1.214	4.375	7.9676
2	1	1	1.214	8.75	7.9676

III.3.3.2 .Système de charge B

❖ **Système Bc**

Selon le fascicule 61 titre II, on dispose transversalement sur la chaussée, autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation. Par contre, dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux.

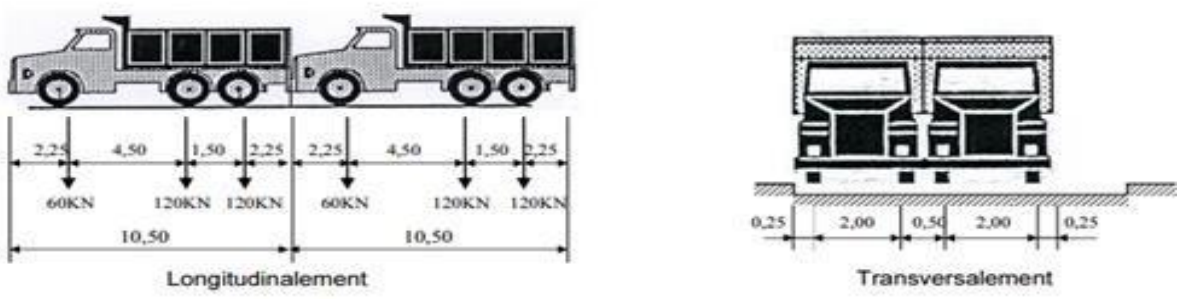


Figure III.2. Système BC

Pour le calcul des coefficients de majoration dynamique et des coefficients bc on a

Tableau III. 6. Valeurs de bc

Nombres de voies chargées					
Classe de pont	**1**	**2**	**3**	**4**	> 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	**1,00**	**0,80**	-	-	-

La charge de système BC est majorée par un coefficient de majoration dynamique δ :

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

Avec : L = 35 m, G = 6867.8 KN, $S = N\ x\ Pc\ x\ bc$

-N : Nombre de camion

-Pc : Poids du camion

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

-EAV : Essieu Avant, EAR : Essieu Arrière

Tableau III. 7. Valeurs de BC (des essieux)

Nbr de voies chargées		Ptotale de la voie (KN)	bc	S(KN)	δ	Charge des essieux (KN)		
1	BC1	600	1.20	720	1.065	EAV	2x 60 x 1.20 x 1.065	153.36
						EAR	4 x 120 x 1.20 x 1.065	613.44
2	BC2	1200	1.10	1320	1.078	EAV	4 x 60 x 1.10 x 1.078	284.592
						EAR	8 x 120 x 1.10 x 1.078	1138.368

❖ **Système Br :**

Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable

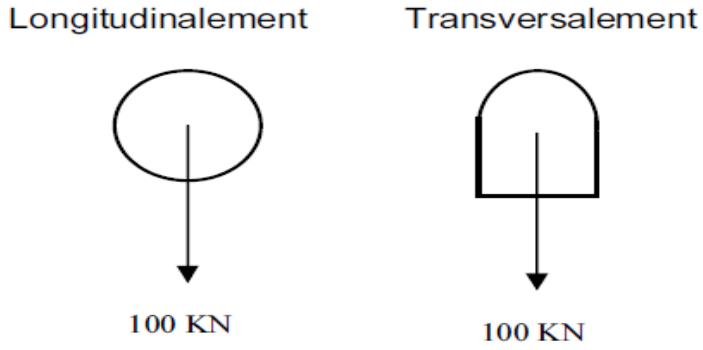


Figure III.3.Système Br

La charge de système Br est majorée par un coefficient de majoration dynamique δ :

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

Avec ; L = 35 m G = 6867.8 KN S = 100KN

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 8. Valeurs de Br

Designation	S(KN)	δ	Charge(KN)
Br	**100**	1.056	105.6

❖ **Système Bt**

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposé sur la chaussée. Pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée.

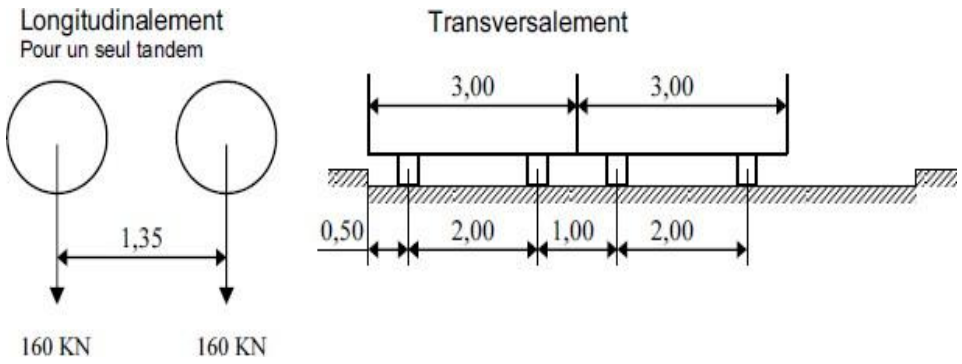


Figure III.4.Système Bt

Pour le calcul des coefficients de majoration dynamique et des coefficients bt on a

Tableau III. 9. Valeurs de bt

Classe de pont	Bt
Première	**1.2**
Deuxième	**1**

La charge de système Bt est majorée par un coefficient de majoration dynamique δ :

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

Avec :

-L = 35 m G = 6867.8 KN S = N x Pt x bt.

-N : Nombre de tandem

-Pt : Poids du tandem

-Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 10. Valeurs de Br

Nombre de tandem		**S(KN)**	**bt**	**δ**	**Charge des essieux (KN)**	
1	**Bt1**	320	1,2	1.057	1.2 x 1.057 x 320	405.89
2	**Bt2**	640	1,2	1.064	1.2 x 1.064 x 640	817.152

III.3.3.3. Système de charge militaire Mc 120

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, la distance libre entre les points de contact des convois avec la chaussée doit être au moins égale à 30,50m.

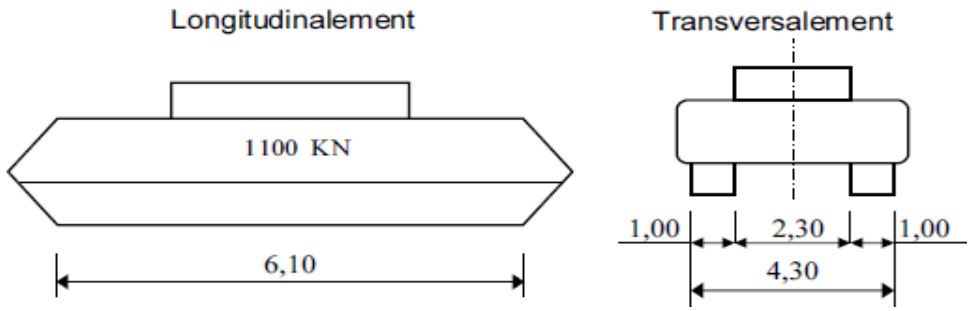


Figure III.5.Système Mc 120

La charge de système Mc120 est majorée par un coefficient de majoration dynamique δ :

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

Avec :

-L = 35 m G = 6867.8 KN

-S = 1100 KN.

Tableau III. 11. valeurs des Charge Mc 120

Désignation	S (KN)	δ	Charge (KN)
Mc120	1100	1.073	1180.3

III.3.3.4. Système de charge exceptionnelle D240

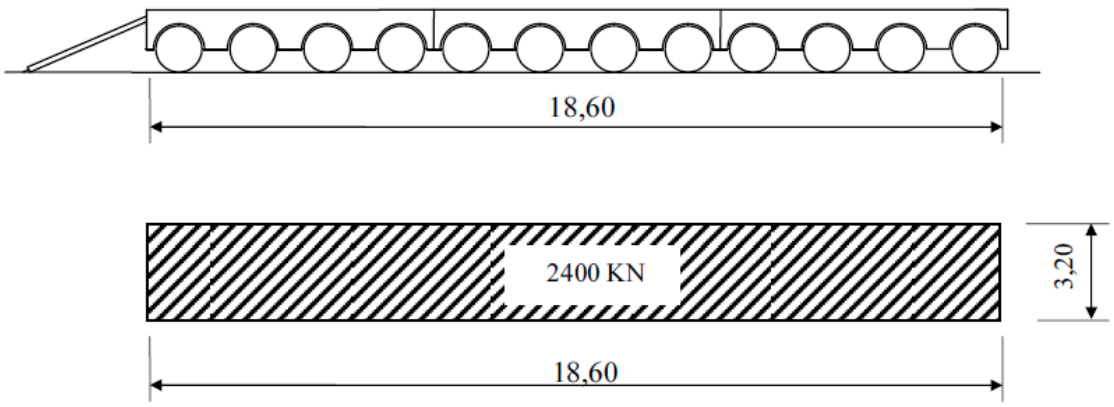


Figure III.6. Système D240

Ces charges ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique.

La charge totale est de 2400KN

-La longueur est 18.6m.

-La largeur est 3.2 m.

La charge surfacique est : $\frac{P}{s} = \frac{2400}{18.6*3.2} = 40.32 KN/m^2$

III.3.3.5 SURCHARGE SUR TROTTOIR (ST)

Selon le RCPR On applique sur le trottoir une charge uniforme de 1.5 KN/m2 sur la larguer totale des deux trottoirs :

-Premier trottoir chargé de largueur =0.75 m.

-Deuxième trottoir chargé de largueur = 0.75 m

III.4. Effort de freinage

Les charges A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage, Ces réactions sont des efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation Selon le RCPR :

L'effort de freinage correspondant à la charge A

$F=\frac{S}{20+0.0035S}$ FA=F*A(l)

-S : La surface chargée en m2 :

S1 = 35 x 4.375 = 153.13 m 2 et S2 = 35 x 8.75= 306.25 m 2

-A(L) : La charge correspondante en KN/m²

Tableau III. 11. L'effort de freinage HF

Nombre de voies	A(l) (KN /m^2)	S(m2)	F	F*A (KN)
1	7.9676	153.125	7.456	59.40
2	7.9676	306.25	14.53	115.80

- **Effort de freinage par la charge de système Bc :**

Les efforts de freinage développés par Bc ne sont pas susceptibles de majoration dynamique d'où

-FB = bC × P avec p = 300 KN et bc = 1.20

III.5 .MODILISATION

III.5.1.INTRODUCTION

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

III.5.2.MODELISATION DE L'OUVRAGE

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec sept travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 20 cm d'épaisseur avec 6 poutres). Les poutres sont considérées comme un élément section.

III.5.2.1.LES ETAPES DE MODELISATION

La modélisation en 3d de note ouvrage passe par les étapes suivantes :

- La déclaration des lignes de constructions.
- La déclaration des nœuds.
- Relier les nœuds soit par des éléments rectilignes (Barre), soit par des éléments plaques.
- Définition de différentes caractéristiques des matériaux (Acier, Béton).
- Définition et affectation des différentes sections.
- Définition et affectation des différentes charges et surcharges.
- Définition des différentes combinaisons de charges.
- Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure.
- Analyse sous les différentes combinaisons de charges.
- L'exploitation des résultats obtenus.

III.5.2.2.MODELISATION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE

III.5.2.2.1.Les poutres

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

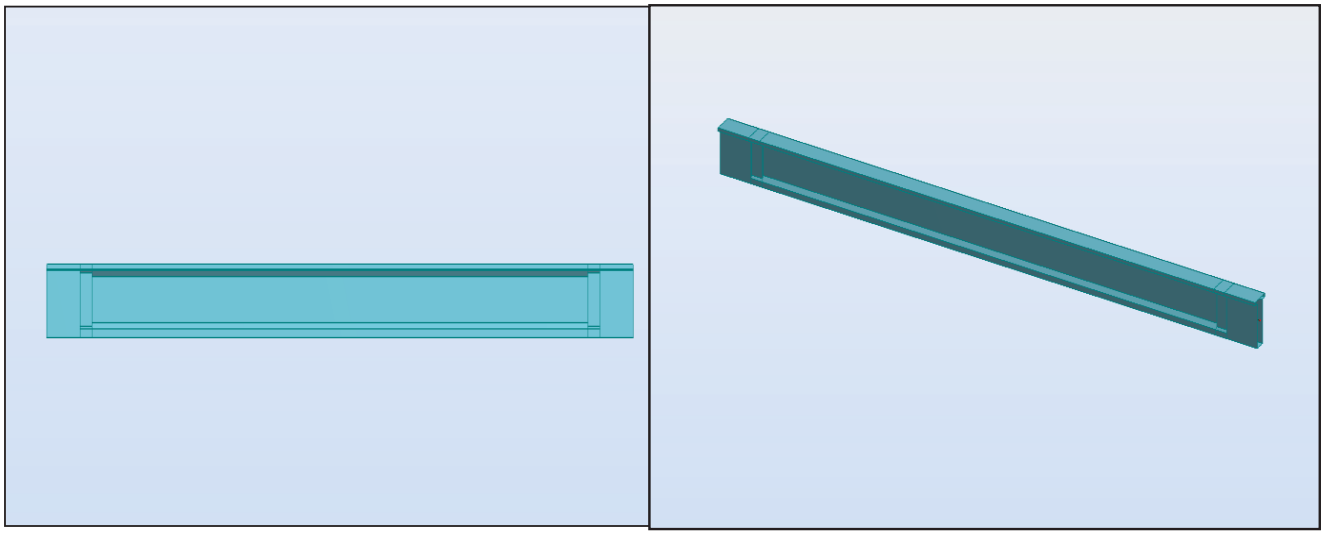


Figure III.7.Modélisation de la poutre.

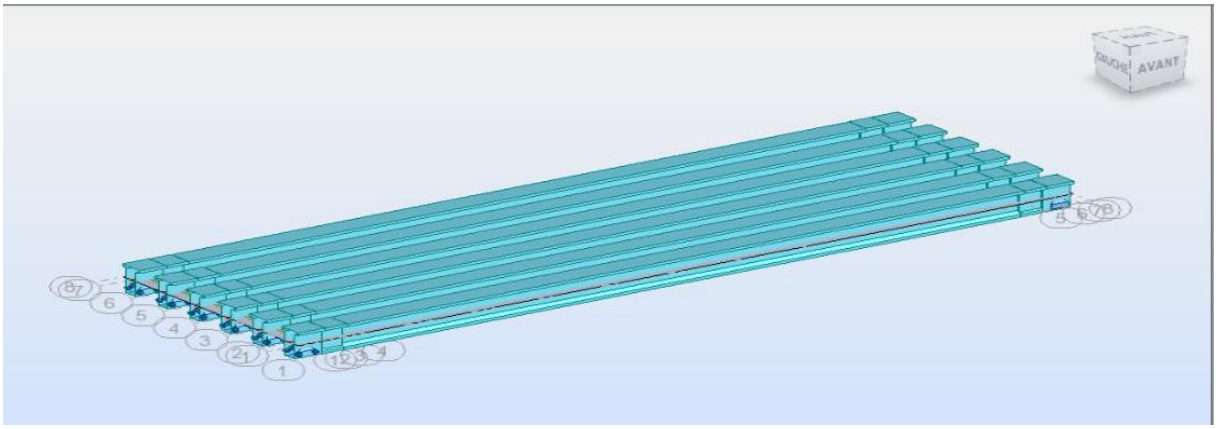


Figure III.8.Modélisation des poutres.

III.5.2.2.2. L'hourdis

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

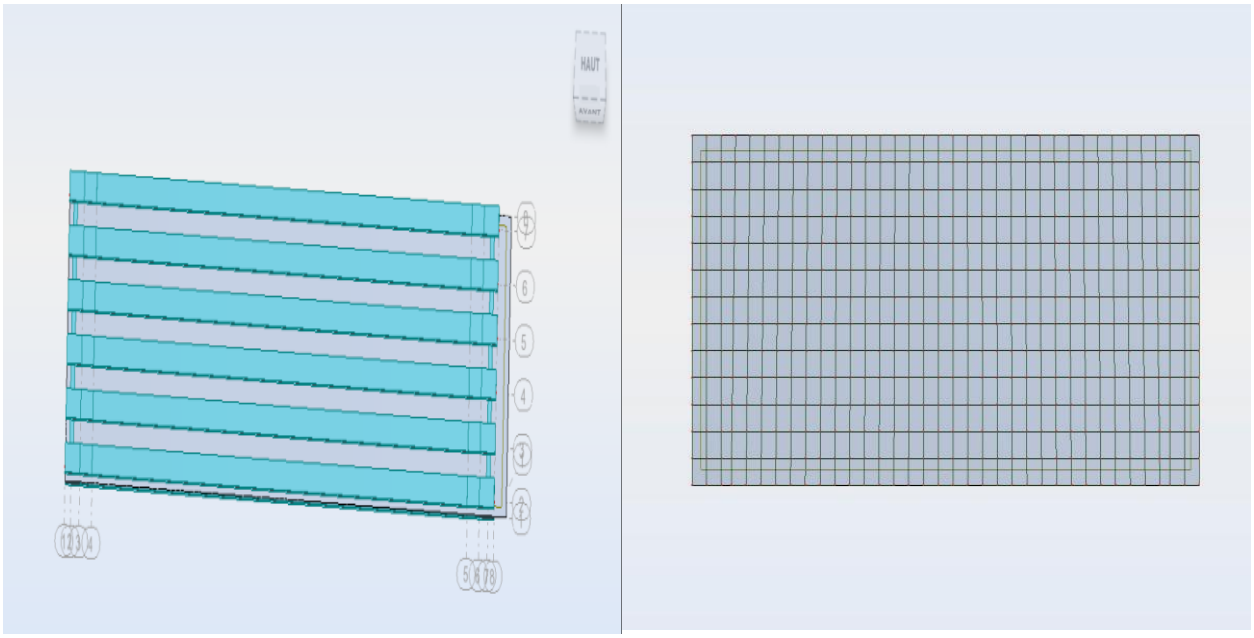


Figure III.9.Modélisation de l'hourdis.

III.5.2.2.3. Les appuis

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

- Appuis simples.

- Appuis doubles



Figure III.10. Modélisation l'ouvrage.

III.5.3.DEFINITION DE CHARGES

Les charges appliquées à l'ouvrage sont définies dans le tableau :

Tableau III.12. Définition de charges

Nom		Type	Description
G	Poids propre	Charges Permanentes	Poids propre des poutres
	Dalle		Poids propre du béton de la dalle.
	Revêtement		Poids propre de couche de roulement.
	Trottoir		Poids propre des trottoirs et bordures
	Corniche + garde de corps		Poids des corniques et garde de corps
	Glissière de sécurité		Poids des barrières de sécurité
ST		Charges d'exploitations statiques	Charge sur trottoir
A(l)			Charge statique du trafic A(l)
Bc		Charges d'exploitations mobiles	Charge mobile - Camion
Bt			Charge mobile - Tandem
MC120			Charge mobile - militaire
D240			Charge mobile - Exceptionnelle

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

Tableau III.13. Les coefficients des combinaisons.

Actions	ELU	ELS
Poids propre	1,35	1
Surcharge A (L)	1.6	1.2
Système BC	1.6	1.2
Système Bt	1.6	1.2
MC120	1.35	1
D240	1.35	1

III.5.4.LES COMBINAISONS DE CHARGES

À l'état limite d'ultime 'combinaison fondamentale :

Tableau III.14. Les combinaisons de charges E.L.U

Formules	Type de combinaison	État
1.35 G + 1.6 AL1 + 1.6 ST	Fondamentale	ELU 1
1.35 G + 1.6 AL2 + 1.6 ST		ELU 2
1.35 G + 1.6 BC1 + 1.6 ST		ELU 3
1.35 G + 1.6 BC2 + 1.6 ST		ELU 4
1.35 G + 1.6 BT1 + 1.6 ST		ELU 5
1.35 G + 1.6 BT2 + 1.6 ST		ELU 6
1.35 G + 1.35 D240		ELU 7
1.35 G + 1.35 MC120		ELU 8

À l'état limite de services 'combinaison rare'

Tableau III.15. Les combinaisons de charges E.L.S

Formules	Type de combinaison	État
G + 1.2ST + 1.2AL1	Rare	ELS 1
G +1.2 ST + 1.2AL2		EL S 2
G + 1.2ST +1.2 BC1		EL S 3
G + 1.2ST + 1.2BC2		EL S 4
G + 1.2ST +1.2 BT1		EL S 5
G + 1.2ST +1.2 BT2		EL S 6
G + D240		EL S 7
G + MC120		EL S 8

III.5.5.RESULTATS :

Les résultats sont montrés au annexe B.

CHAPIYTRE IV : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

CHAPIYTRE IV : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

IV.1. Introduction

IV.1.1. LE PRINCIPE DU BETON PRECONTRAINT :

Le béton résiste bien à la compression, par contre il a une faible résistance en traction. D'où l'intérêt de chercher un moyen d'utiliser au maximum la résistance du béton. Ceci constitue le but essentiel de ce chapitre.

Dans le béton précontraint on cherche à éviter que le béton soit tendu. Donc le but fondamental c'est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression.

IV.1.2. PHASE DE MONTAGE :

En général, les câbles sont mis en place par tirage. Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :

Pose de gaines.

- Montage des ancrages.
- Mise en place des torons. (Par tirage, par enfilage).
- Pré blocage des ancrages fixés.
- Bétonnage.
- Mise en tension des câbles.
- Coupe des sur longueurs.
- Injection.
- Cachetage des ancrages.

Les torons sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe, le vérin prend appui sur ' plaque d'about '. Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte, pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble.

Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté au coulis de ciment dans le but de réaliser une étanchéité parfaite du câble pour la protection de l'acier contre la corrosion, l'injection est effectuée au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancrages ou de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif

IV.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

Le dimensionnement de la précontrainte revient à calculer le couple P et e pour pouvoir Déduire le nombre de câbles nécessaire.

IV .2.1. HYPOTHESES :

IV .2.1.1. CLASSE DE LA PRECONTRAINTE SELON BPEL :

Pour cet ouvrage nous allons considérer une précontrainte de classe II caractérisé par ces contraintes limites qu'il faut respecter l'or de calcul de la contrainte de précontrainte.

En phase d'exécution (phase 1 et 2 et 3) :

$\bar{\sigma}$ bt = -0.7 ftj et $\bar{\sigma}$ bc = 0.6 fcj

En phase service (phase 04 et 5) :

$\bar{\sigma}$ bt = -ftj et $\bar{\sigma}$ bc = 0.6 fcj

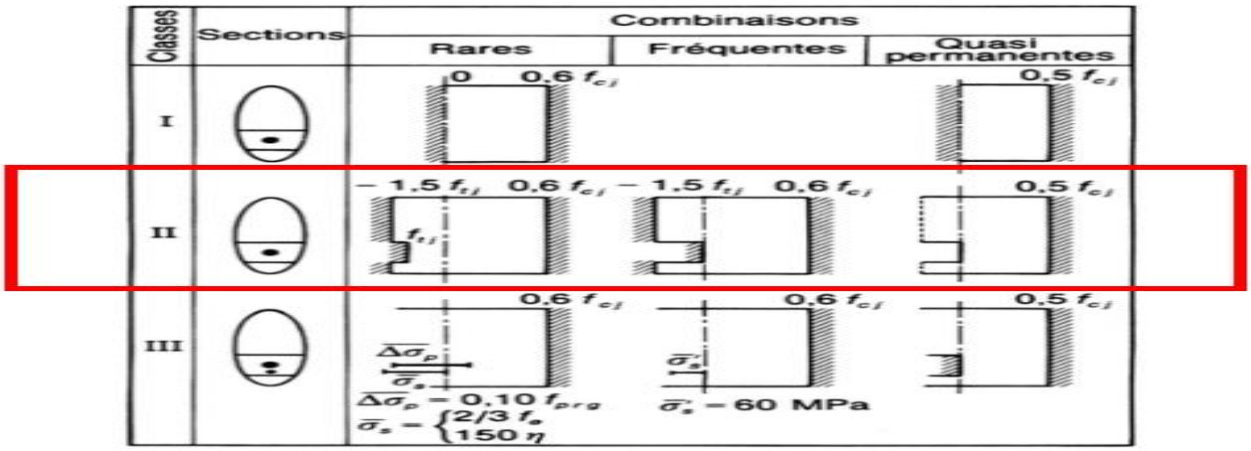


Figure IV. 1. Classe des Section selon le BPEL

IV .2.1.2. Caractéristiques et données

Les caractéristiques pris en considération sont notés dans les tableaux suivant :

Pour les câbles :

Tableau IV .1. Caractéristiques du câble

Type de câble	**13T15S**
Diameter de toron (ϕt)	**15.7mm**
Aire de chaque toron (At)	**150mm2**
Diamètre de la gaine (ϕg)	**80 mm**
Tension minimale de rupture (f_{prg})	**1860 MPa**
Contrainte élastique de garantie (f_{peg})	**1674 MPa**
Module d'élasticité (Ep)	**190 000 MPa**
Relaxation à 1000 heures (ρ100h)	**2.5 %**

- Pour la poutre :

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre à mi travée.

Tableau IV.2. Caractéristiques de la poutre

	Section d'about		Section médiane	
	sans Hourdis	**avec Hourdis**	**sans Hourdis**	**Avec Hourdis**
B (m^2)	1.04	1.45	0.63	1.04
V' (cm)	0.86	1.09	0.88	1.2
V (cm)	0.74	0.71	0.72	0.6
IGn (m^4)	0.24	0.45	0.20	0.36
ρn (%)	0.36	0.40	0.50	0.48

Avec :

-B : l'aire de la section.

-V' et V : les distance entre les fibres extrêmes et le centre de gravité (V'+V = h).

-IG : le moment d'inertie.

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

SOLLICITATION :

Tableau IV.3. Valeurs des efforts interne nécessaire pour le calcul de la précontrainte

Résultats de la modélisation	
Mgp = moment fléchissant max de poutre seul	2.3 MN.m
MM : Moment fléchissant max sousG + D240	7.69 MN.m
Mm : Moment fléchissant max charge permanâtes	4.75 MN.m
VM : effort tranchant max sous G+D240	0.99 MN
Vm : effort tranchant max charge permanents	0.46 MN

IV.3. FORCE ET EXCENTRICITE DE LA PRECONTRAINTE :

VALEURS MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE :

- Pmin=max[PI ;PII] ;

- PI=$\frac{\Delta M+\frac{1}{V'}\times\bar{\sigma}\,\mathbf{bt\ 1}+\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{V}}\times\bar{\sigma}\,\mathbf{bt2}}{\rho\times h}$
- PII=$\frac{MM+\frac{1}{V'}\times\bar{\sigma}\,\mathbf{bt\ 2}}{V'+\rho\times V-d'}$

Avec :

-$\bar{\sigma}$ bt1 = -1.5 f28=-4.05 MPA

-$\bar{\sigma}$ bt 2= -ft28=-2.7 MPA

-d'=0.1*ht(p+d)=0.1*1.8=0.18m

Âpre calcul on trouve :

- PI ⟶ 0.12MN

-PII ⟶ 5.26 MN

- Donc : Pmin=max [0.12;5.26] ⟶ 5.26MN

NOMBRE DES CABLES : n≥ $\frac{Pmin}{P0\times(1-\Delta P0)}$

Avec :

- $\Delta P0$: Pourcentage des pertes totale de précontrainte.

On suppose que : $\Delta P0$ =25%

- P0=min {(0.8×fpreg×Ap) ;(0.9×fpeg×Ap)}

Je prends P0 de tableau :

-P0 ⟶ 2878 KN=2.878MN

===> n≥ $\frac{5.26}{2.878\times(1-0.25)}$; $n \geq 2.44$ Donc : on prend ⟶ **n= 3cable (13T15S)**

Tableau IV. 2. caractéristiques des câbles

Classe de résistance (MPa)		1770	1770	1860	1860	1860	1860
Diamètre (mm)		15,3	15,7	12,5	12,9	15,3	15,7
Nombre de torons	1	196	211	137	148	206	221
	2	392	421	274	295	412	443
	3	589	632	410	443	618	664
	4	785	842	547	590	824	886
	5	981	1053	684	738	1031	1107
	6	1177	1264	821	886	1237	1328
	7	1373	1474	958	1033	1443	1550
	9	1766	1895	1231	1328	1855	1993
	12	2354	2527	1642	1771	2473	2657
	13	2551	2738	1778	1919	2679	2878
	19	3728	4001	2599	2804	3916	4207
	22	4316	4633	3010	3247	4534	4871
	25	4905	5265	3420	3690	5153	5535

NB : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mi travée

-Détermination du nombre de câbles à l'about :

$\sigma sup = \frac{P}{Bn} + (P * e0 + M) * \frac{V'}{In} \geq -1.5ftj = \bar{\sigma} bt$

$P \leq 6.67 \longrightarrow n = P/P0 \leq 2.32$

$\sigma inf = \frac{P}{Bn} - (P * e0 + M) * \frac{V'}{In} \leq 0.6ftj = \bar{\sigma} bc$

$P \leq 13.22 \longrightarrow n\ P/P0 \leq 4.59$

Donc On prend $\longrightarrow$ 2 câbles de 13T15S à l'about

IV.4. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES

On applique ces vérifications sur la section médiane.

Tableau IV.3. Caractéristiques de la section

	Ig (m4)	B (m2)	V (m)	V' (m)
Poutre seul	0.2	0.63	0.72	0.88
	0.2	0.63	0.72	0.88
Poutre+dalle	0.36	1.04	0.6	1.2
	0.36	1.04	0.6	1.2

La vérification des contraintes se fait en 04 phases :

-1er phase : après 7 jours :

La mise en tension est 50% (%MT=50), et les pertes sont d'ordre 10%.

-$Fc7 = \frac{7}{4.76 + 0.83 * 7} * 35 = 23.18 MPA$ et ft7=0.6+0.06*fc7=1.99MPA.

-$\bar{\sigma}$ bt1 = -1.5 * ft7=-1.5 *1.99= -2.99 MPA

-$\bar{\sigma}$ bt2 = -0.7 * ft7=-0.7 * 1.99= -1.39 MPA

-$\bar{\sigma}$ bc = 0.6 * fc7=0.7*23.18= 13.91 MPA

-2 eme phase : après 28 jours :

La mise en tension est 100% (%MT=100) , et les pertes sont d'ordre 20%.

-Fc28=35MPA et ft28=2.7MPA.

-$\bar{\sigma}$ bt1 = -1.5 * ft28=-1.5 *2.7= -4.05 MPA

-$\bar{\sigma}$ bt2 = -0.7 * ft28=-0.7 * 2.7= -1.89 MPA

-$\bar{\sigma}$ bc = 0.6 * fc28=0.7*35= 21 MPA

-3 et 4 eme phase : (après le coulage de la dalle)

Après le collage de la dalle, la mise en tension est faite à 100% (%MT=100) , et les pertes sont d'ordre 20%.

-Fc28=35MPA et ft28=2.7MPA.

-$\bar{\sigma}$ bt1 $= -1.5 * \text{ft28} = -1.5 * 2.7 = -4.05$ MPA

-$\bar{\sigma}$ bt2 = -0.7 * ft28=-0.7 * 2.7= -1.89 MPA

-$\bar{\sigma}$ bc = 0.6 * fc28=0.7*35= 21 MPA

-5 eme phase : (en phase de service)

La mise en tension est faite à 100% (%MT=100) , et les pertes sont d'ordre 25%.

-Fc28=35MPA et ft28=2.7MPA.

-$\bar{\sigma}$ bt1 = -1.5 * ft28=-1.5 *2.7= -4.05 MPA

-$\bar{\sigma}$ bt2 = -ft28= -2.7 MPA

-$\bar{\sigma}$ bc = 0.6 * fc28=0.7*35= 21 MPA

Donc on doit trouver que :

-$\bar{\sigma}$ bt1 $\leq \sigma$sup = $\frac{P}{B} - (P * \text{e0} - \text{M})*\frac{V\prime}{I} \leq \bar{\sigma}$ bc

-$\bar{\sigma}$ bt2 $\leq \sigma$inf = $\frac{P}{B} + (P * \text{e0} - \text{M})*\frac{V\prime}{I} \leq \bar{\sigma}$ bc

Avec :

-P=%MT*P0*n*(1-%∇P) ;

Avec

-MT : pourcentage de la mise en tension de câble

- e0 =V'-d' et d'=0.1*ht =0.1*1.8=0.18 m

Tableau IV.4. Vérifications des contraintes

PHASE	e0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σsup (MPA)	σsup (MPA)	observation
1 eme phase	0.70	2.3	2.59	5.86	1.97	**Vérifier**
2 eme phase	0.70	2.3	5.18	3.45	14.06	**Vérifier**
3 et 4 eme phase	1.02	3.64	4.89	2.45	9.21	**Vérifier**
5 eme phase	1.02	7.69	6.48	8.03	2.21	**Vérifier**

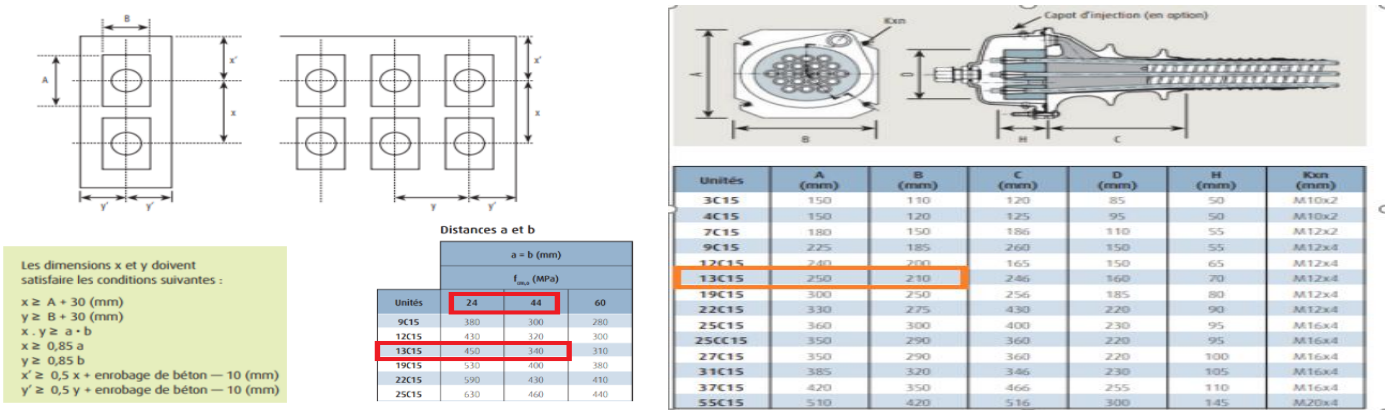
IV.5. DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES

IV.5.1. SECTION D'ABOUT

-Nous disposons les câbles afin d'obtenir des forces de précontrainte qui coïncident avec le Centre de gravité de la section d'about.

-On calcule la moyenne de la position de centre de gravité d'une section nette d'about de la poutre seule et le centre de gravité de même section avec hourdi. Pour positionner le premier câble et On fixe un espacement entre les deux plaques d'encrage de (x) qu'est la position de deuxième câbles.

-Caractéristiques des plaques d'ancrage :



Unités	a = b (mm)		
	$f_{cm,j}$ (MPa)		
	24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

Figure IV. 3. Caractéristiques des plaques d'ancrages

-Détermination de l'espacement (x) entre les deux plaques :

Notre câble de type 13T15S Alors :

-A ⟶ 250mm

- B ⟶ 210mm

-x ≥ A+30 (mm)

-x ≥ 0.85× a ;

Avec a : [450 mm ; 340 mm] / [24 MPA ; 44 MPA].

Par interpolation on trouve : a= 389.5 mm

Alors :

-x≥ 250+30=280mm

-x ≥ 0.85*389.5=331.075mm

Donc on prend : X=400 mm = 0.4m.

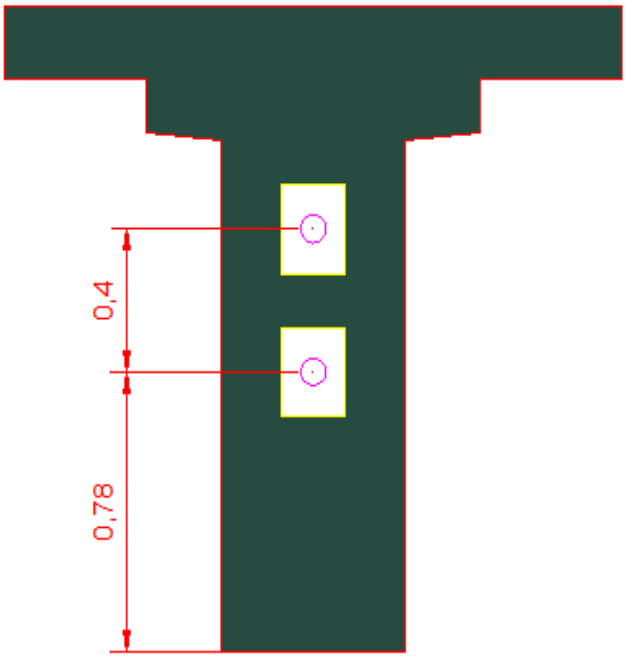


Figure IV. 4. Disposition des câbles à l'about

-Yc1=0.78m

-Yc2= Yc1+0.4=1.18m

IV.5.2. SECTION MEDIANE

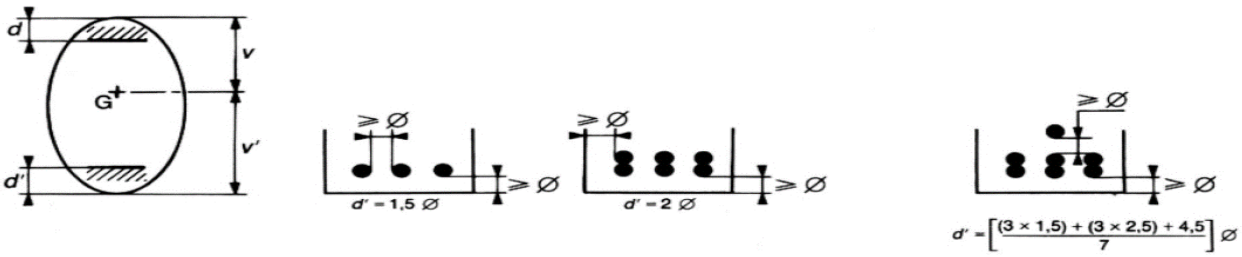


Figure IV. 5. disposition géométrique des câbles

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

-Soit : Φ = 8 cm

-d1= Φ + Φ /2 =0.12

-d2=3 Φ + Φ/2=0.28

-eh=0.235m

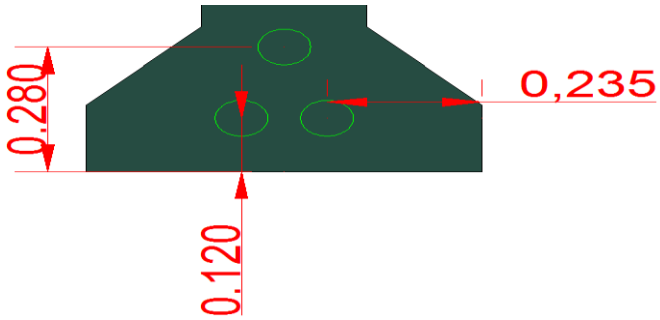


Figure IV. 6. Disposition des câbles à mi travée

IV.6. Tracer des câbles de précontraintes

-Câble 01 :

Y=ax2+bx+c

X=0 ; Y =0.78 ➔ C=0.78

X=17.5 ; Y=0.12 ➔ a(17.5)²+b(17.5)+0.78 =0.12 ⟶ 306.25a+17.5b= 0.66…….1

X=17.5➔ Y'=0 ➔2*a*17.5+b=0 ➔ 35a=-b ⟶ a= -b/35……..2

Âpre résolution de système d'équation on trouve :

A=0.002155102 → Y = 0.0021555102 X ²- 0.075428571 X + 0.78

→ Y' = 0.004310204 X - 0.075428571

b= -0.075428571 → Tang α = Y'

Les coordonnées et les angles en tous points du câble N°1sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Les coordonnées et les Angeles du câble N°1

xi	yi	αo	α (rad)
0	0.78	4,31357051	0,07524784
1	0,70672653	4,06793321	0,07096283
2	0,70672653	3,82214603	0,06667521
4	0,51276735	3,33015774	0,05809275
6	0,40501225	2,83767732	0,0495017
8	0,31449796	2,34477692	0,04090333
10	0,24122449	1,85152902	0,0322989
12	0,18519184	1,35800644	0,02368967
14	0,1464	0,86428224	0,01507692
16	0,12484898	0,37042964	0,00646194
17.5	0,12	5,7296*10-8	9,9949E-10

-Câble 02 :

Y=ax2+bx+c

X=0 ; Y =1.18 ➔ C=1.18

X=17.5 ; Y=0.12 ➔ a(17.5)²+b(17.5)+1.18 =0.12 ⟶ 306.25a+17.5b= -1.06…….1

X=17.5 ➔ Y'=0 ➔ 2*a*17.5+b=0 ➔ 35a=-b ⟶ a= -b/35….2

Âpre résolution de système d'équation on trouve :

A=0.003461244

b= - 0.121442857

Y=0.003461244 X²-0.121442857 X+1.18

Y'=0.006922448-0.075428571

Tang α = Y'

Les coordonnées et les angles en tous points du câble N°2 sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Les coordonnées et les Angeles du câble N°2

xi	yi	α∘	α (rad)
0	1,18	6,907316	0,12049429
1	1,06231837	2,97203541	0,05184551
2	0,95155918	0,99146769	0,0172956
4	0,75080816	8,85297509	0,15443523
6	0,57774692	16,3940952	0,28598588
8	0,43237548	23,3958661	0,40812789
10	0,31469383	29,7307715	0,51863679
12	0,22470197	35,3576407	0,6167944
14	0,16239991	40,29794	0,70297518
16	0,12778763	44,6091451	0,00646194
17.5	0,11999985	47,4732349	9,9949E-10

Câble03 :

Pour la mise en place du vérin, le câble à l'extrados a une inclinaison de α = 22°

Y=ax2+bx+c

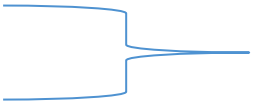
X=0 ; Y =1.6 ➔ C=1.6

X=12.5 ; Y=0.28 ➔ a(12.5)²+b(12.5)+1.6 =0.28 ⟶ 156.25a+12.5b= -1.32…….1

X=12.5 ➔ Y'=0 ➔ 2*a*12.5+b=0 ➔ 25a = -b ⟶ a= -b/25……..2

Âpre résolution de système d'équation on trouve :

A=0.0048448



Y=0.0048448 X²-0.2112 X+1.6

b= - 0.2112

Les coordonnées et les angles en tous points du câble N°3 sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Les coordonnées et les Angeles du câble N°3

xi	yi	α°	α (rad)
0	1,6	11,9256141	0,20803571
1	1,397248	10,9957869	0,19181539
2	1,211392	10,0600591	0,17549214
4	0,890368	8,17270755	0,14256834
6	0,636928	6,2673348	0,10933017
8	0,451072	4,34794729	0,07584752
10	0,3328	2,41873589	0,0421935
12	0,282112	0,48402323	0,00844352
12,5	0,28	0	0

IV.7. Détermination l'angle de relevage

Sur les sections d'appuis les contraintes de cisaillement sont importantes, on choisit en fonction de l'angle de relevage un tracé qui minimise l'intensité de ces contraintes, cet angle de relevage est donné par l'expression suivante :

$$\textbf{Arc sin}\left(\frac{\mathbf{VM}-\bar{\mathbf{v}}}{P}\right) \leq \alpha \leq \textbf{Arc sin}\left(\frac{\mathbf{Vm}-\bar{\mathbf{v}}}{P}\right)$$

Avec :

-VM et Vm : l'effort tranchant maximal et minimal obtenu.

-$\bar{V}$: effort tranchant limite que peut supporter la section d'about

$$\bar{\mathbf{V}} = \bar{\mathbf{T}} \times \mathbf{bn} \times \mathbf{0.8} \times \mathbf{h}$$

-$\bar{T}$: contrainte tangentielle limite en l'état limite de service

$$\bar{\mathbf{T}} = \sqrt{\mathbf{0.4} \times \mathbf{ftj} \times (\mathbf{ftj} + \boldsymbol{\sigma}\mathbf{x})}$$

-σx : contrainte normale au niveau de la fibre neutre

$$\boldsymbol{\sigma}\mathbf{x} = \frac{P}{Bn}. \quad \textbf{et} \quad \mathbf{P=(1-25/100)*\ ncable\ *P0}$$

$$\mathbf{Bn=B-(ncable\ 3.14(\phi/2)^2)}$$

-bn : la largeur nette de la section d'about + hourdis

-bn=b0 – nnbre de lit×ϕ. ;

Avec : b0= 0.6 m **;** n (nbre de lit) = 1

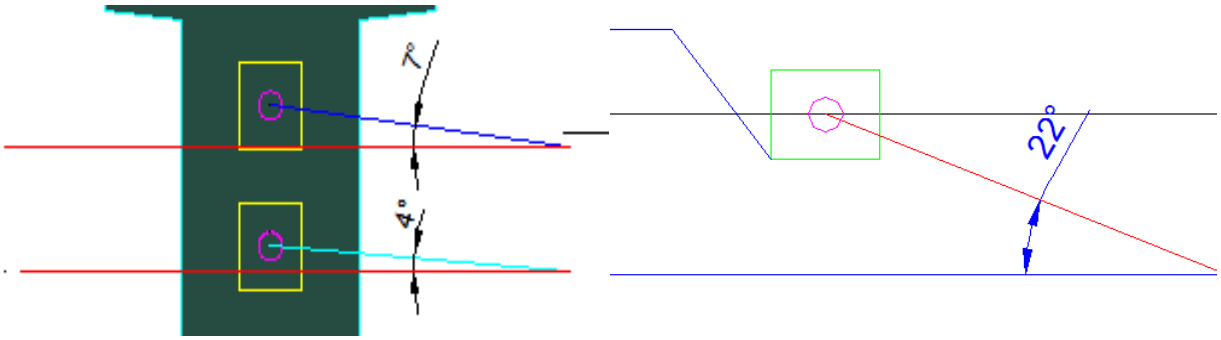


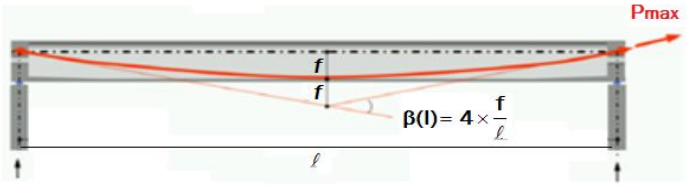
Figure IV. 7. angle de relevage des câbles

Tableau IV.8. Résultats de l'angles de relevage

Bn	**0.52**	**(m)**
Bn	1.44	(m2)
P	6.48	(MN)
бx	4.51	(MPA)
$\bar{T}$	2.79	(MPA)
$\bar{V}$	2.09	(MPA)
VM	0,99	(MPA)
Vm	0,46	(MPA)
Arc sin$(\frac{VM-\bar{v}}{P})\leq$	-9.78	
Arc sin$(\frac{Vm-\bar{v}}{P})$	23.19	
α**1 : pour le cable 01**	4°	
α**2= pour le cable 02**	7°	
α**3= pour le cable 02**	22°	

-ALLURE DES CABLES :

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



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

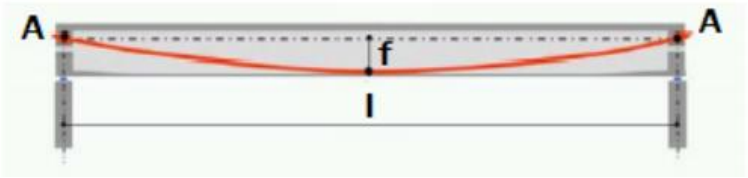


Tableau IV.9. Les résultats de f et R et β

N° câble	L (m)	αrel (°)	Yi (m)			F (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0	1	17,5			
C1	33	4	0,78	0,71	0,12	0,59	230,69	0,072
C2	33	7	1,18	1,06	0,12	0,94	145,24	0,114
C3	23	22	1,6	1,21	0,28	0,93	71,10	0,162

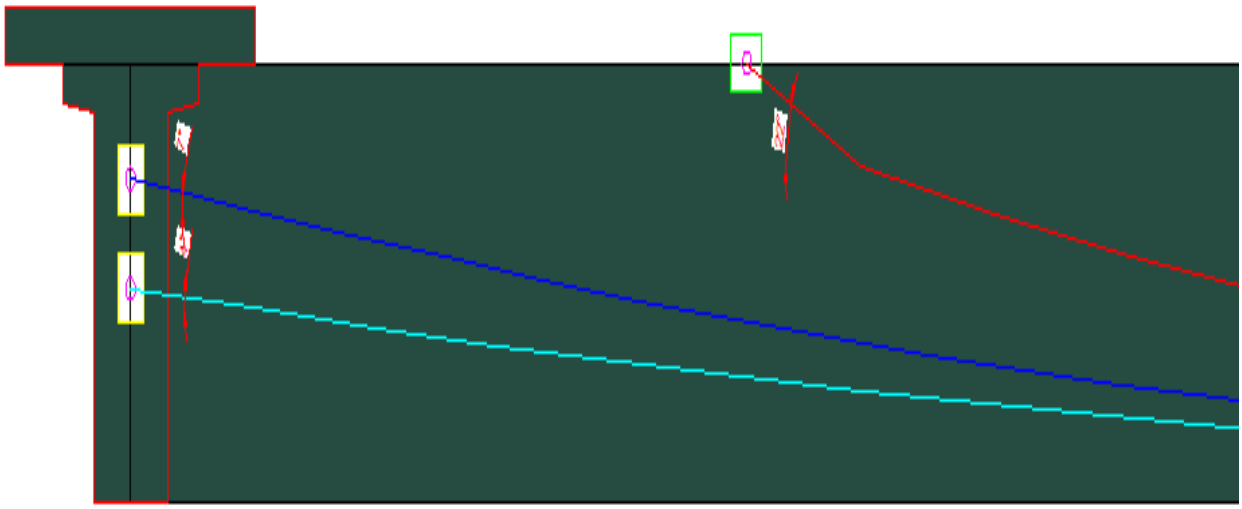


Figure IV. 8. tracer des trois câbles

IV.8. CALCUL DES PERTES

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

-Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.

-Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension

- ✓ Les pertes sont calculer à mi travée x=l/2

IV.8.1. Pertes instantanés

Se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte Elles sont dues à :

-Au frottement de câble **Δσφ**.

-Recul à l'ancrage **Δσg**.

-Déformation du béton **Δσe**

IV.8.1.1. Pertes par frottements

Données pas la formule suivant : $\Delta\sigma\phi=\sigma p0\times(1-\exp-(f\times\beta+\varphi\times x))$

Avec :

-φ : coefficient de perte en ligne =0.002 m-1.

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

-σp0 : contrainte à l'origine correspondant a 'F0' =1488 MPa .

Tableau 4 – Valeurs moyennes des coefficients *f* et φ

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

Figure IV. 9. coefficients f et φ.

Tableau IV.10. Les résultats de calcule des pertes par frottements.

N°cable	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	Δσφ (MPa)	Δσφ Moy (MPa)	Δσφm/σp0	Δσφ Moy (%)
C1	17,5	0,075	0,049	70,45	76,16	0,05119	5%
C2	17,5	0,120	0,057	81,88			
C3	12,5	0,208	0,062	90,07	90.07	0,060531	6%

IV.8.1.2. Les pertes par glissement d'ancrage (le recul de l'ancrage)

Données pas la formule suivant : **Δσg=2×σp0×k(d-x)**

Avec :

-k : constant **k =f *** $\frac{\beta}{l} + \varphi$;avec f =0.18 et φ = 0.002 m-1.

-d : la longueur sur laquelle s'effectue le recul de l'ancrage. **d =** $\sqrt{\frac{Ep*g}{\sigma p0*K}}$

-Ep : module d'élasticité de précontrainte. **Ep =190000MPA.**

-g : intensité du recule d'ancrage (2-6 mm). On prend **g=6mm**

-σp0 maximale sont au niveaux de l'about poutre. **σp0=1488MPA**

Tableau IV.11. Les résultats de calcul des pertes par glissement d'ancrage

N°cable	x=L/2 (m)	β (rad-1)	K (m-1)	d (m)	Δσg (MPa)	Δσg Moy (MPA)	Δσg Moy (%)
C1	17,5	0,075	0,0028	16,63	0	0	0
C2	17,5	0,120	0,0032	15,39	0		
C3	12,5	0,208	0,0050	12,38	0	0	

IV.8.1.3. Perte par déformation instantané de béton (raccourcissement de béton)

Données par la formule suivante : Δσe =$\frac{Ep*\sigma bi}{Eij}$

Avec :

-Eij : module de déformation instantané de béton : **Eij=11000** $* \sqrt[3]{Fcj}$

-σbi :valeurs de contrainte au niveaux de câble moyenne **σbi =** $\frac{P}{B} + \frac{P*e^2}{Ig} - \frac{Mp*e}{Ig}$

- 1ere famille câble 01 et 02 :

À 7jours :

-e=Yg-Y(c1,c2)=0.86-0.12=0.74

-P=*P0*n*(1-Δσfr- Δσrec) ;

Avec :

-Δσfr =0.0511

-et Δσrec =0 et

-n=2 et

-P0=2.878MN.

Tableau IV.12. Tableau récapitulatif des pertes par déformation instantané À 7jours

B (m^2)	Ig (m^4)	e (m)	Mp (MN*m)	P (MN)	σbi (MPA)	Eij (MPA)	Ep (MPA)	ΔбЕ (MPA)	Δбe/бp0	Δ бe (%)
0.63	0.20	0.74	2.3	5.46	15.09	3133.93	190000	45.70	0.0307	3.07

À 28 jours :

Tableau IV.13. Tableau récapitulatif des pertes par déformation instantané À 18 jours.

B (m^2)	Ig (m^4)	e (m)	Mp (MN*m)	P (MN)	σbi (MPA)	Eij (MPA)	Ep (MPA)	ΔбЕ (MPA)	Δбe/бp0	Δ бe (%)
0.63	0.20	0.74	2.3	5.46	15.09	35981.73	190000	39.48	0.0266	2.66

- 2ere famille câble 03 :

-σbi $= \frac{P1}{Bp} + \frac{P1*e1^2}{Ip} - \frac{Mp*e1}{Ip} + \frac{P2}{Bt} + \frac{P2*e2^2}{It} - \frac{Md*e2}{It}$

-P1=2*P0*(1-Δσfr- Δσrec- Δσracc) ; avec : Δσfr =0.0511 et Δσrec =0 et Δσracc=0.0305

===> P1=5.28MN

-P2=1*P0*(1-Δσfr- Δσrec-) ; avec : Δσfr =0.0605

===> P2=2.70MN

-e1=Yg(p+d)-Y(c1,c2)=1.2-0.12=1.08m

-e2=Yg(p+d)-Y(c3)=1.2-0.28=0.92m

-Md=M(d+p)-Mp=3.64-2.30=1.34 MN.m

Tableau IV.14. Tableau récapitulatif des pertes par déformation instantané 2éme famille

Bp (m)	0.63
B(p+d) (m)	1.04
Ip (m4)	0.2
I(p+d) (m4)	0.36
e1 (m)	1.08
e2 (m)	0.92
P1 (MN)	5.28
P2 (MN)	2.70
Mp (MN.m)	2.30
Md (Mn.m)	1.34
6bi (MPA)	32.27
Eij (MPA)	35981.73
Ep (MPA	190000
ΔGe (MPA)	85.20
Δσe/σp0	0.057
Δ σe (%)	5.7

- Le calcul Les pertes Totale instantanées : ΔGt=ΔGϕ+ ΔGg+ΔGe

Tableau IV.15. Tableau récapitulatif des pertes instantané

	frottement (MPa)	**recul(MPa)**	**raccourcissement(MPa)**	**Totale (MPa)**	**Δσe/σp0**
1ere famille	76,16	0	39.48	115.64	0.0777
2eme famille	90.07	0	85.20	175.27	0.1177

IV.8.2. Les pertes de tension déférées

La formule est : **Δσe(moy) /σp0**

Se produisent dans un temps plus au moins long après la mise en tension. Elles sont dues a :

-la relaxation des aciers : **ΔGrel**

-Au retrait du béton **ΔGr**

-Au fluage du béton **ΔGfl**

IV.8.2.1. Pertes par retrait

Données par la formule suivante : **Δσr= Ep× εr (1-r(j))**

Avec :

-εr : coefficient climatique : zone B ➔ **εr =0.0003**

-r(j) : : fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps **r(j)=j/j+rm**

-rm=Bn/p ; Bn : la section nette et p= le périmètre de la section

- 1ere famille :

A 7jours :

-Bn=10312cm²

-p=585.51cm ➔ rm = 17.62et r(j)=0.042

Tableau IV.16. Les résultats de calcul des pertes par retrait a 7jours

Ep (MPA)	εr	r(j)	Δσr (MPA)	Δσr/σp0	Δσr (%)
190000	0.0003	0.042	54.606	0.0366	3.66

A 28jours :

Bn=10312cm² et p=585.51cm ➔ rm = 17.62 cm et r(j)=0.15

Tableau IV.17. Les résultats de calcul des pertes par retrait a 28 jours

Ep (MPA)	εr	r(j)	Δσr (MPA)	Δσr/σp0	Δσr (%)
190000	0.0003	0.15	48.45	0.0325	3.25

- 2eme famille :

Bn=10362cm²et p=585.51cm ➔ rm = 18.49 cm et r(j)=0.14

Tableau IV.18. Les résultats de calcul des pertes par retrait 2eme famille

Ep (MPA)	εr	r(j)	Δσr (MPA)	Δσr/σp0	Δσr (%)
190000	0.0003	0.14	49.02	0.0329	3.29

IV.8.2.2. Perte par fluage :

Données par la formule suivant : **ΔϬfl =(σm+σb) *Ep/Eij**

- 1ere famille :

(σm+σb) = Kflu* Ϭbi' ; kflu :coefficient de fluage =2

Après 7 jours on a une dissipation de 15% du fluage du béton donc :

-Kflu = (1-0.15)*2=1.7 ➔ ΔϬfl = 1.7* Ϭbi'

-Ϭbi' : valeurs de contrainte au niveaux de câble moyenne $\boldsymbol{\sigma bi} = \frac{P}{B} + \frac{P*e^2}{Ig} - \frac{Mp*e}{Ig}$

-P=P0*n*(1-Δσ) ; avec **Δσ=25% et n=2 et P0=2.878MN**

-Mp : moment maximale des charges permanentes

-B : aire de section (poutre +dalle)

-Ig : moment d'inertie de section (poutre +dalle)

Tableau IV.19. Les résultats de calcul des pertes par fluage 1ere famille

Mp (MN.m)	Ig (m4)	B (m2)	e (m)	P (MN)	Ep (MPA)	Eij (MPA)	Ϭbi' (MPA)	ΔϬfl (MPA)	Δϭfl /ϭp0	ΔϬfl (%)
3.64	0.36	1.04	1.08	4.31	190000	35981,73	7.18	64.61	0.0434	4.34

- 2eme famille :

Après 60 jours, on a une dissipation de 50 % du fluage donc

-Kflu = (1-0.5)*2=1 ➔ ΔϬfl = 1* Ϭbi' *Ep/Eij

-Ϭbi' : valeurs de contrainte au niveaux de câble moyenne

$$\boldsymbol{\sigma bi} = \frac{P1}{B} + \frac{P1*e1^2}{I} - \frac{Mp*e1}{I} + \frac{P2}{B} + \frac{P2*e2^2}{I} - \frac{Md*e2}{I}$$

-P2= P0*n*(1-Δσ) ; avec **Δσ=25% et n=1et P0=2.878MN**

-Mp : moment maximal le des charges permanentes

-B : aire de section (poutre +dalle)

-Ig : moment d'inertie de section (poutre +dalle)

Tableau IV.20. Les résultats de calcul des pertes par fluage 2eme famille

Mp	Ig	B	E1	E2	P1	P2	Ep	Eij	Ϭbi'	ΔϬfl	Δϭfl /ϭp0	ΔϬfl
3.64	0.36	1.04	1.08	0.92	4.31	2.15	190000	35981,73	4.99	26.34	0.0177	1.77

IV.8.2.3. La perte par relaxation

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

$$\boldsymbol{-\Delta Ϭrel} = \frac{6}{100} * \boldsymbol{\rho 100 h} * \left(\frac{6i}{Fprg} - \boldsymbol{\mu 0}\right) + 6i$$

- 1ere famille :

-Ϭi : contrainte après les pertes instantanées

-Ϭi=Ϭ0*(1- ΔϬi) avec ; ΔϬi=0.0777

-μ0 : coefficient valant **0,43** pour les armatures à très basse relaxation

-Fprg limite de rupture :**Fprg=1860MPA**

Tableau IV.21. Les résultats de calcul des pertes par relaxation 1ere famille

$\mu 0$	$\rho 100h$	$Fprg$ (MPA)	6i (MPA)	ΔϬrel (MPA)	Δσrel/σp0	%ΔϬrel
0.43	2.5	1860	1372.38	63.37	0.0425	4.25

- 2eme famille :

-Ϭi : contrainte après les pertes instantanées

-Ϭi=Ϭ0*(1- ΔϬi) avec ; ΔϬi=0.1177

-μ0 : coefficient valant **0,43** pour les armatures à très basse relaxation

-Fprg limite de rupture :**Fprg=1860MPA**

Tableau IV.22. Les résultats de calcul des pertes par relaxation 2eme famille

$\mu 0$	$\rho 100h$	$Fprg$ (MPA)	6i (MPA)	ΔϬrel (MPA)	Δσrel/σp0	%ΔϬrel
0.43	2.5	1860	1312.86	54.24	0.0364	3.64

La perte de tension déférée : ΔϬd= ΔϬr+ ΔϬfl+ (5/6) * ΔϬrel

Tableau IV.23. Tableau récapitulatif des pertes déférée :

	Par retrait (MPA)	Par fluage (MPA)	Par relaxation (MPA)	Totale	Δσe/σp0
1ere famille	48.45	64.61	53.10	166.16	0.1116
2eme famille	49.02	26.34	45.2	120.56	0.0810

- Donc la perte totale : ΔϬT (%) = ΔϬi + ΔϬd

Tableau IV.24. Tableaux récapitulatif des pertes

	Perte instantané (MPA)	Perte défère (MPA)	Totale (MPA)	Δσe/σp0	% perte totale
1ere famille	115.64	166.16	281.8	0.189	18.9
2émé famille	175.27	120.56	295.83	0.198	19.8

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

IV.9.LA VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALE A L'ELS

La vérification de l'effort de précontrainte s'effectue phase par phase

Tableau IV.25. Les caractéristiques des sections

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	**Poutre + Dalle**	**Poutre seule**	**Poutre + Dalle**	**Poutre seule**	**Poutre + Dalle**	**Poutre seule**	**Poutre + Dalle**
H (m)	1,60	1,80	1,60	1,80	1,60	1,80	1,60	1,80
Bnette (m2)	1,03	1,44	0,620	1,030	0,620	1,030	0,62	1,03
Vn(m)	0,745	0,707	0,711	0,592	0,709	0,590	0,708	0,590
V'n(m)	0,855	1,093	0,889	1,209	0,891	1,210	0,892	1,211
InG (m4)	0,243	0,453	0,193	0,357	0,192	0,354	0,191	0,360

Remarque :

Phase 1 et 2 : on utilise la section poutre seul.

Phase 3 et 4 et 5 : on utilise la section poutre + dalle.

Contraintes Admissibles :

- A 7 jours :

-$Fc7$=23.18 MPA ; Ft7=1.99MPA

-$\overline{\sigma}$ bt1 = -1.5 * ft7=-1.5 *1.99= -2.99 MPA

-$\overline{\sigma}$ bt2 = -0.7 * ft7=-0.7 * 1.99= -1.39 MPA

-$\overline{\sigma}$ bc = 0.6 * fc7=0.7*23.18= 13.91 MPA

- A 28 jours :

Fc28=35MPA et ft28=2.7MPA.

-$\bar{\sigma}$ bt1 = -1.5 * ft28=-1.5 *2.7= -4.05 MPA

-$\bar{\sigma}$ bt2 = -0.7 * ft28=-0.7 * 2.7= -1.89 MPA

-$\bar{\sigma}$ bc = 0.6 * fc28=0.7*35= 21 MPA

Tableau IV.26. Les contraintes admissibles

	j = 7 jours	j ≥ 28 jours	Unité	Cas
σbc	13,91	21	MPA	
σbt1	-2,99	-4,05	MPA	Exécution / Rares / Fréquente
σbt2	-1,39	-1,89	MPA	Exécution /
σbt2	-1.99	-2,7	MPA	Rare

Résultats du logicielle :

Tableau IV.27. Les moments maximaux

	Max ELS(Mn.m)	
x=0	0	Phase 1 et 2 (Poutre seul)
x= L/4	1.689	
x=3L/8	2.145	
x=L/2	2.30	
x=0	0	Phase 3et 4 (poutre + dalle)
x= L/4	2.68	
x=3L/8	3.4	
x=L/2	3.64	
x=0	0	Phase 5 (G+D240)
x= L/4	3.25	
x=3L/8	7.22	
x=L/2	7.64	

-Effort de précontrainte P :

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

-P1=1,02×P0– 0,8×ΔP

-P2 =0,98×P0– 1,2×ΔP ; Avec : ΔP : les pertes de tension de chaque phase.

- **Valeurs de l'excentricité pour chaque phase :**

Avec :

-e=V'-Ymoy

Tableau IV.28. Valseurs du l'excentricité des câbles pour chaque phase :

	Y1	Y2	Y3	Ymoy	e	
x=0	0,78	1,18		0,98	-0,13	Phase 1 et 2
x=L/4	0,29	0,38		0,33	0,56	
x=3L/8	0,16	0,18		0,17	0,72	
x=L/2	0,12	0,12		0,12	0,77	
x=0	0,78	1,18	-	0,98	0,11	Phase 3
x=L/4	0,29	0,38	0,82	0,50	0,88	
x=3L/8	0,16	0,18	0,41	0,25	1,04	
x=L/2	0,12	0,12	0,28	0,20	1,09	
x=0	0,78	1,18	-	0,98	0,11	Phase 4 et 5
x=L/4	0,29	0,38	0,82	0,50	0,70	
x=3L/8	0,16	0,18	0,41	0,25	0,96	
x=L/2	0,12	0,12	0,28	0,20	1,01	

-Phase 01 : 1ere famille

-Mise en tension =50%

-%ΔP=50% pertes instantanés

-Phase 02 : 1ere famille

-Mise en tension =100%

-%ΔP=100% pertes instantanés

-Phase 03 : 1ere famille

-%ΔP=100% pertes instantanés + 50% pertes différer

-Phase 04 :

1ere famille : %ΔP=25%

2eme famille :

-Mise en tension =100%

-%ΔP=100% pertes instantanés + 50% pertes différer

-Phase 05 :

1ere famille : ΔP=25%

2eme famille : %ΔP=25%

Remarque :

Pour les phases 4 et 5 :

-P1=P1(1ere famille) +P1(2eme famille)

-P2=P2(1ere famille) +P2(2eme famille)

Tableau IV.29. Valeurs de P1 et P2

	Ncable	%ΔP		P1	P2
Phase 01	2	3,89		2,85	2,69
Phase 02	2	7,77		5,51	5,10
Phase 03	2	13,35		5,26	4,72
Phase 04	3	25	15.8	7.28	6.18
Phase 05	3	25	25	7.06	5.86

-бsup= P/B-(P0*e0-M) *V/I

-бinf=P/B+(P0-M) *V'/I

On adopte les notations suivantes :

бp → бsup=M*V/I ; бinf=-M*V'/I

бp1 : → бsup=P1/B-P1*e0*V/I ; бinf = P1/B+P1*e0*V'/I

бp2 : → бsup=P2/B-P1*e0*V'/I ; бinf =P2/B+P2*e0*V'/I

бmax : → бsup = бsup (P1) + бsup (P2) ; бinf= бinf(P1)+ бinf(P2)

бmin : → бsup = бsup(P1)+ бsup(P2) ; бinf = бinf(P1)+ бinf(P2)

======> **Donc on doit trouver pour dans :**

Phase 01 :

-1.5ft7< Ϭmax,sup ; Ϭmin,sup<0.6fc7

-0.7ft7 < Ϭmax,inf ; Ϭmin,inf < 0.6fc7

Phase 02 :

1.5ft28 < Ϭmax,sup ; Ϭmin,sup<0.6fc28

-0.7ft28< Ϭmax,inf ; Ϭmin,inf < 0.6fc28

Phase 03 :

1.5ft28 < Ϭmax,sup ; Ϭmin,sup<0.6fc

-0.7ft28< Ϭmax,inf ; Ϭmin,inf < 0.6fc28

Phase 04 :

1.5ft28 < Ϭmax,sup ; Ϭmin,sup<0.6fc28

- 0.7ft28< Ϭmax,inf ; Ϭmin,inf < 0.6fc28

Phase 05 :

1.5ft28 < Ϭmax,sup ; Ϭmin,sup<0.6fc28

- ft28< Ϭmax,inf ; Ϭmin,inf < 0.6fc28

Tableau IV.30. Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS.

		Phase 1				**Phase 2**			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,13	0,56	0,72	0,77	-0,13	0,56	0,72	0,77
MEls		0,00	1,69	2,15	2,30	0	1,69	2,15	2,3
P1 (MN)		2,85	2,85	2,85	2,85	5,51	5,51	5,51	5,51
P2 (MN)		2,69	2,69	2,69	2,69	5,10	5,10	5,10	5,10
σp (MPa)	σsup	0,00	6,21	7,93	8,53	0,00	6,21	7,95	8,53
	σinf	0,00	-7,77	-7,27	-10,75	0,00	-7,77	-10,00	-10,75
σP1 (MPa)	σsup	3,85	-1,22	-2,97	-3,59	7,46	-2,37	-5,76	-6,95
	σinf	1,51	11,86	14,10	14,83	2,93	22,97	27,32	28,73
σP2 (MPa)	σsup	3,64	-1,15	-2,80	-3,39	6,91	-2,19	-5,33	-6,43
	σinf	1,43	11,19	13,31	14,00	2,71	21,26	25,29	26,60
σMax (MPa)	σsup	3,85	4,99	4,96	4,94	7,46	3,85	2,20	1,58
	σinf	1,51	4,09	6,83	4,08	2,93	15,20	17,32	17,98
	σsup	3,64	5,06	5,13	5,14	6,91	4,02	2,62	2,09

σMin (MPa)	σinf	1,43	3,42	6,04	3,25	2,71	13,49	15,29	15,85
		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)		0,11	0,88	1,04	1,09	0,11	0,70	0,96	1,01
MEls		0,00	2,68	3,40	3,64	0	2,68	3,4	3,64
P1 (MN)		5,26	5,26	5,26	5,26	7,28	7,28	7,28	7,28
P2 (MN)		4,72	4,72	4,72	4,72	6,18	6,18	6,18	6,18
σp (MPa)	**σsup**	0,00	4,45	5,67	5,96	0,00	4,45	5,67	5,96
	σinf	0,00	-9,09	-11,63	-12,24	0,00	-9,08	-11,63	-12,24
σP1 (MPa)	**σsup**	2,72	-2,53	-3,99	-4,28	3,77	-1,38	-4,59	-4,97
	σinf	5,08	20,69	23,74	24,37	7,04	24,34	30,97	31,79
σP2 (MPa)	**σsup**	2,44	0,13	-0,61	-3,85	4,54	0,25	-1,16	-4,22
	σinf	4,56	18,57	21,32	21,88	5,98	20,66	26,29	26,99
σMax (MPa)	**σsup**	2,72	1,92	1,69	1,68	3,77	3,06	1,08	0,99
	σinf	5,08	11,60	12,11	12,13	7,04	15,26	19,34	19,55
σMin (MPa)	**σsup**	2,44	4,58	5,06	2,11	4,54	4,70	4,51	1,74
	σinf	4,56	9,48	9,68	9,64	5,98	11,58	14,66	14,75
		Phase 5							
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2				
e (m)		0,11	0,70	0,96	1,01				
MEls		0	3,25	7,22	7,69				
P1 (MN)		7,06	7,06	7,06	7,06				
P2 (MN)		5,86	5,86	5,86	5,86				
σp (MPa)	**σsup**	0,00	5,39	12,04	12,59				
	σinf	0,00	-11,01	-24,69	-25,86				
σP1 (MPa)	**σsup**	3,66	-1,34	-4,45	-4,82				
	σinf	6,83	23,60	30,03	30,83				
σP2 (MPa)	**σsup**	4,54	0,25	-1,16	-4,00				
	σinf	5,67	19,59	24,93	25,59				
σMax (MPa)	**σsup**	3,66	4,05	7,59	7,77				
	σinf	6,83	12,59	5,34	4,97				
σMin (MPa)	**σsup**	4,54	5,64	10,88	8,59				
	σinf	5,67	8,58	0,24	-0,27				

IV.10. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES a ELS

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

- $\tau^2 \leq 0.4 \times ftj \times (ftj + \sigma x) = \overline{\tau 1}^2$

- $\tau^2 \leq 2 \times (0.6 \times fcj - \sigma x) \times (ftj + \sigma x) = \overline{\tau 2}^2$

Si : **$\sigma x < 0.4 \times fcj$ on a : $\overline{\tau} 1 < \overline{\tau} 2$** ⟶ on vérifie que : **$\tau < \overline{\tau}\, 1$**

- $\sigma x = \frac{P}{Bn}$; avec $P = \sum_1^3 Picos(\alpha i)$

- $\tau = \frac{Vred * Sn}{In * Bn}$ avec Vred =Vser - $\sum_1^3 Pisin(\alpha i)$ Sn=υ'×Bn.

-Vred : Effort tranchant réduit

-bn : largeur nette de la section

S(y) : Moment statique par rapport au centre de gravité de la poutre

valeurs de Pcos α et Psin α

		Pcos α	Psin α
P1(MN.m)	2,16	2,15	0,15
P2(MN.m)	2,16	2,14	0,26
Somme		4,30	0,41

Tableau IV.31. de la vérification des contraintes tangentielles

Bn	1.44	m^2
σx	2.98	MPa
Vser	0.99	MPa
Vred	0.58	MPa
Sn	0.41	m^3
In	0.45	m^4
bn	0.52	m
τ	1	MPa
τ 1	2.48	MPa

τ < τ 1 ⟶ 1 MPA < 2.68 MPA **vérifier**

IV .11. FERRAILLAGE PASSIF

IV .11.1 ARMATURESS LONGITUDINALES DE LA ZONE TENDUE

- $As = \frac{Bt}{100} + \frac{Nbt * ftj}{fe * 6bt}$

-Bt : Désigne l'aire de la partie du béton tendue

-σbt : La valeur absolue de la contrainte maximale de traction (à la mise en service).

-NBt : La résultante d contraintes de traction correspondantes.

-ftj : contraintes de traction du béton



Figure IV. 10. diagramme du contraintes

Tableau IV.32. Résultats As

B_t =	0,0329	m²
σ_{Bt} =	0,27	MPa
N_{Bt} =	0,0046	MN
AS =	1,25	cm2

Donc on choisit : 4HA12 ; As=3.14cm

IV .11.2. ARMATURES DE PEAU

As≥ 3 cm²/ml * périmètre de la poutre ; 0.1% section nette

Tableau IV.33. Résultats du At

Périmètre	5.73 m	m
Section nette de poutre	0.62	cm²
As	Max {17.19 ,6.2 }	cm²
As	17.19	cm²

-Donc on prend : 16 HA12 avec St=10 cm ; As=18.10 cm²

IV .12. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELU

IV .12.1. Justification des contraintes tangentielle

Vérifications du l'angle βu :

-$\tan(2\beta u)=\frac{2*\tau u}{\sigma x-\sigma y}$

-σx et σy : représenter les contraintes normales au niveau de G $\sigma x=\frac{P}{Bn}$

-τu: La contrainte tangentielle ultime= $\frac{Vured*Sn}{In*bn}$

-σx et σy : représenter les contraintes normales au niveau de G $\sigma x=\frac{P}{Bn}$

Tableau IV.34. Vérifications du βu

Vult	1,35	MPa
Vred	0,94	MPa
Sn	0,41	m^3
In	0,45	m^4
bn	0,52	m
Bn	1,44	m^2
σx	2,98	MPa
Tu,red	1,63	MPa
βu	23,80	°

-On prend ⟶ βu =30°

τu	1,63	MPa
f_e	500,00	MPa
f_{t28}	2,70	MPa
bn	0,52	m
γ_s	1.15	

- **Section d'armatures transversales :**

$\frac{At*fe}{bn*St*\gamma} \geq 0.4MPa$ (D'après le BPEL)

On fixe : At=2.26cm²

Cadre HA12

$\leq \frac{At*fe}{bn*0.4*\gamma}$ St≤ 47.24 cm

St=20cm

Armatures transversales de peau :

-La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins 2 cm² d'acier (**soit 1 cadre HA12**) par mètre de parement. Ces armatures sont disposées parallèlement à l'axe de centre de gravité est placé sur le périmètre de l'âme aux sections droites.

-En fibre supérieure, le cadre au-dessus de la table de compression des poutres pour participer à la couture de l'effort de glissement a la jonction poutre – hourdis. Cette couture est complétée par des petits étriers, ancres dans la table de compression.

Vérification au non rupture des armatures transversales :

$$\tau u\ red \leq \tau 1 = \frac{At*fe}{St*bn*.15} cotg(\beta u) + \frac{ftj}{3}$$

Tableau IV.35. Résultats du formule

τ 1	2.53	MPA
τu red	1.63	MPA

τu red ≤ τ 1 ⟶ 1.62 MPA ≤ 2.53MPA **verifier**

Justification des bielles de béton :

$\tau u \leq \frac{fc28}{6} = \frac{35}{6}$ ⟶ 1.63 MPA ≤ 5.83 MPA **vérifier**

IV .12.2. Justification des contraintes normales

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

Hypothèse de calcul :

- La résistance du béton tendu est négligée.

- Les sections droites restent planes après déformation.

- Aucun glissement relatif entre les matériaux (béton/acier).

- Respecter la règle des trois pivots

Le calcul justificatif consiste à s'assurer que le couple (Nu, Mu) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction effort normal/moment fléchissant ($\overline{\mathbf{N_\mu}}$, $\overline{\mathbf{M}}\mathbf{u}$)

Il faut :

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

- Déterminer y pour le calcul de : p Δε '' ,σ p , Nbc

- Faire une comparaison entre Nu et Nu qui va nous permettre de faire une modification sur le diagramme de déformation choisi.

- Vérifier que : Mu ≤ $\bar{M}u$

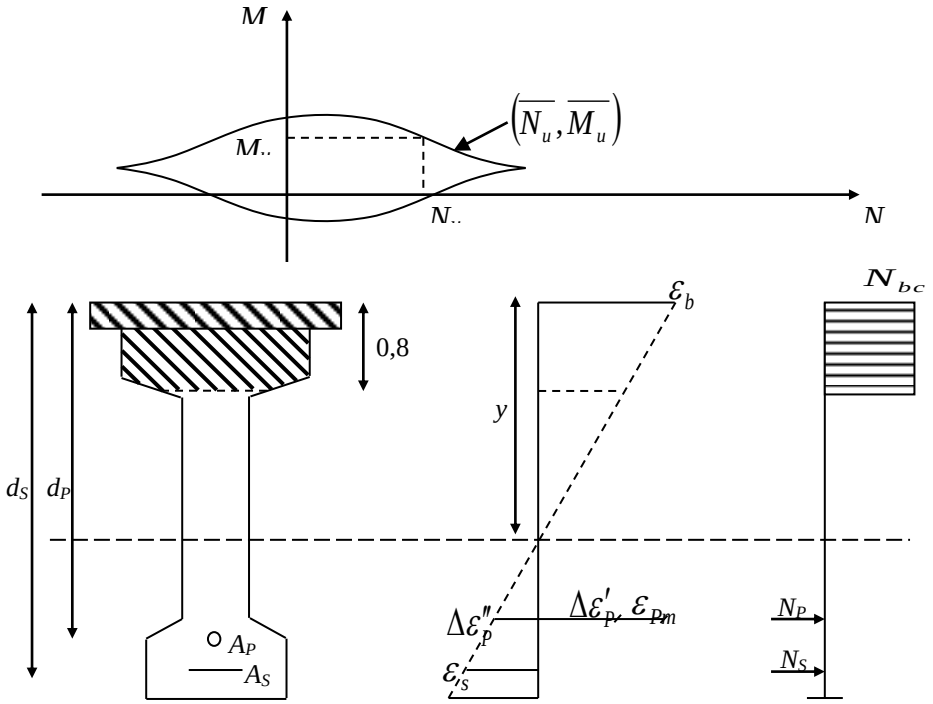


Figure IV. 11. Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU

Avec :

-ds = 1.8 – 0.05 = 1.75 m . C : enrobage

-dp = 1.8 – 0.15 = 1.65 m

-As = 21.24 cm²

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

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

Alors : $\varepsilon s = 10$ ‰

$\varepsilon bc = 3.5$ ‰ .

- ε_p : Déformation du béton.

- ε_{p_m} : Allongement préalable.

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

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

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

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

Application :

Nu = Pm Avec Pm = (1- Δσt).n.P0

- 1ere famille : Pm=2*2.878 *(1-0.25) = 4.31 MN
- 2eme famille : Pm=1*2.878*(1-0.25) = 2.15 MN

Nu=Pm ⟶ 6.46 MN

Mu = 1.35 (MG + MD240) : Moment longitudinal =10.38 MN.m

Mu ⟶ 14.01 MN.m

-Donc :

- **NU = 6.46 MN**
- **MU = 14.01 MN.m**

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

- 1 ère itération :

On suppose que le diagramme de déformation passe par des pivots A et B.

- εs=10 ‰

Alors :

- εbc=3.5 ‰
- γ_b=1.5

‘$\overline{N_\mu}$ = Nbc -Ns- Np = B(y). σbc - AS. σS – n.Ap. σp

- y=0.389
- $\frac{\varepsilon s}{\varepsilon bc} = \frac{ds - y}{y}$

0.8y=0.311

B(0.8y) ⟶ 0.5281m² (calcul par Autocar la surface du béton comprimé)

Nbc = B(y) * 0.85* $\frac{fc28}{\gamma b}$ ⟶ 10.47 MN

Ns=As* $\frac{fe}{\gamma s}$ ⟶ 0.92MN

Np= Ap*n*Δσp sachant que : Δσp = g(εpm+Δε''p+Δε'p) - g(εpm)

$$\text{Ϭbpm}=\frac{Pm}{B}+\frac{e0}{In}*(M+Pm*e0)$$

$$\frac{6.46}{1.03}+\frac{1.01}{0.36}*(3.64+6.46*1.01)$$

Ϭbpm = 14.36 MPA

Tableau IV.36. Calcul des déformations pour la justification à L'ELU

Deformation	$\Delta\varepsilon''_p$ (‰)	ε_{pm} (‰)	$\Delta\varepsilon'_p$ (‰)	$\Sigma\ \varepsilon$ (‰)
Formule	$\Delta\varepsilon''_p=\frac{dp-y}{y}\varepsilon_{bc}$	εpm=Pm/n*Ap*Ep	$\Delta\varepsilon'_p=5\frac{\sigma\ bpm}{E_P}$	17.37
AN	$\Delta\varepsilon''_p=\frac{3.5*(1.65-0.389)}{0.389}$	$\varepsilon pm=\frac{6.46}{3*0.02*190000}$	$\Delta\varepsilon'_p=\frac{5*14.36}{190000}$	
Resultats	11.34	5.66	0.7	

Pour le calcul des contraintes à partir des déformations, on utilise les formules suivantes :

$$\sum\varepsilon=\frac{\text{Ϭα}}{\text{Ep}}+100(\frac{\text{Ϭα}}{\text{fprg}}-0.9)\text{^}5$$

$$\varepsilon pm=\frac{\text{Ϭα}}{\text{Ep}}+100(\frac{\text{Ϭα}}{\text{fprg}}-0.9)\text{^}5$$

$$17.37=\frac{\text{Ϭα1}}{\text{Ep}}+100(\frac{\text{Ϭα1}}{\text{fprg}}-0.9)\text{^}5$$

$$5.66=\frac{\text{Ϭα1}}{\text{Ep}}+100(\frac{\text{Ϭα1}}{\text{fprg}}-0.9)\text{^}5$$

(la rsolution du système d'equqtion si faite alaide dun sit en line)

La résolution de ces équations est faite avec une site en line :

Ϭα1 ⟶ 2948.37 MPA

Ϭα2 ⟶ 2720.78 MPA

ΔϬp= Ϭα1- Ϭα2 ⟶ 227.59 MPA

Np=n*Ap*ΔϬp ⟶ 1.36 MN

$\overline{\mathbf{N_\mu}}$ = Nbc-Ns-Np=10.47-0.92-1.36 ⟶ 8.19 MN

$\overline{N_\mu} > Nu$

8.19 MN > 6.46 MN **vérifier**

DEUXIEME ITERATION :

On suppose que :

$\overline{N_\mu}$ = Nu =6.46 MN et on cherche B(y)

$\overline{N_\mu}$ = Nbc-Ns-Np

$B(y)=\frac{\overline{N_\mu}+Ns+Np}{\sigma bc}$ → 0.3765m² → 0.8y=0.221 ; y=0.277

εbc=1.88 ‰

$\frac{\varepsilon s}{\varepsilon bc}=\frac{ds-y}{y}$

$\Delta\varepsilon''_p$=9.31 ‰

$\sum\varepsilon$ → 15.32‰

$15.32=\frac{\sigma\alpha1}{Ep}+100(\frac{\sigma\alpha1}{fprg}-0.9)^5$; Бα1 → 29529.31 MPA

$5.66=\frac{\sigma\alpha2}{Ep}+100(\frac{\sigma\alpha2}{fprg}-0.9)^5$; Бα2 → 2720.78 MPA

Δσp = 231.53 MPA

Np = 1.38 MN

$\overline{N_\mu}$ = Nbc-Ns-Np =10.47-0.92-1.38 → 8.17MN

$\overline{N_\mu}\approx Nu$

8.17 ≈ 8.19

Calcule $\bar{M}$u :

z(y) = dp - 0.4y → 1.5392m

$\bar{M}u = B(y)*\sigma bc*z(y)-AS*\sigma S*(ds-dp)$ → 16.11 M

$\bar{M}u > Mu$

16.11 MN.m > 14.01 MN.m **vérifier**

CHAPITRE V : ETUDE DE LA DALLE

CHAPITRE V : ETUDE DE LA DALLE

V.1. INTRODUCTION

La dalle d'un pont a poutre (appelé souvent « hourdis «) est un élément qui travail en flexion simple sous un chargement perpendiculaire à son plan, l'étude de la dalle du pont consiste en le calcul de moment de flexion, flexion locale et flexion globale, en chaque point de la dalle pour déterminer le ferraillage nécessaire.

V.2.LA FLECHE ET CONTRE FLECHE

La flèche due au poids propre est déterminée à partir de modèle de calcul. Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche

V.2.1. Flèche due au poids propre

La flèche max due au poids propre est donnée par la combinaison G.

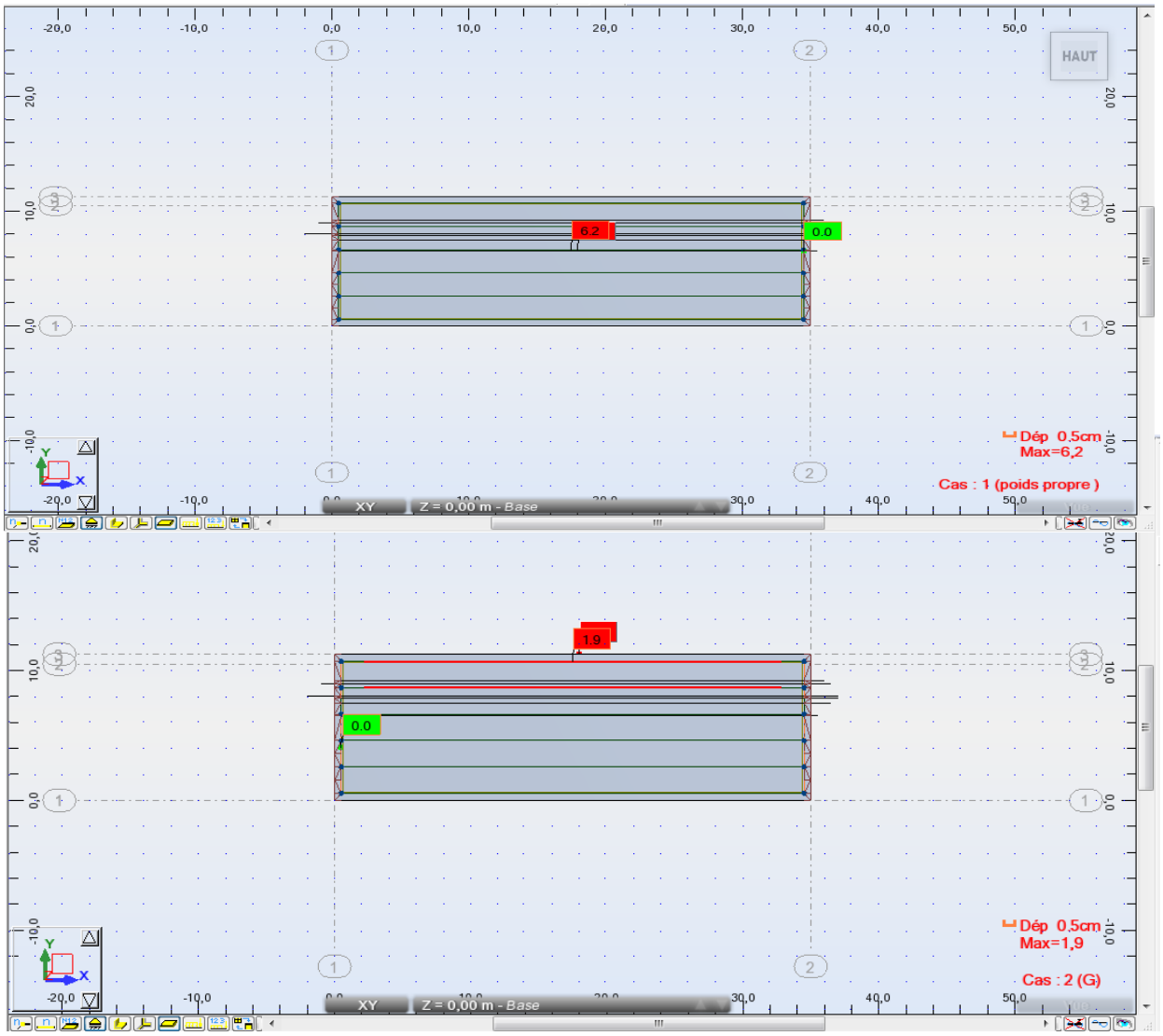


Figure V.1. Flèche due au poids propre

fG = fPP+Fccp=6.2+1.9=8.1 cm . ; **fG = 8.1 cm**

V.2.2. Contre flèche de précontrainte

- Pcâble moy = 5.51 MN (mise en tension a 100 %) ; e0 = - 0.13 m ; e1 = 0.77m

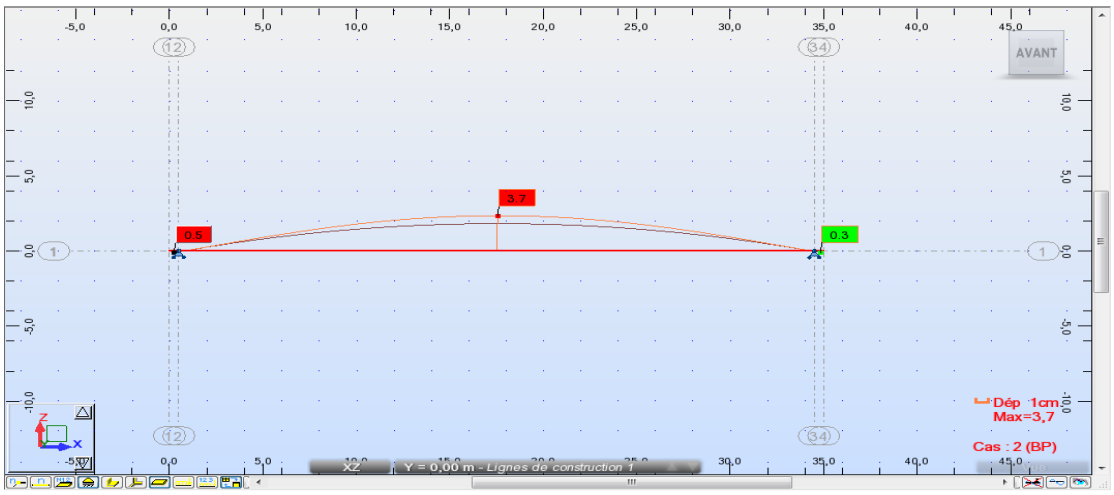


Figure V.2. Contre flèche de précontrainte

On constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension a 100 % pour les quatre câbles) est égale à 3.7 cm.
fp = - 3.7 cm

V.2.3. Flèche de construction :

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

fc = 3/4(fp – fG)= 3/4 (3.7-8.1) = - 4.4 cm ; **fc = - 4.4 cm**

V.2.4. Flèche maximale à ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul : **G+ D240**

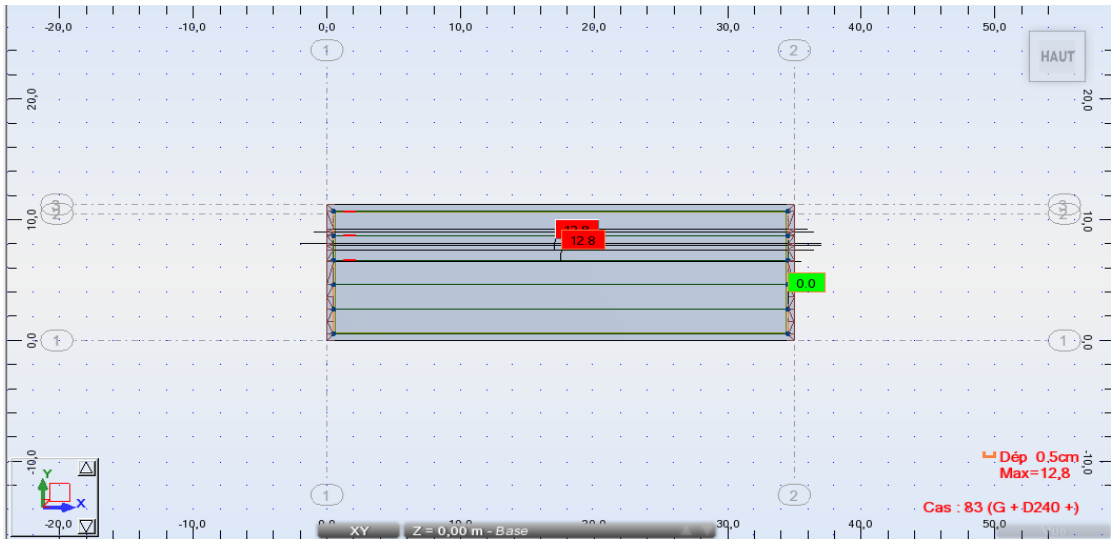


Figure V.3.Flèche maximale à ELS

La flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 12.8 cm.

⟶ **fELS = 12.8 cm**

V.2.5. Flèche totale

La flèche totale maximale est donnée par les sommes des différentes flèches :

$f$tot = fELS + fP + fC $f$tot = 12.8-3.7-4.4= 4.7cm

La flèche admissible : $f$adm = L/700 = 5,0 cm

f adm > $f$tot ⟶ 5 cm > 4.7 cm Condition **vérifie.**

V.3. ETUDE DE LA FLEXION

La dalle présente une largeur de 11.25 m et une épaisseur de 20 cm, et s'appuie longitudinalement sur des poutres avec un entraxe de 2.03 m.

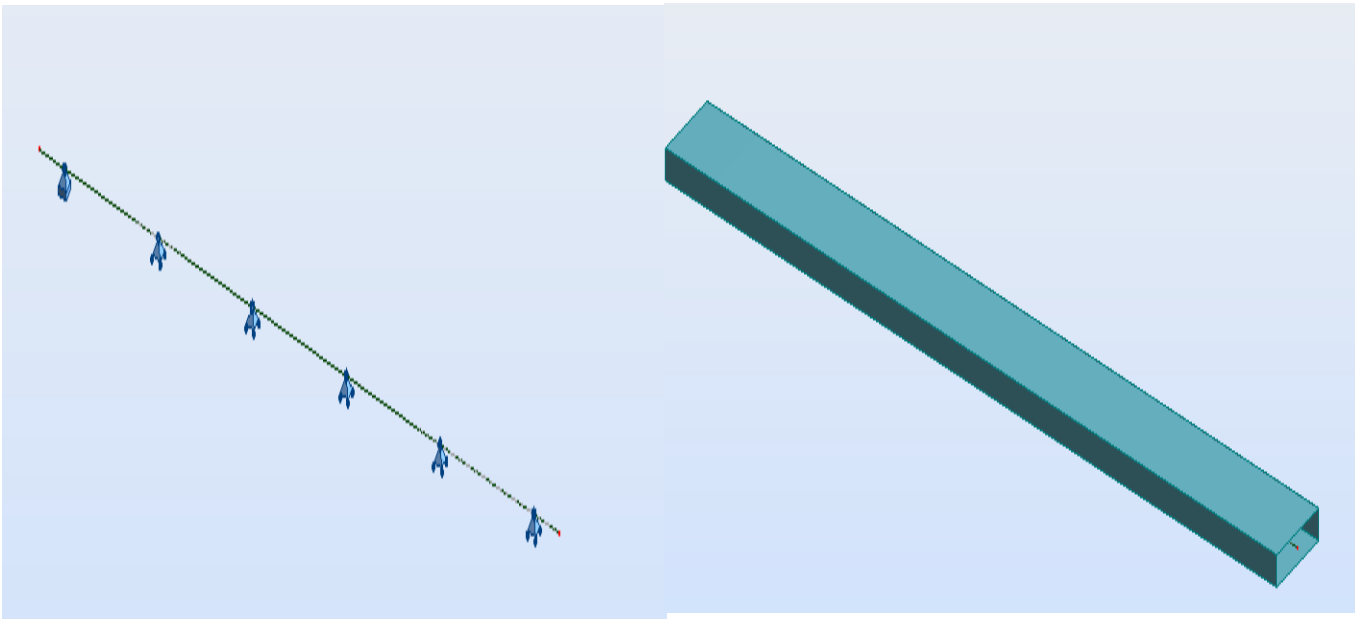
On peut considérer deux types de flexion du hourdis : flexion locale et flexion générale.

-Flexion locale est la flexion due au moment fléchissant transversale suivant la direction yy', en considérant l'hourdis comme une dalle s'appuyant sur les poutres et on prend 1metre linéaire dans le sens longitudinal.

-Flexion générale on considère l'hourdis comme membre supérieurs des poutres sous la flexion due au moment fléchissant longitudinale suivant la direction xx'.

V.4. La modélisation de la dalle

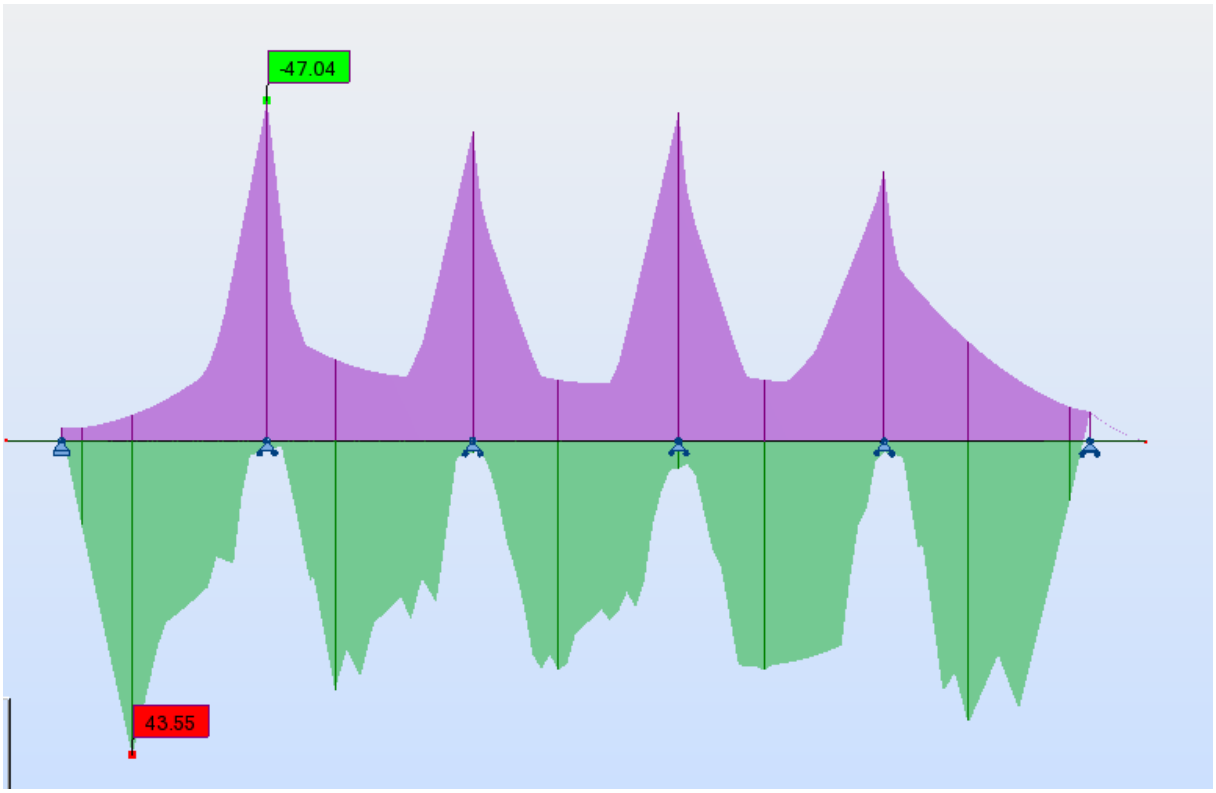
La dalle est modélisée comme un élément de barre de section (0.20×11.25 m×m) sur 1 mètre linéaire repose sur 6 appuis.



FigureV.4. La modélisation de l'hourdi

V.5. Résultats

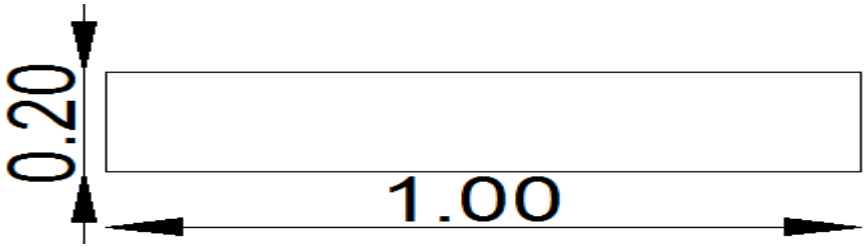
Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion. Nous ne considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limitent de service (ELS).



FigureV.5. Moment max à l'E.L. S

V.6. Ferraillages

En considérant la dalle comme une section rectangulaire d'un mètre de large et 0.20m de hauteur.



FigureV.6. Section d'étude du ferraillage de la dalle.

V.6. 1.DISPOSITION CONSTRUCTIVE

Pour que la liaison des armatures et le béton de la dalle soit correct, les armatures doivent avoir un diamètre : $\phi \leq h/10=20mm$

V.6.2. ESPACEMENT DES ARMATURES

Les espacements maximaux à ne pas dépasser sont :

-Dans le sens xx' : St ≤min (3h ;33cm) =33cm.

-Dans le sens yy' : St ≤min (2h ;25cm) =25cm.

V.6.3. CHOIX des ACIERS

Le ferraillage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, la dalle est soumise à un moment fléchissant, elle est ferraillée en flexion simple. Les résultats sont présentés comme suite :

La nappe supérieure :

-Les armatures transversales :

Le moment maximal est négatif : Msup = -47.04 (KN.m).

Par robot expert : on a trouvé que : As ≥ 14.5 cm2 → 5 HA20 → As=15.71 cm2 ; Avec un espacement de 22.5 cm et enrobage = 5cm.

-Les armatures longitudinales de construction :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As. Donc As≥4.83cm2

-On prend 5HA14 (As = 7.70 cm2) ; avec un espacement de 22.5 cm et enrobage =5cm

La nappe inferieure :

-Les armatures transversales :

Le moment maximal est positif : Msup = 43.55 (KN.m).

Par robot expert : on a trouvé que : As ≥ 13.4 cm2→ 5HA20 → As = 15.71 cm2 ; Avec un espacement de 22.5 cm et enrobage =5cm.

-Les armatures longitudinales de construction :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As. Donc As≥4.47cm2

On prend 5HA14 (As = 7.70 cm2) ; avec un espacement de 22.5 cm et enrobage =5 cm

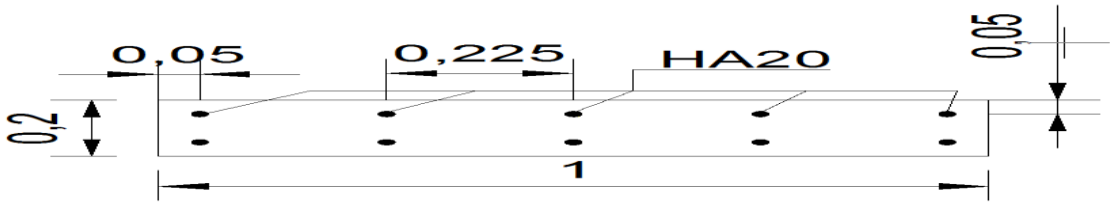
Résumer :

Tableau V.1. Choix des armatures transversales.

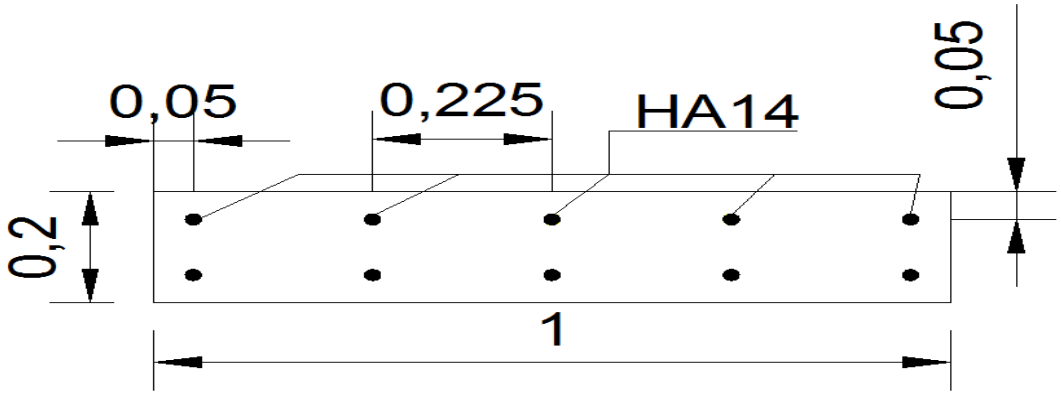
	Section d'acier (cm2)	**Barres**
Nappe supérieur	14.5	5HA20 tous 22.5cm2 (As=15.71cm2)
Nappe inférieur	13.4	5HA20 tous 22.5cm2 (As=15.71cm2)

Tableau V.2. Choix des armatures longitudinales.

	Section d'acier (cm2)	Barres
Nappe supérieur	4.83	5HA14 tous 22.5cm2 (As=7.70cm2)
Nappe inférieur	4.47	5HA14 tous 22.5cm2 (As=7.70cm2)



FigureV.7. Schéma de ferraillage transversale de la dalle



FigureV.8. Schéma de ferraillage longitudinal de la dalle.

V.7. VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT

Pour vérifier le non poinçonnement de la dalle et éviter la disposition des armatures Transversales, on doit vérifier la condition suivante :

$Qu \leq (0{,}045.\ Uc.h.\ fc28)/\gamma b$

Avec :

-Qu : Charge de calcul à l'ELU égale à 1.6 P

-P : Le poids d'une roue du système de charge roulante de type B.

-h : Épaisseur de la dalle égale 20cm.

-Uc : Périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle égale à 2(a+b)

Donc :

Qu=1.6 P ; avec P : charge de la roue (Bc, Bt, Br)

h 0 =0.20m ; h1 (épaisseur de revêtement) = 0.08m. ;ξ = 0.75pour des revêtements moins résistants

Uc=2(a+b) tel que :

$$a = a0 + h0 + 2\xi\, h1$$

$$b = b0 + h0 + 2\xi\, h1$$

$\gamma b = 1.5$; $fc28 = 35$ MPA

Convoi Bc :

Roue de 60KN : a0= b0=0,25m ➔ a=b=0.57m

Roue de 30 KN : a0=b0=0,2m ➔ a =b=0,52

Convoi Bt :

Roue de 80KN : a0=0,6m ➔ a=0,92m ; b0=0,25m ➔ b=0,57m

Convoi de Br :

Roue de 100 KN : a0=0,3m ➔ a=0,62m ; b0=0,6m ➔ b=0,92m

Tableau V.3. Vérification de non poinçonnement

Surcharge	P(KN)	Qu(MN)	Uc (m)	0.045 Uc h fc28 / γb	Observation
Bc	60	0.096	2.28	0.478	**Vérifier**
	30	0.048	2.08	0.436	**Vérifier**
Bt	80	0.128	2.98	0.625	**Vérifier**
Br	100	0.160	3.08	0.646	**Vérifier**

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

CHAPITRE VI. ETUDE SISMIQUE

VI.1. Introduction

Les premières exigences, lors de la conception d'un pont, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. À celles-ci, viennent s'ajouter des normes exigées par le RPOA et ayant directement attrait à la construction de ponts en zone sismique.

Dans ce chapitre, l'objectif est de calculer les sollicitations sous l'effet de différentes actions sismique de manière à vérifier le non effondrement de la structure. Nous nous intéresserons dans cette étude à des actions sismiques longitudinales, verticales et transversales

VI.2. Classification et données du RPOA

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés par le RPOA suivant plusieurs critères. Dans notre cas nous aurons les caractéristiques suivantes :

-Classe de pont ⟶ Groupe 2 : Pont important

-Zone sismique ⟶ Wilaya de Mascara zone II.a (Sismicité moyenne)

-Coefficient d'accélération de zone ⟶ A = 0.20

-Classification du site ⟶ S3

VI.3. Analyse monomodale spectrale

L'application de la méthode monomodale est gouvernée par la vérification des critères Suivants :

Critère 01 : La masse totale mise en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation. Cette condition est vérifiée si

Mpile < 0 ,43 Mtablier

0 ,43 Mtablier = 480292.62 KN

M pile = 11083,6875 KN

Mpile < 0 ,43 Mtablier ⟶ 11083,6875 KN < 480292.62 KN **vérifier**

Critère 02 : Angle de biais L'ouvrage étudié est bien droit, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

Critère 03 : Angle de courbure L'ouvrage étudié ne présente pas de courbure, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

Critère n° 4 : Symétrie transversale : " La distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal «. Cette excentricité est vérifiée du fait que l'ouvrage est symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement

Détermination de la raideur longitudinale du système :

K= 2*K (culée) + K(pile1)

Raideur de la culée (KC) :

Puisque la culée est infiniment rigide, donc la raideur à prendre en compte est celle des appareils d'appui. Elle se calcul comme suit :

-KC = 1 /1 /K culée + 1/ K appareil d′appui

-K culée = ∞

-K app = n G.a.b /e

Avec :

-n : Nombre d'appareils d'appuis de l'élément porteur (n = 6)

-G : Module de cisaillement de l'appareil d'appui (G = 1.2 MPa)

-(a,b) : Dimensions en plan de l'appareil d'appui (250*350)

-e : Epaisseur totale de l'élastomère de l'appareil d'appui (e = 0.045 m)

-On aura : K app = 3.27 MN/m

Tableau VI.1. Résultats de Kculé

Culées	k Ap-d'appui	Nombre	Kcule
C1	3.27	6	14,00
C2	3.27	6	14,00

Raideur des piles (KP) :

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui.

Le chevêtre est supposé infiniment rigide.

-KP = 1/ 1/ K fut + 1 /K appareil d′appui

-K app = 2.33MN/m Avec n = 3 :

Les fûts sont encastrés dans la semelle et articulés en tète donc le calcul se fait comme en RDM :

K fut = n 3EI /h3

Avec :

-n : Nombre de fût composant la pile (n = 3)

-E : Module de déformation instantanée du béton (Eij = 33000 MPa)

-I : Moment d'inertie longitudinal d'un seul fut (I = **πd 4/ 64** = 0.79 m4)

-h : Hauteur d'un fût

Tableau VI.2. Résultats de Kfut

Piles	H_{moy}	D	I	n Fût	$k_{Fût}$
P1	17,02	2	0,79	3	47,29
P2	15,81	2	0,79	3	59,00
P3	13,57	2	0,79	3	93,30
P4	12,25	2	0,79	3	126,83
P5	11,05	2	0,79	3	172,80
P6	10,55	2	0,79	3	198,55

Tableau VI.3. Résultats du Kpile

Piles	$k_{Fût}$	$k_{Ap\text{-}d'appui}$	$n_{A\text{-}Apps}$	K_{appuis}
P1	47,29	3,27	12	21,43
P2	59,00	3,27	12	23,55
P3	93,30	3,27	12	27,60
P4	126,83	3,27	12	29,94
P5	172,80	3,27	12	31,95
P6	198,55	3,27	12	32,74
Kpile			167.22 MN / M	

Lsytem=Kpile+ 2* Kcule ⟶ 206.42 MN

VI.4. Calcul sismique :

VI.4.1. Longitudinalement :

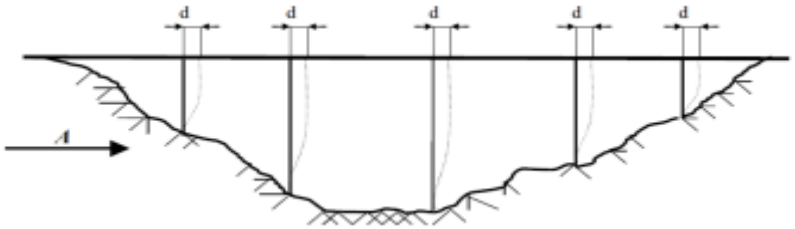


Figure VI. 1. Sens longitudinal

-La période longitudinale du système vaut :

-K : Raideur longitudinale de l'ensemble des appuis (∑ **Ki**)

-M : Masse totale du tablier

T = 2π*(M/K)^0.5 =23.14*(4809262)/206.48*1000000)^0.5 = 0.96 s

SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE :

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ϕ (de l'ouvrage Par :

$$Sae(T,\xi) = \begin{cases} AgS\left(1+\frac{T}{T1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T1 \\ 2.5\eta AgS & T1 \le T \le T2 \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(3\frac{T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec :

-g : Accélération de la pesanteur (g = 9,81 m/s2)

-T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (T1 = 0.20 et T2 = 0.5)

-S : Coefficient de site (S = 1.1)

-η : Facteur de correction de l'amortissement. (η = √(**7**/(**2** + **ξ**))) =1

-(*ξ*) **:** Taux d'amortissement (**ξ** = **5**)

Sae (T) ⟶ 3.07 m/s²

Effort longitudinal globale :

F = M. Sa (T) = 4809.262 × 3.07 = 14757.94 KN

d = (T 4.π) 2 . Sa (T) = 0.071 m

Répartition des efforts sismiques sur chaque appui :

Fi = Ki K F

Tableau VI.4. de répartitions des efforts sismique

Piles	**K_{appui}**	**K_T**	**F**	**F_{appui}**
C1	19,60	206,42	14757,9	1401,3
P1	21,43	206,42	14757,9	1532,3
P2	23,55	206,42	14757,9	1683,8
P3	27,60	206,42	14757,9	1973,5
P4	29,94	206,42	14757,9	2140,9
P5	31,95	206,42	14757,9	2284,4
P6	32,74	206,42	14757,9	2340,5
C2	19,60	206,42	14757,9	1401,3

VI.4.2. Transversalement :

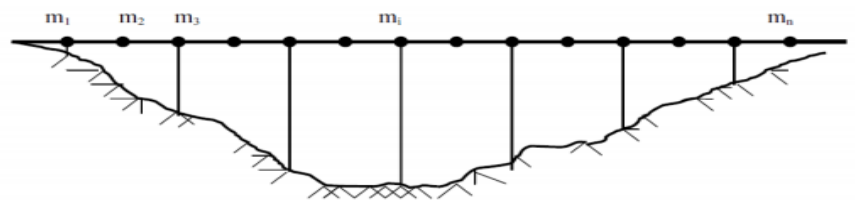


Figure VI. 2. Sens transversal

En direction transversale, le tablier peut être supposé comme étant rigide si **L B** ≤ **5**.

Etant donné que notre pont ne satisfait cette condition, car **L**/ **B** = 245.6/11.25 > **5**

Donc on aura un tablier flexible.

Il existe plusieurs méthodes qui permettent de calculer le déplacement des appuis sous une charge sismique comme la méthode de Rayleigh, la méthode des travaux virtuels ou le modèle de la pile indépendante. Ce sera cette dernière que nous traiterons dans notre cas

Fi=Mj Sa(T)

On doit vérifier : 0.95 ≤ **Ti / Ti+1** ≤ **1**.05

Détermination de la raideur Transversale de la structure :

Tableaux VI.5. Résultats des Kfut

Appui	K	M	T	Ti / Ti+1
P1	38,37	831 896,88	0,93	
P2	38,54	827 147,63	0,92	1,00497033
P3	38,78	818 355,63	0,91	1,00850657
P4	38,89	813 174,63	0,91	1,00461456
P5	38,97	808 464,63	0,90	1,00397243
P6	39,00	806 502,13	0,90	1,00159635
C1/C2	19,60	342 679,50	0,83	1,08756196

-Conditions non vérifier dans la pile 06 ; donc il faut utiliser la méthode spectrale avec logicielles Robot

- étapes de la méthode en détails montré sur l'annexes E .

CHAPITRE VII. CALCUL DES EQUIPEMENTS

CHAPITRE VII. CALCUL DES EQUIPEMENTS

VII.1. Introduction

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

VII.2. Appareils d'appuis

Le tablier repose sur les appuis par l'intermédiaire de l'appareil d'appuis. Un appareil d'appui est un dispositif de liaison entre l'appui et le tablier du pont. Il est chargé :

- De transmettre les efforts horizontaux et verticaux à l'infrastructure.
- D'absorber, par rotation et distorsion, les déformations et translation de la structure.

Il existe quatre types d'appareils d'appuis :

- Les articulations en béton.

- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

- Les appareils d'appui spéciaux.

- Les appareils d'appuis métalliques.

Notre choix s'est porte sur appareils d'appuis élastomère frette de types B. Ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2,5 mm. Il est précisé que les valeurs données sont en fonction de σp. Pour une descente de charge donnée, le coefficient de frottement est calculé à partir de la contrainte à l'ELU.

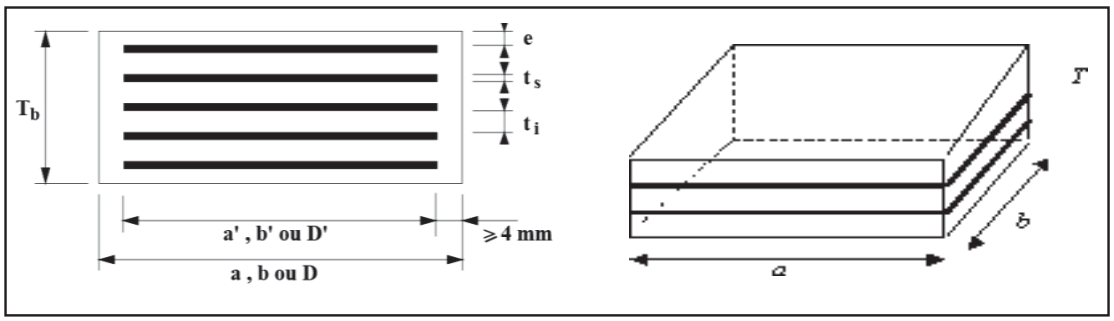


Figure VII.1. Les dimensions de l'appareil d'appui

VII.2.1. Dimensionnent des appareils d'appuis

VII.2.1.1. Aire de l'appareil d'appui

Condition de non dépassement des contraintes tangentes :

$$\sigma m = Rmax/a*b \leq \sigma p$$

Avec :

-σp : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis varie entre 20-25 MPA

On prend : σp ⟶ 20 MPA.

-Rmax a L'ELU ⟶ 1.34MN

A' ≥ Rmax/σp ⟶ 1.34 /20000 ≥ 67000 cm2

⟶ a×b=350×350 cm2

VII.2.1.2. L'épaisseur de l'appareil d'appui

a/10 < T <a/5 ⟶ 350/10 < T <350/5

⟶ 35 mm < T < 70 mm

VII.2.1.3. Dimensionnement des frettes

Ts ≥ a*Бm /B*Бe

Ts ≥ 2mm

Avec :

-Бp= Limite élastique de l'acier qui compose les frettes = 235 MPa.

- G le module de cisaillement conventionnel est de 0,9 MPA

-Бm=Rmax/a*b ⟶ 10.94 MPA

- B=a*b/2*G*(a+b) ⟶ 9.72 ;

Ts ⟶ 2.01 mm

Tableaux VII.1. Dimensions des appareilles d'appuis

Feuillets d'élastomère ti	10	mm
Frettes métalliques ts	3	mm
Enrobage extérieur e	5	mm
Enrobage des chants	4	mm
Epais totale d'élastomère T	45	mm
Epais totale d'app d'apui Td	60	mm

VII.2.1.4. Calculs les efforts horizontaux :

-ΔLT= Lpot/2*ΔT*α ; tel que ΔT=50° et α = $9.9*10^{-6}$ $C^{\circ-1}$

-ΔLr+f= Lpot/2*Δr+f ; tel que Δr+f =εr+εf=$2*10^{-4}$+$3.5*10^{-4}$

-Fr+f=n*G*a*b*ΔLr+f/ T ; tel que n=12

-Ft=n*G*a*b*ΔLT/ T ; tel que n=12

Avec :

- ΔLFbc : déplacement du a la force Bc
- ΔLFAl : déplacement du a la force Al
- ΔLT : déplacement du a la Températures
- ΔLr+f : déplacement du au retrait + fluage du béton

Tableau VII.2. Résultats des efforts horizontaux

Fbc	360	**KN**
FAl	115,80	**KN**
ΔLFbc	0,0122	**m**
ΔLFAl	0,0039	**m**
ΔLT	0,0084	**m**
ΔLr+f	0,0094	**m**
Ff+r	137,445	**KN**
Ft	123,70	**KN**

VII.3. Vérification de dimensionnement :

❖ **Résistance à la compression :**

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

====> On doit vérifier que : **σm** < 20MPa

Avec : σm =N/a*b

-N réaction a ELU ⟶ 1.34MN

-σm ⟶ 10.94 MPA < 20MPa **vérifier**

❖ Stabilité au flambement :

On doit vérifier : γs*Pu<Pc

Avec :

-γs =3 coefficient partielle de sécurité.

-Pu : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons a l'ELU

-Pc : la charge critique de l'appareil d'appui donne par la formule suivant : Pc=4GBS2 d/h

-B : l'aire nominale de l'appui (a×b)

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

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

-S : facteur de forme ; S= a*b/2*ti(a+b)

- Applications numériques :

S=8.75

d = 0.013 m

h=0.060 m

B=0.12 m^2

Pc=7.32 MN

Pu= 1.34 MN

- $\gamma s * Pu < Pc$ ⟶ 4,02 MN ≤ 7,32 MN **vérifier**

- **Limite de la distorsion :**

La distorsion δ**=tang(**Υ**)** ; rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limité aux valeurs suivantes :

  - Pour : p= Pu/Pc ≤ 0.25 ; $\delta < 0.7+0.4(\delta 0-0.7)(0.25-p)$

- $\delta 0 = c/hc$, borné par $[0.7 < \delta 0 < 2]$

Avec :

C : diamètre pour un appui circulaire, petit cote pour un appui rectangulaire

hc : épaisseur totale d'élastomère.

  - Pour : p= Pu/P > 0.25 ; $\delta < \delta c=1.4(1-2p)$

- Application numériques :

P=Pu/Pc=0.183 ≤ 0.25

Alors : c/hc=350/45=7.77 ; on prend ⟶ $\delta 0 = 1.5$

- δ c ⟶ 0.91

-Υ= 0,2×Δdéf+ 0,4×ΔLT+ΔL r+f +Δtablie ⟶ 0.0866 m

Avec :

Δ déf : déplacement horizontale du au force Bc et Al : =MAX {ΔLFbc ; ΔLFAl }

Δ Ltablie : déplacements longitudinale tablier par rapport au sol : T^2*Sa/4Π=0.071m

- δ = Υ / **Td** ⟶ **1.926**

- $\delta c > \delta$ → 0.91 > 1.926 n'est pas vérifier

  → On fait des dispositifs de non distorsion

❖ **Condition de non-glissement :**

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

$H < \int . N$ Avec $\int = 0.1 + (0.6 / \sigma m)$

Avec :

-H : l'effort horizontal.

-$\int$: coefficient de frottement.

-N : l'effort de compression verticale.

Pour la pile :

-N = 1.01 MN

-σm = 8.21 MPa d'où $\int = 0.17$

===> H=0,3 MN > 0.17 MN **non verifier**

Pour Culée :

N = 0.92 MN

σm = 7.52 MPa d'où $\int$ =0,23

====> H = 0,39 MN > 0,15 MN **non vérifiée**

➢ On fait des dispositifs de non glissement (TIGES Fixées dans plaques d'ancrage sur les 4 coins)

VII.4. Joint de chaussée

Un joint de chaussée, ou joint de dilatation, est un dispositif permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier d'un pont. Il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau.

Un joint doit avoir les propriétés suivantes :

· Assurer la liberté de mouvement du pont ;

· Donner une continuité de la surface de roulement ;

· Ne pas être une source de bruit et de vibration ;

· Avoir une bonne étanchéité ou une bonne évacuation des eaux.

VII.4.1. Détermination du souffle

Les éléments ou paramètres nécessaires à la détermination du souffle du joint sont la température, le retrait, le fluage, le coefficient de dilatation thermique, les actions.

La gamme des joints CIPEC offre une solution adaptée quel que soit le souffle (de 30 à 1000 mm), elle se compose :

· des joints de faibles souffles (JEP, WR et WOSd) ;

· des joints de souffles moyens (Wd) ;

· des joints de grands souffles (WP)

Le calcule de souffle est donnée par :

W=WD+0.3WT+WS/3

· W : souffle total du joint.

· WD : souffle des déformations différées (retrait + fluage) = 0.0094 m

· WT : souffle thermique = 0.0084 m.

· WS : souffle sismique = 0.071 m.

W=36 mm

Type de joint choisi :

Tableau VII.4. Type de Joint de chaussée

Souffle	S<50	50≤S≤60	60≤S≤80	80≤S≤110	110≤S≤160	160≤S≤230	230≤S≤250	S >250
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

➢ Donc notre choix sera **JEP3.**

Tableau VII.5. Les dimensions de Joint de chaussée

Type	ØL	A min.	A max.	B min.	B max.	D min.	D max.	H	C	E	F
JEP3	30	30	60	80	110	10	40	80	140	60	55
JEP5	50	25	75	75	125	10	60	80	140	75	59
JEP8	80	25	105	75	155	10	90	80	140	95	59

Dimensions en mm.

CHAPITRE.XII : ETUDE DE LA PILE

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PILE

VIII.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons étudier l'un parmi les éléments qui se trouve au niveau de l'infrastructure, à savoir la pile.

VIII.2. Implantation des piles et Pré dimensionnement :

-Implantation des piles

Tableau VIII.1 Implantation et hauteurs des piles

Désignation	1	2	3	4	5	6
Point kilométrique	15+432.630	15+467.73	15+502.83	15+537.93	15+573.03	15+608.13
Hauteur de la pile (m)	18.37	17.16	14.92	13.60	12.40	11.90

-Pré dimensionnement des piles :

- Chevêtre :

Tableau VIII.2. Dimension de chevêtre

	H(m)	B(m)	L(m)
Chevêtre	1,35	2,10	11,25

- Fut :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et ils ont les dimensions géométriques suivantes : Un diamètre fixe à 2m et des hauteurs mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.3 Dimension des fut

Désignation	1	2	3	4	5	6	
Hauteur de la pile (m)	18.37	17.16	14.92	13.92	13.6	12.4	11.90
Hauteur du Fût (m)	17.02	15.81	13.57	12.57	12.25	11.05	10.55

- Semelle :

Tableau VIII.4. Dimension de semelle

	H(m)	B(m)	L(m)
Semelle	1,70	6,00	11,70

- On utilisé des pieux de diamètre Φ =1,2 m (Fondation profonde). Le pré dimensionnement des différents éléments constituants la pile est montré sur annexe G.

VIII.3. Évaluations des efforts

- Réactions de Tablier sur la pile et la culé :

Les résultats sont montrés aux tableaux suivantes

Tableau VIII.5. Valeurs des Réactions de tablier

Charge	Culée (KN)	Pile (KN)
Rg	3426,80	6853,59
R(Al)	1220,05	1639,11
Rbc	1127,45	1225,76
RMc120	1091,93	1146,61
RD240	1778,82	2110,59
RST	19,69	39,38

VIII.4. Étude de chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion. La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges.

La modélisation

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est les résultats de calcul sont illustrés dans les figures suivantes

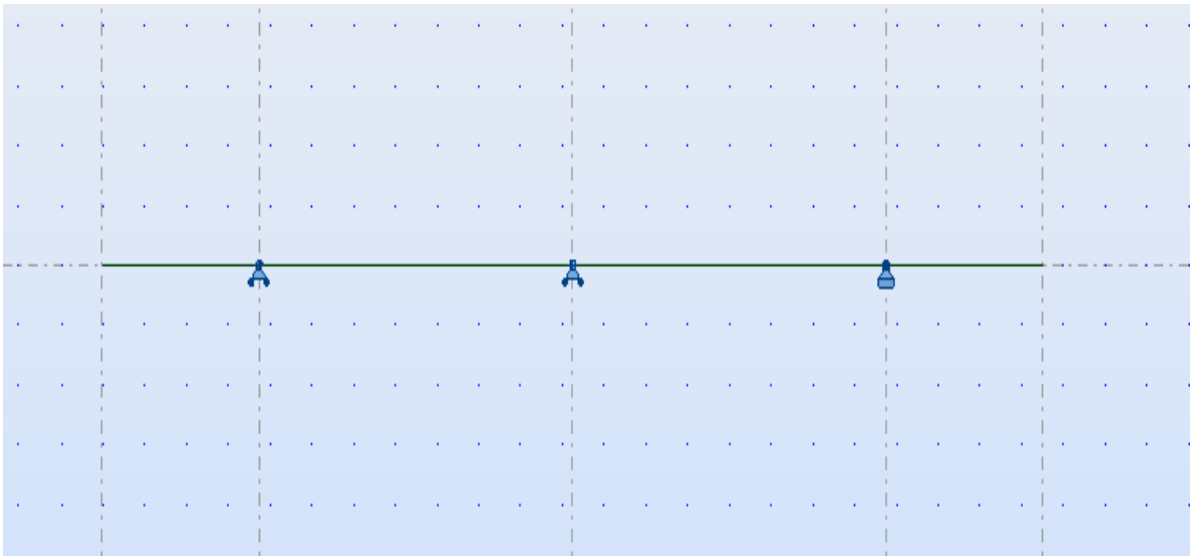


Figure VIII.1. Modélisation du chevêtre

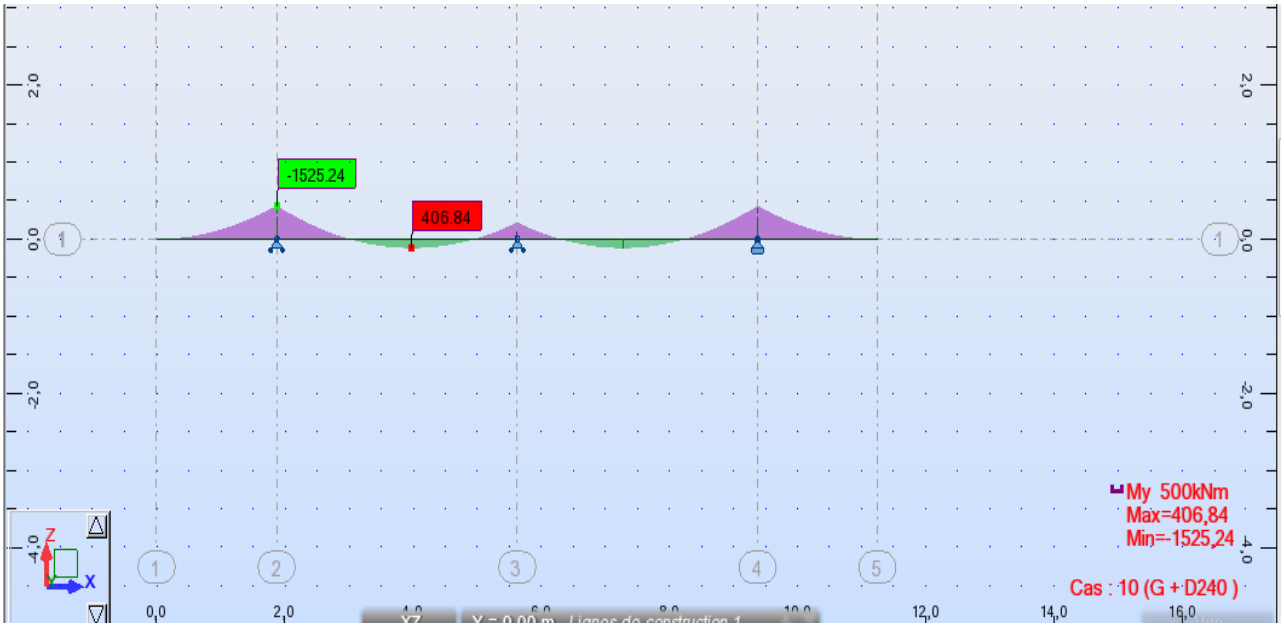


Figure VIII.2. Moments maximale à l'ELS

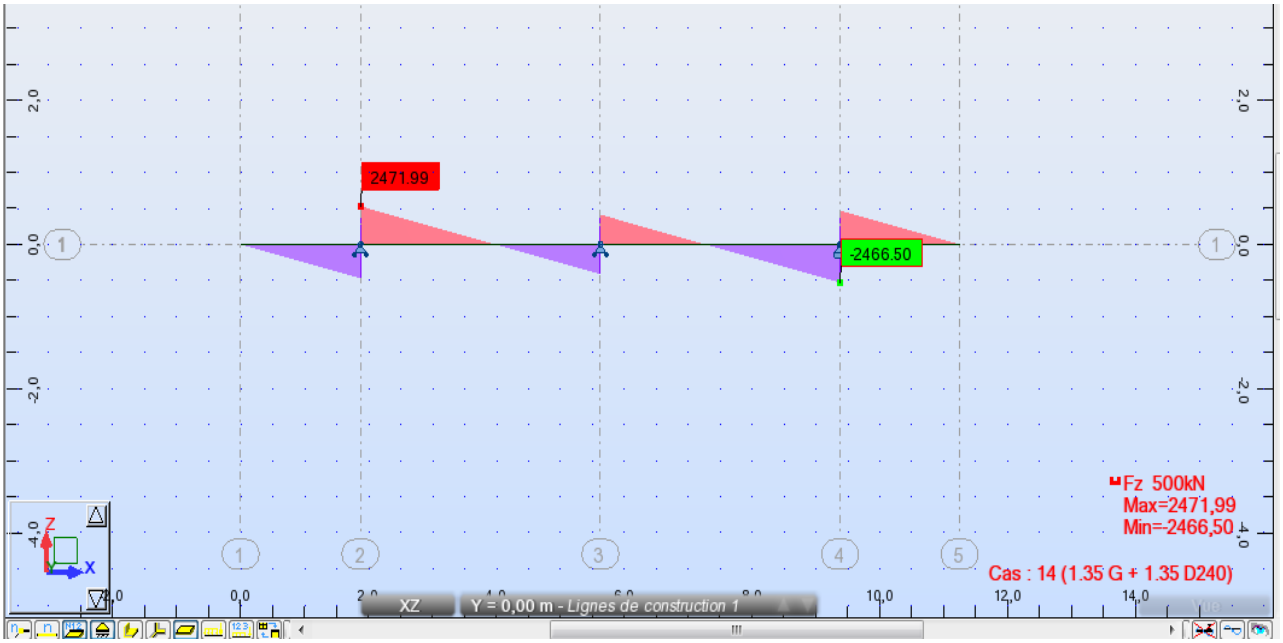


Figure VIII.3. Effort tranchant maximale à L'ELU

- Résultats :

-Mmax a ELS : G + D240

-Fibre supérieure : MELS = -1525.24 KN.m

-Fibre inférieure : MELS = 406. 84KN.m

- TELU=2471.99 KN.

- Ferraillages :

- La nappe supérieure :

Les armatures longitudinales :

-Le moment maximal est négatif : Msup = - 1525.24 KN.m ;

Par robot expert : ⟶ As ≥ 50.5 cm2

-Soit : ⟶ 11HA25 ; (As = 54 cm2) Avec un espacement de 20 cm et enrobage =5cm.

- La nappe inférieure :

Les armatures longitudinales :

-Le moment maximal est positif : Msup = 406.84 KN.m

Par robot expert : ⟶ As ≥ 27.3 cm2

-Soit : ⟶ 11HA20 ; (As = 34.56 cm2) Avec un espacement de 20 cm

et enrobage =5cm.

Les armatures transversales :

-Soit : ⟶ 2 cadre de HA14 espacement = 10 cm zone critique et 18 cm zone courant.

- Dimensionnement à la torsion :

Détermination du ferraillage nécessaire peu résisté à l'effort de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur de chevêtre et de largeur lt .

$$\begin{cases} \ell_t = \ell_c & si \quad \ell_c \leq \varnothing + h_c \\ \ell_t = \varnothing + h_c & si \quad \ell_c > \varnothing + h_c \end{cases}$$

- hc =1.35m
- Φ = 2m
- Lc =2.1m
- Lt =2.1m

- La contrainte tangente de torsion donne par :

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

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

- Application numériques

bn =0.225 m

Ω =2.11 m²

P =6.45m

- Évaluation de moment de torsion :

Phase de construction :

C= Pg*e

e= 0.55m ;

Pg= (Ppou*nbr de poutre /2) / largeur du tablier = (585.85*6/2)/ 11.25 = 156.23KN/ml

=====> C=85. 92KN.m/ml

Phase de service :

Pg= ($RD240_{culé}$) / largeur du tablier = 1778.82/ 11.25 = 158.12 KN/ml

=====> C=86. 96 KN.m/ml

- Résultats :

- C = max (C1 ; C2) ⟶ 86.96 KN.m /ml

- Vérification des contraintes tangentielles :

-$Tbt^2 + Tv^2 < T^2lim$

-$Tbt=86.96*10^{-3}/2*2.11*0.225$ ⟶ 0.091MPA

-Tv=2.47199/2.1*0.9*1.35 ⟶ 0.96MPA

-Tlim=min {0.2fc28/Ɣb = 3.6 MPA ;5MPA} ⟶ 3.6MPA

===> $Tbt^2 + Tv^2 < T^2lim$ ⟶ $0.09^2+ 0.96^2 < 3.6$ vérifier

- Ferraillage longitudinal :

-As=(1/σa) * (C*P/2* Ω)

- σa =(2*fe)/3

- Application numériques :

- σa 333.33 **MPA**
- C 86.96 KN.m /ml
- P 6,45 m
- Ω 2,11 m²

====>As ⟶ 3.99cm2

-Soit : ⟶ 8 HA12 ;(AS=6.28 cm2) avec espacement de 25 cm

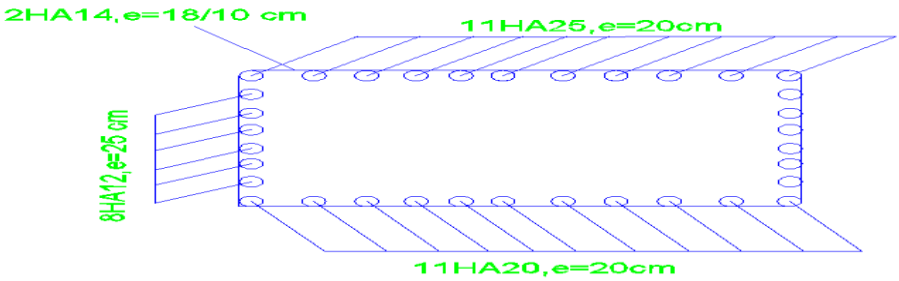


Figure VIII.4. Ferraillage du chevêtre

VIII.5. ETUDE DE FUTS

Hfut=10.55m ; diametre =2m ; N°=3

VIII.5.1. Etude sismiques :

- Resultats :

MELA ⟶ 4014.84KN.m

N ⟶ 3678.16 KN

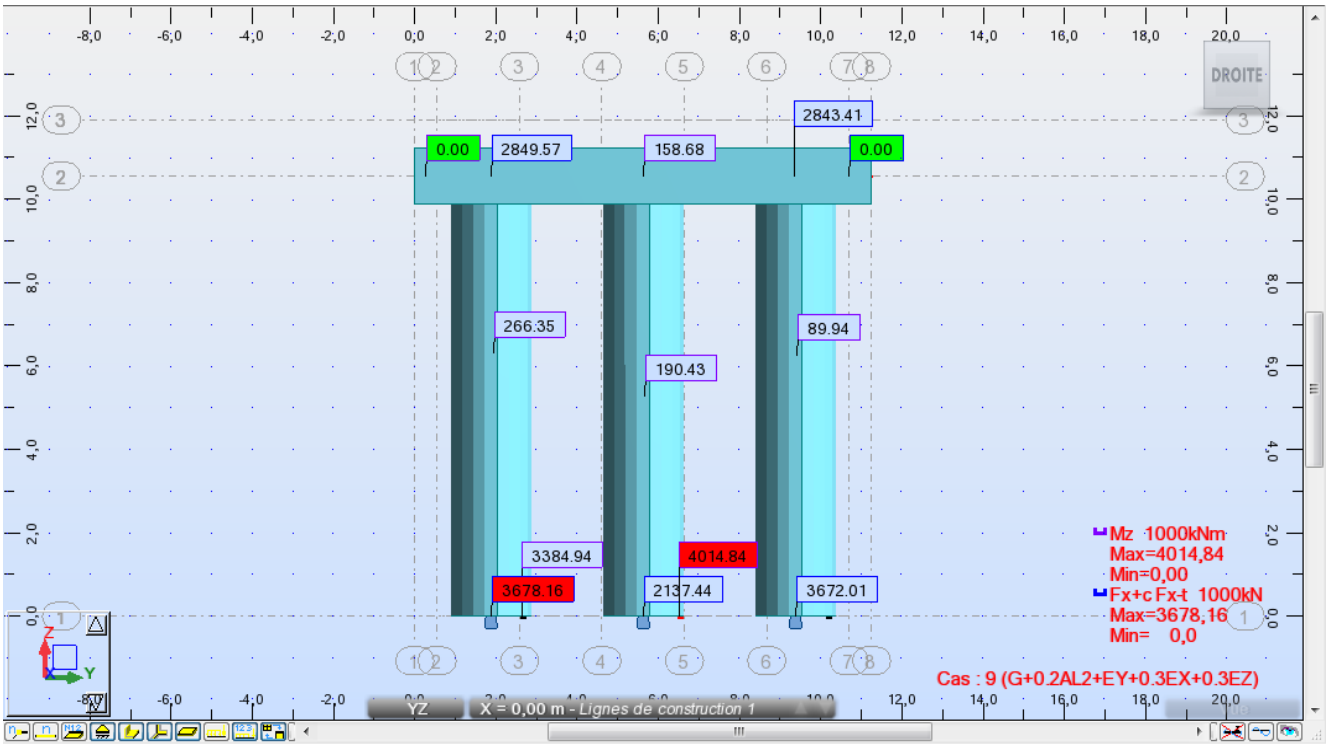


Figure VIII.5. Résultats du modelé de pile sur Robot

VIII.5.2. Etude statique

- Évaluations des efforts :

Les efforts sont résumés dans le tableau suivantes :

Tableau VIII.6. Valeurs des efforts

Désig	N (KN)	H (KN)	L/x	L/y	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Fûts	2485,79	/	0,00	5,28	0,00	
Chevetre	797,34	/	0,00	11,23	0,00	
G Tablier	6853,59	/	0,00	11,90	0,00	
Hf+r	/	137,45	/	11,90		1635,60
HT°	/	123,70	/	11,90		1472,04
Somme	10136,72	261,15	/	/	0,00	3107,63
(Al)	1639,11	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1225,76	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1146,61	/	0,00	/	0,00	/
D240	2110,59	/	0,00	/	0,00	/
ST	39,38	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	74,02	/	11,90	/	880,85
Bc	/	180,00	/	11,90	/	2142,00

- Combinaison a ELS et LELU :

Tableau VIII.7. Tableaux des combinaisons

Els					
	N	H	MH	MV	Δm
G	10136,72	211,67	2518,82	0,00	2518,82
G+1.2Al+ST	12143,03	300,49	3575,84	0,00	3575,84
G+1.2Bc+ST	11647,01	427,67	5089,22	0,00	5089,22
G+Mc120	11283,33	211,67	2518,82	0,00	2518,82
G+D240	12247,31	211,67	2518,82	0,00	2518,82
ELU					
	N	H	MH	MV	Δm
1,35G	13684,57	296,88	3532,89	0,00	3532,89
1.35G+1.6Al+1.6ST	16370,15	415,32	4942,25	0,00	4942,25
1.35G+1.6B+1.6ST	15708,79	584,88	6960,09	0,00	6960,09
1.36G+1.35Mc120	16533,86	296,88	3532,89	0,00	3532,89
1.35G+1.35D240	13737,73	296,88	3532,89	0,00	3532,89

- Resultats des combinaisons :

Tableau VIII.8. Résultats de toutes les combinaisons

	ELs	ELu	ELA
Mmax =	1696,41	2320,03	4014.84
N_{cor} =	3882,34	5236,26	3678.16

- Vérification vis-à-vis du flambement :

L'élancement λ doit inférieur à 50 ⟶ λ = lf / i < 50

-lf : la longueur du flambement ⟶ lf =0.7×l0 =10.55 m =7.385

-i : rayon de giration ⟶ i= D/5 = 0.5m ;

λ =7.835/0.5 ⟶ 14.77 <50 ´ vérifie (effet de flambement faible)

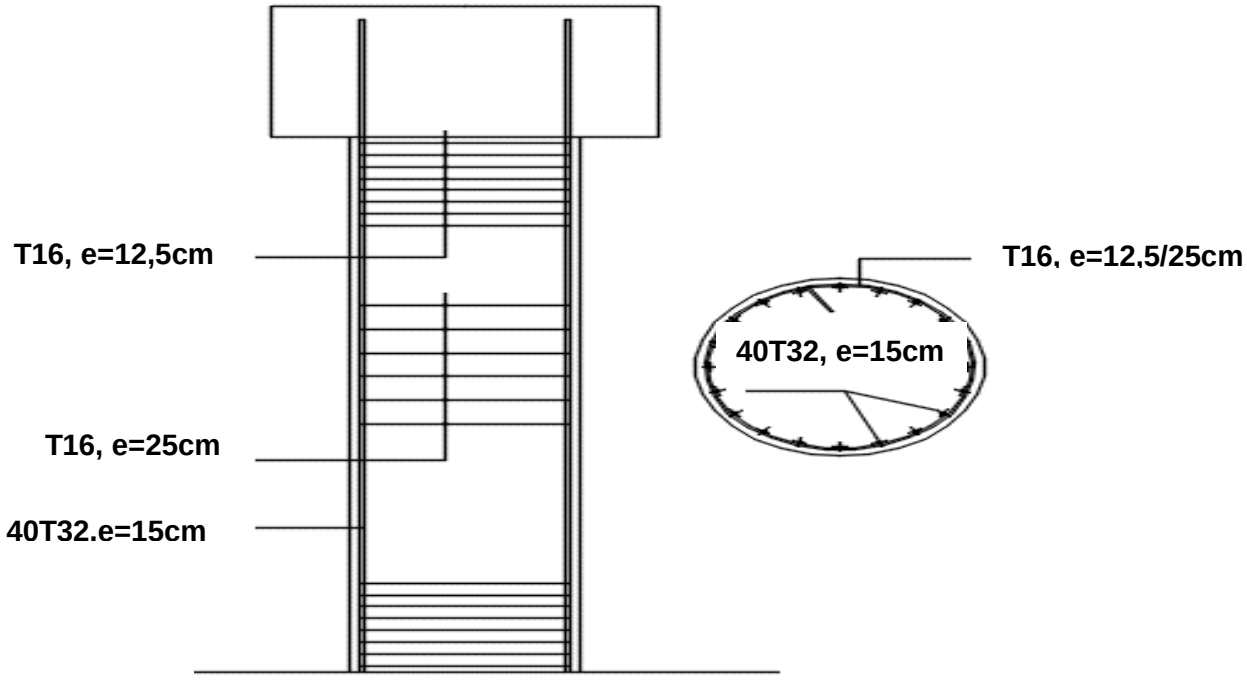
- Section longitudinales :

-Par robot expert : AS>314.2cm2

-Soit : ⟶ 40HA32 avec espacements e= 15cm

- Section transversale :

-Soit : ⟶ H16 avec espacements e =25 cm en zone courant et e=12.5 en zone critiques



FigurVIII.6. Ferraillages des fut

CONCLUSION GENERALE

L’étude d’un pont à poutres multiples en béton précontraint a été étudié.

Ce projet de Fin d'Études m’a permis de découvrir les diverses spécificités liées aux différentes étapes de l’étude, et l’utilisation des outils informatiques de la modélisation et l’analyse de cet ouvrage.

Au final ce travail, Cette étude est très enrichissante à tous points de vue, m’a permis d’améliorer et d’approfondir mes connaissances théoriques, et aussi de bénéficier des connaissances et d’expériences des gens du domaine des travaux publics.

On espère que ce modeste travail va contribuer a consolidé , les connaissances dans ce domaine et permettra aux promotions future d’avoir un appui documentaire.

BIBLIOGRAPHIE

-J. A. CALGARO, (Avril 1987) Projet de construction des ponts, Avril 1987 Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, France.

-Documents SETRA (VIPP) Pont à poutres préfabriqués par post-tension 1996.

- REGLES PARASISMIQUES APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART RPOA 2008.

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

-Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99 (Article A.2.2).

-Henry THONIER, Le béton précontraint aux états limite. -Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts route – RCPR.

-Calcul des grillages de poutres et dalle orthotropes selon la méthode Guyon-Massonnet-Bareš DUNOD Paris 1966.CHARLES MASSONNET et RICHARD BAREŠL.

-Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99 AVRIL 1999.

-J.P.Mougin, "Abaques pour le Calcul des Dalles Rectangulaires Articulées sur leur Contour".

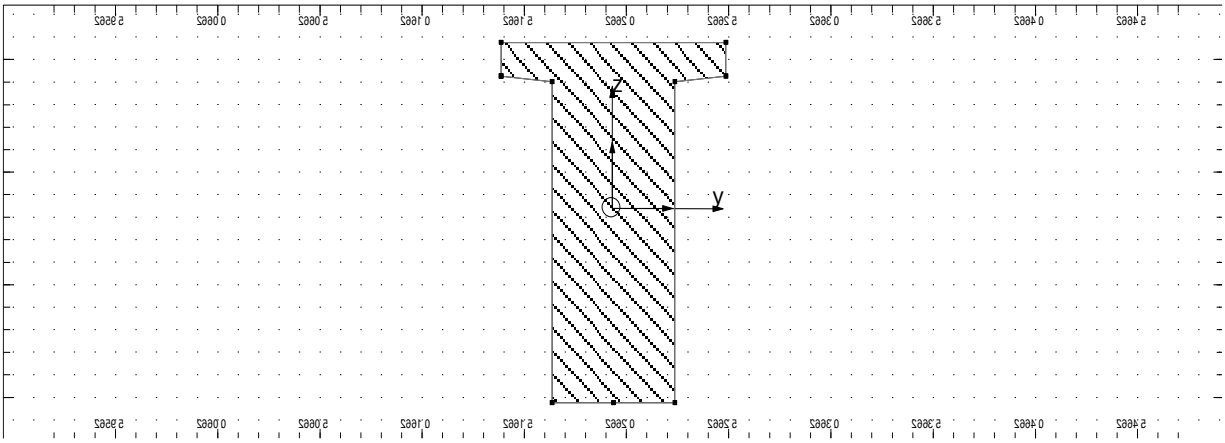
-Guide SETRA, Guide technique Appareil d'appuis en élastomère fretté.

-Appuis des tabliers P.P.73 calculs complémentaires ferraillages types.

-Document SETRA, Ponts courants en zone sismique.

ANNEXES

SECTIONS D'ABOUT



Résultats généraux

Aire de la section

A = 1.04 m2

Périmètre

S = 5.35 m

Matériau de base

ACIER

E = 210000.00 MPa

dens. = 7852.83 kg/m3

p.un. = 8176.76 kG/m

Repčre des axes principaux

Angle

alpha = -0.1 Deg

Moments d'inertie

Ix = 0.08 m4

Iy = 0.24 m4

Iz = 0.04 m4

Rayons d'inertie

iy = 0.48 m

iz = 0.21 m

Coefficients de rigidité en cisaillement

Ay	=	0.95 m2
Az	=	0.83 m2

Facteurs de résistance en flexion

Wely	=	0.28 m3
Welz	=	0.08 m3

Facteurs de résistance au cisaillement

Wy	=	0.46 m2
Wz	=	0.67 m2

Facteurs de résistance plastique

Wply	=	0.44 m3
Wplz	=	0.18 m3

Distances extrêmes

Vy	=	0.55 m
Vpy	=	0.55 m
Vz	=	0.75 m
Vpz	=	0.86 m

Repčre central

Moments d'inertie

Iyc	=	0.24 m4
Izc	=	0.04 m4
Iyczc	=	0.00 m4

Rayons d'inertie

iyc	=	0.48 m
izc	=	0.21 m

Distances extrêmes

Vyc	=	0.55 m
Vpyc	=	0.55 m
Vzc	=	0.74 m
Vpzc	=	0.86 m

Repčre arbitraire

Position du repčre

yc'	=	2661.94 m	Angle	=	0.0 Deg
zc'	=	1446.83 m			

Moments d'inertie

Iy'	=	0.24 m4
Iz'	=	0.04 m4
Iy'z'	=	0.00 m4

Rayons d'inertie

iyc	=	0.48 m
izc	=	0.20 m

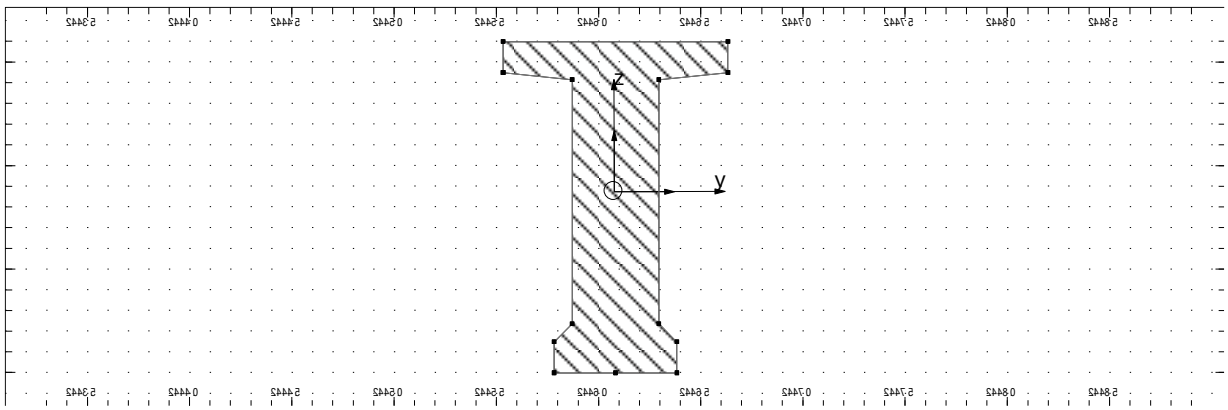
Moments statiques

Sy'	=	0.00 m3
Sz'	=	0.00 m3

Distances extręmes

Vy'	=	0.55 m
Vpy'	=	0.55 m
Vz'	=	0.74 m
	Vpz'	= 0.86 m

SECTIONS INTERMEDIARES



Résultats généraux

Aire de la section

A = 0.83 m2

Centre de gravité

Yc = 2446.08 m

Zc = 1936.37 m

Périmètre

S = 5.58 m

Matériau de base

ACIER

E = 210000.00 MPa

dens. = 7852.83 kg/m3

p.un. = 6490.74 kG/m

Repčre des axes principaux

Angle

alpha = 0.1 Deg

Moments d'inertie

Ix = 0.03 m4

Iy = 0.22 m4

Iz = 0.03 m4

Rayons d'inertie

iy = 0.51 m

iz = 0.19 m

Coefficients de rigidité en cisaillement

Ay = 0.69 m2

Az = 0.61 m2

Facteurs de résistance en flexion

Wely = 0.25 m3

Welz = 0.05 m3

Facteurs de résistance au cisaillement

Wy = 0.30 m2

Wz = 0.49 m2

Facteurs de résistance plastique

Wply = 0.37 m3

Wplz = 0.12 m3

Distances extrêmes

Vy = 0.55 m

Vpy = 0.55 m

Vz = 0.73 m

Vpz = 0.87 m

Repčre central

Moments d'inertie

Iyc = 0.22 m4

Izc = 0.03 m4

Iyczc = -0.00 m4

Rayons d'inertie

iyc = 0.51 m

izc = 0.19 m

Distances extrêmes

Vyc = 0.55 m

Vpyc = 0.55 m

Vzc = 0.73 m

Vpzc = 0.87 m

Repčre arbitraire

Position du repčre

yc' = 2446.08 m Angle = 0.0 Deg

zc' = 1936.37 m

Moments d'inertie

Iy' = 0.22 m4

Iz' = 0.03 m4

Iy'z' = 0.00 m4

Rayons d'inertie

iyc	=	0.51 m
izc	=	0.19 m

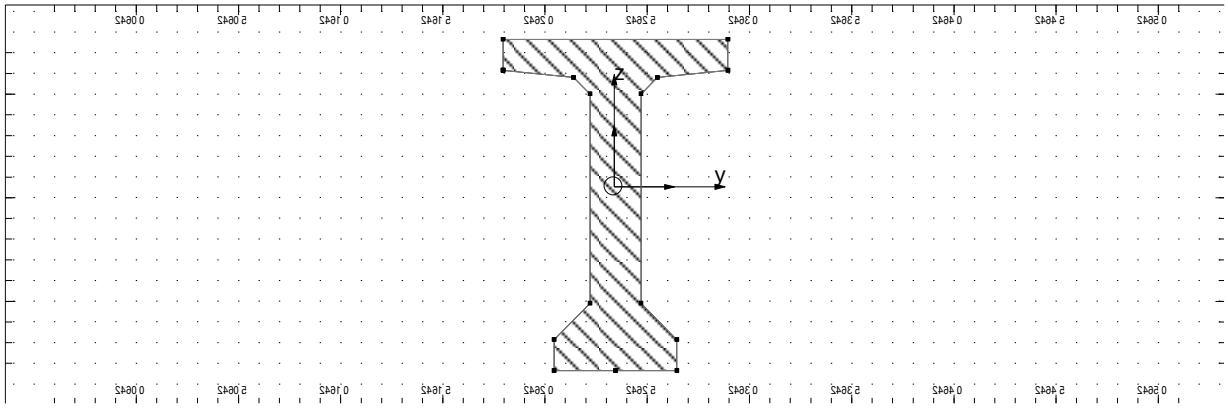
Moments statiques

Sy'	=	-0.00 m3
Sz'	=	-0.00 m3

Distances extrȩmes

Vy'	=	0.55 m
Vpy'	=	0.55 m
Vz'	=	0.73 m
Vpz'	=	0.87 m

SECTION MEDIANE



Résultats généraux

Aire de la section

A = 0.63 m2

Centre de gravité

Yc = 2462.34 m

Zc = 1266.05 m

Périmètre

S = 5.74 m

Matériau de base

ACIER

E = 210000.00 MPa

dens. = 7852.83 kg/m3

p.un. = 4982.21 kG/m

Repčre des axes principaux

Angle

alpha = 0.0 Deg

Moments d'inertie

Ix = 0.01 m4

Iy = 0.20 m4

Iz = 0.02 m4

Rayons d'inertie

iy = 0.56 m

iz = 0.19 m

Coefficients de rigidité en cisaillement

Ay = 0.50 m2

Az = 0.38 m2

Facteurs de résistance en flexion

Wely = 0.22 m3

Welz = 0.04 m3

Facteurs de résistance au cisaillement

Wy = 0.24 m2

Wz = 0.31 m2

Facteurs de résistance plastique

Wply = 0.32 m3

Wplz = 0.09 m3

Distances extrêmes

Vy = 0.55 m

Vpy = 0.55 m

Vz = 0.72 m

Vpz = 0.88 m

Repčre central

Moments d'inertie

Iyc = 0.20 m4

Izc = 0.02 m4

Iyczc = -0.00 m4

Rayons d'inertie

iyc = 0.56 m

izc = 0.19 m

Distances extrêmes

Vyc = 0.55 m

Vpyc = 0.55 m

Vzc = 0.72 m

Vpzc = 0.88 m

Repčre arbitraire

Position du repčre

yc' = 2462.34 m Angle = 0.0 Deg

zc' = 1266.05 m

Moments d'inertie

Iy' = 0.20 m4

Iz' = 0.02 m4

Iy'z' = -0.00 m4

Rayons d'inertie

iyc = 0.56 m

izc = 0.19 m

Moments statiques

Sy' = -0.00 m3

Sz' = -0.00 m3

Distances extręmes

Vy' = 0.55 m

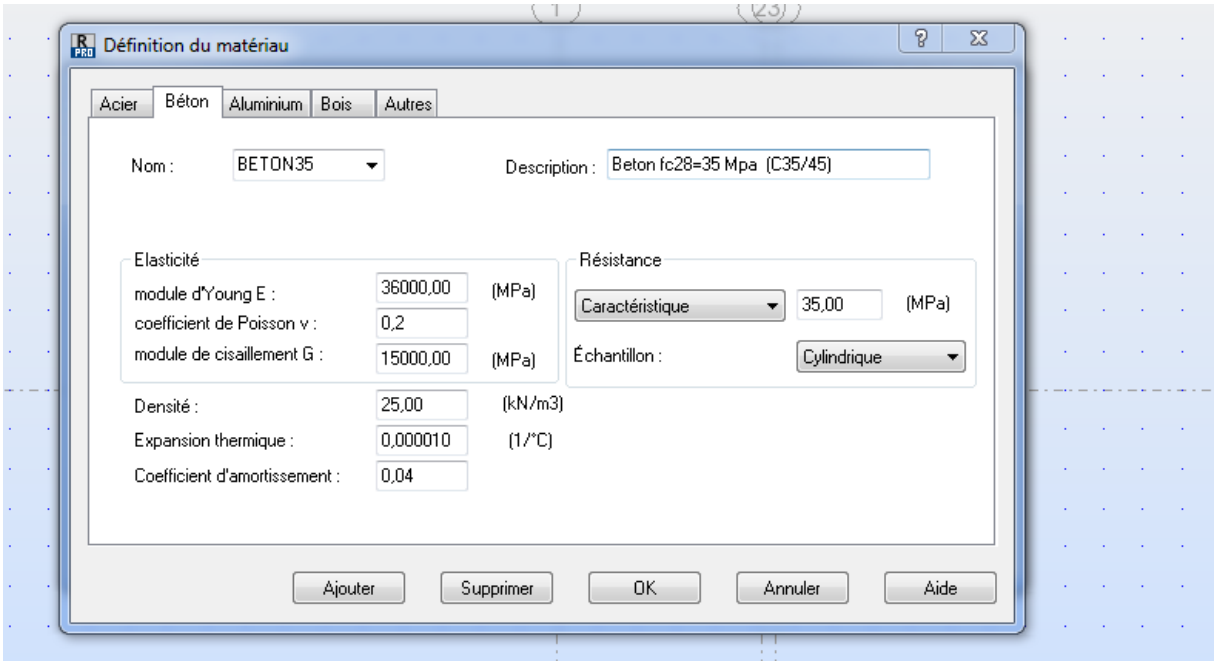
Vpy' = 0.55 m

Vz' = 0.72 m

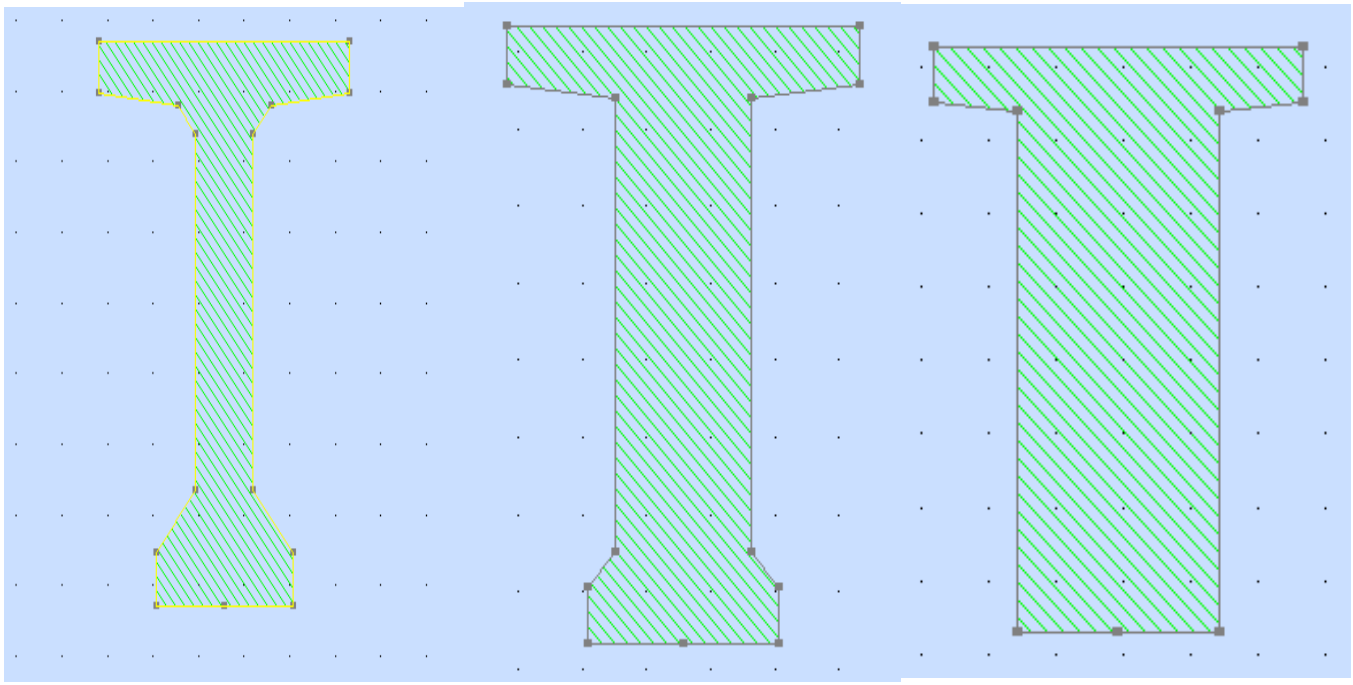
Vpz' = 0.88 m

LES ETAPES DE LA MODELISATION :

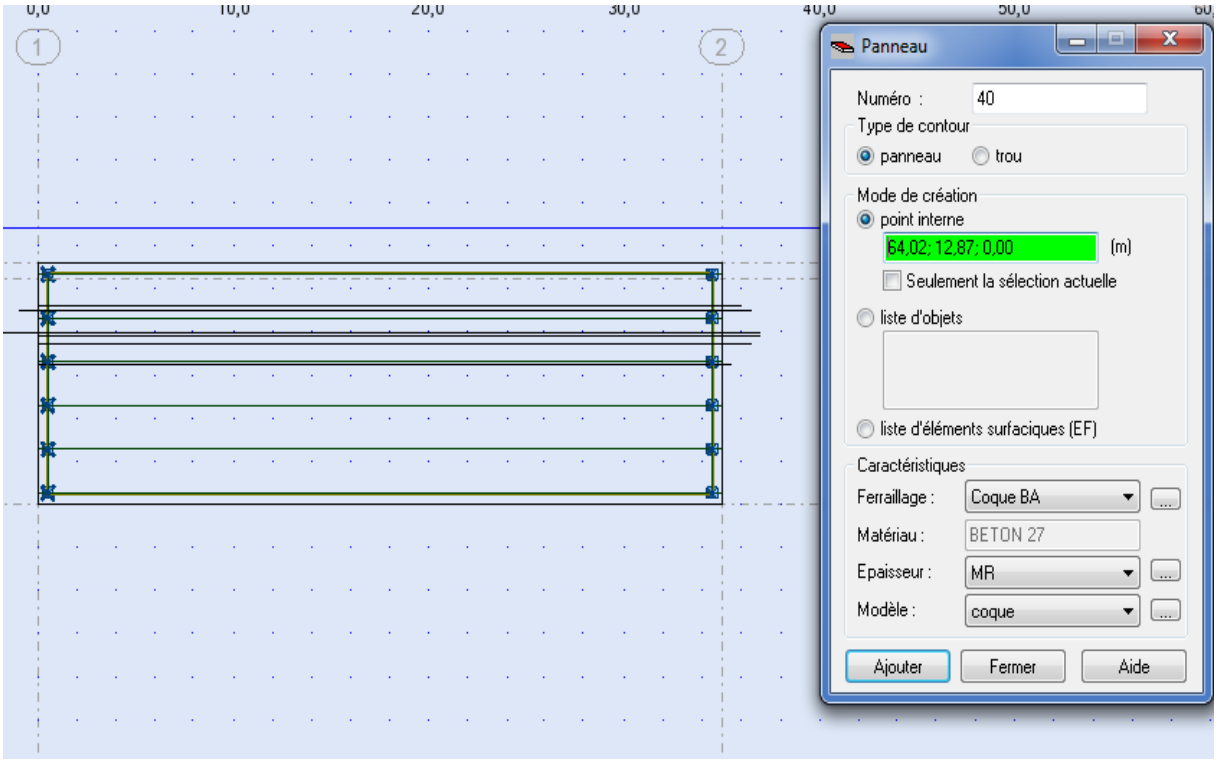
- Effectuer le réglage des unités et des caractéristiques du matériau



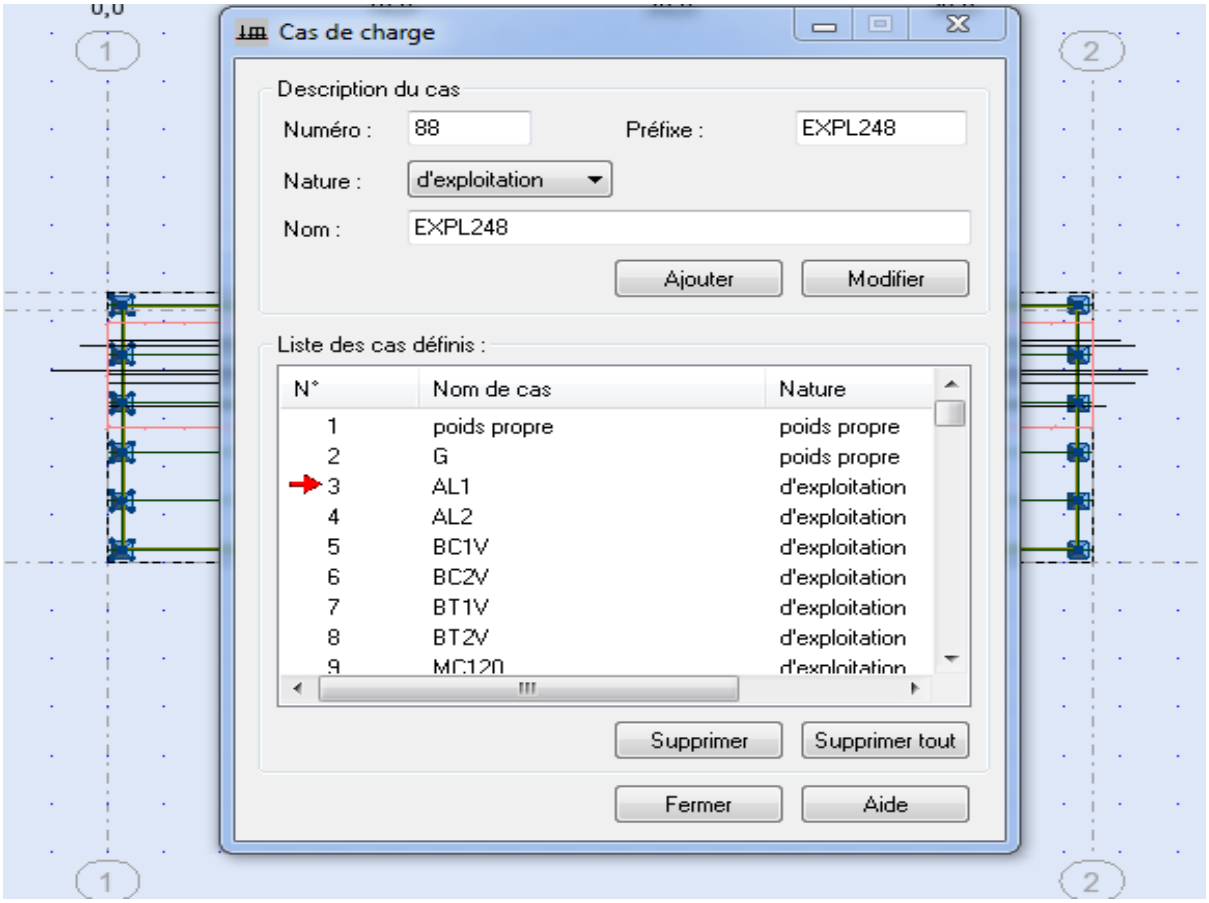
-importer les sections aux fichier DXF



-Définir les appuis (appuis simple et double) de par et d'autre des barres et dessiner un panneau pour introduire l'hourdis.

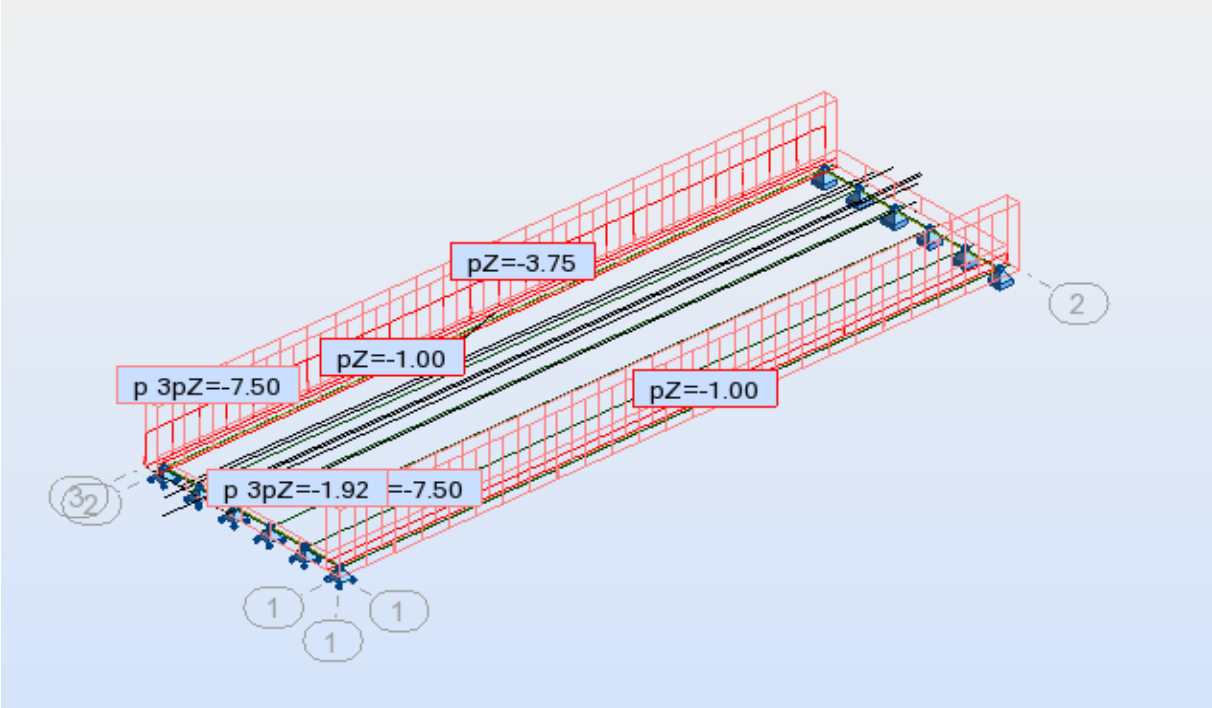


- Introduire les cas de charges.

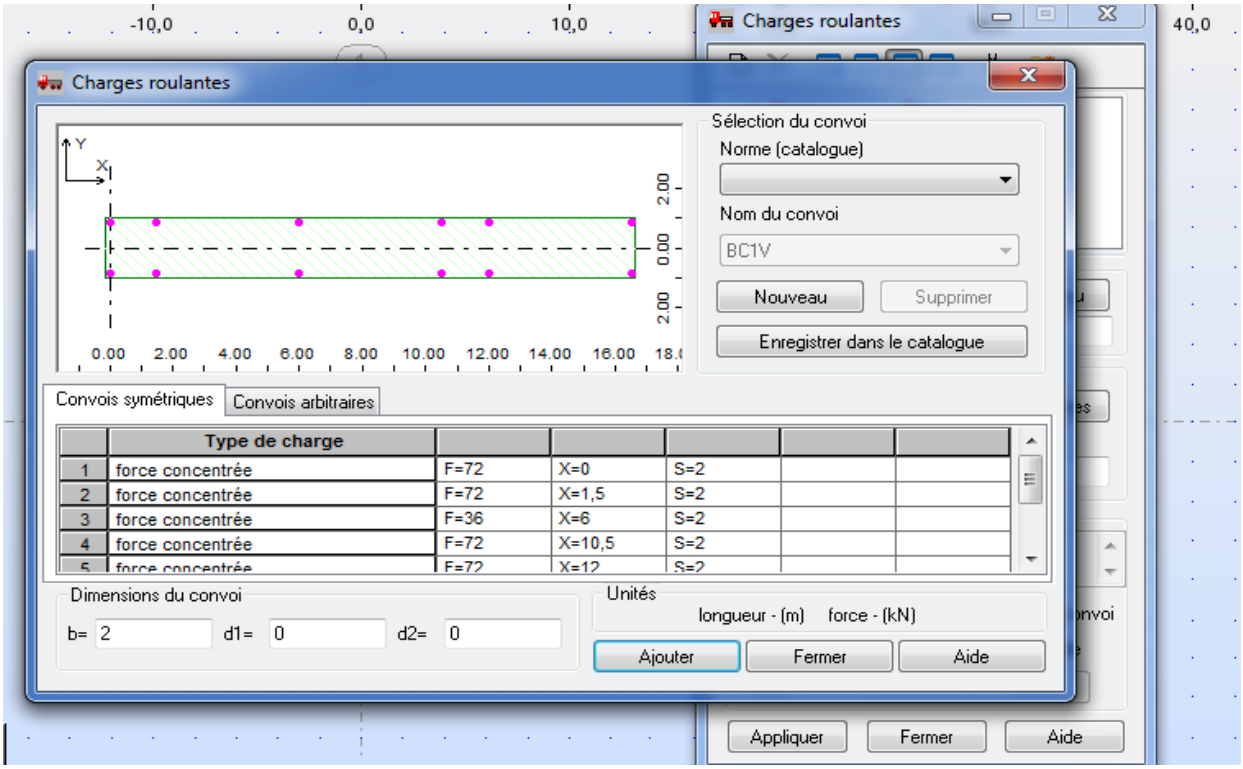


-Définir les charges statiques d'exploitation surfaciques et linéaires avec leurs positions sur le panneau.

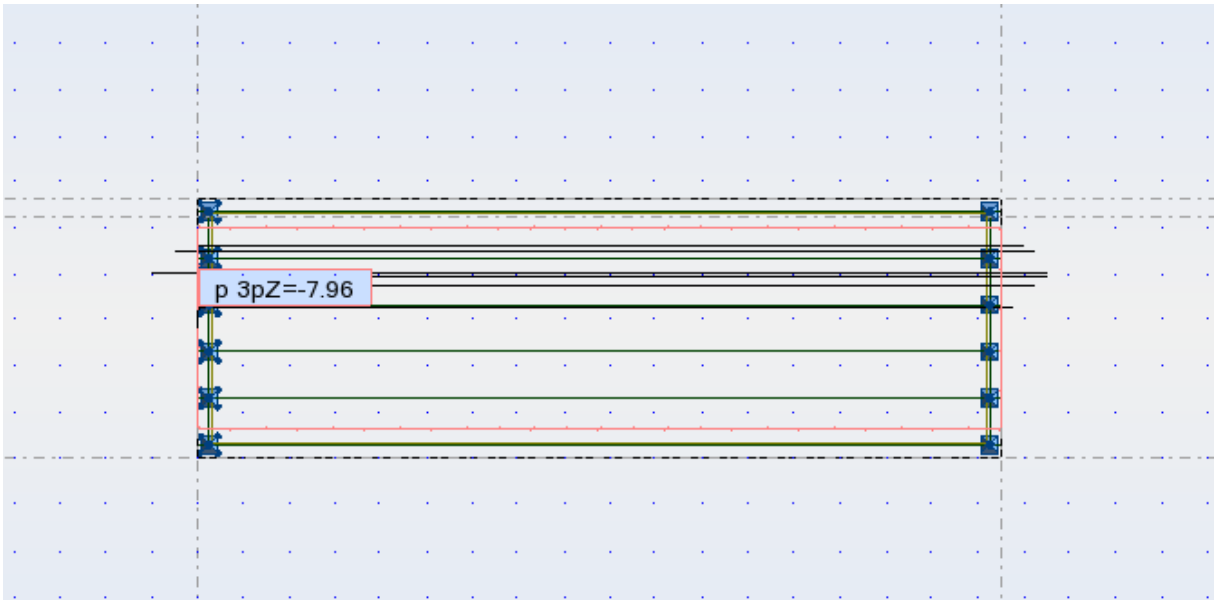
Cas de CCP :



-Définir les charges roulantes, leurs positions et les coefficients correspondants (bt,bc et δ). Les surcharges sont disposées suivant le règlement RCPR de façon à obtenir le cas de chargement le plus défavorable.



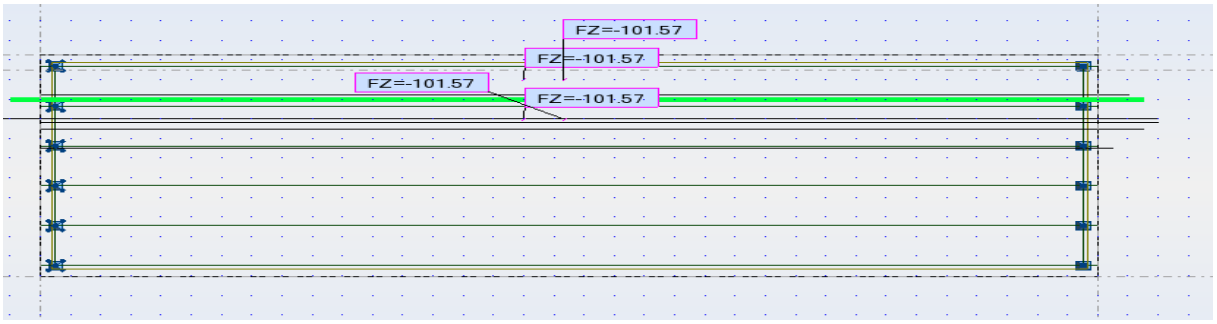
-Affectation l'axe des charges roulant



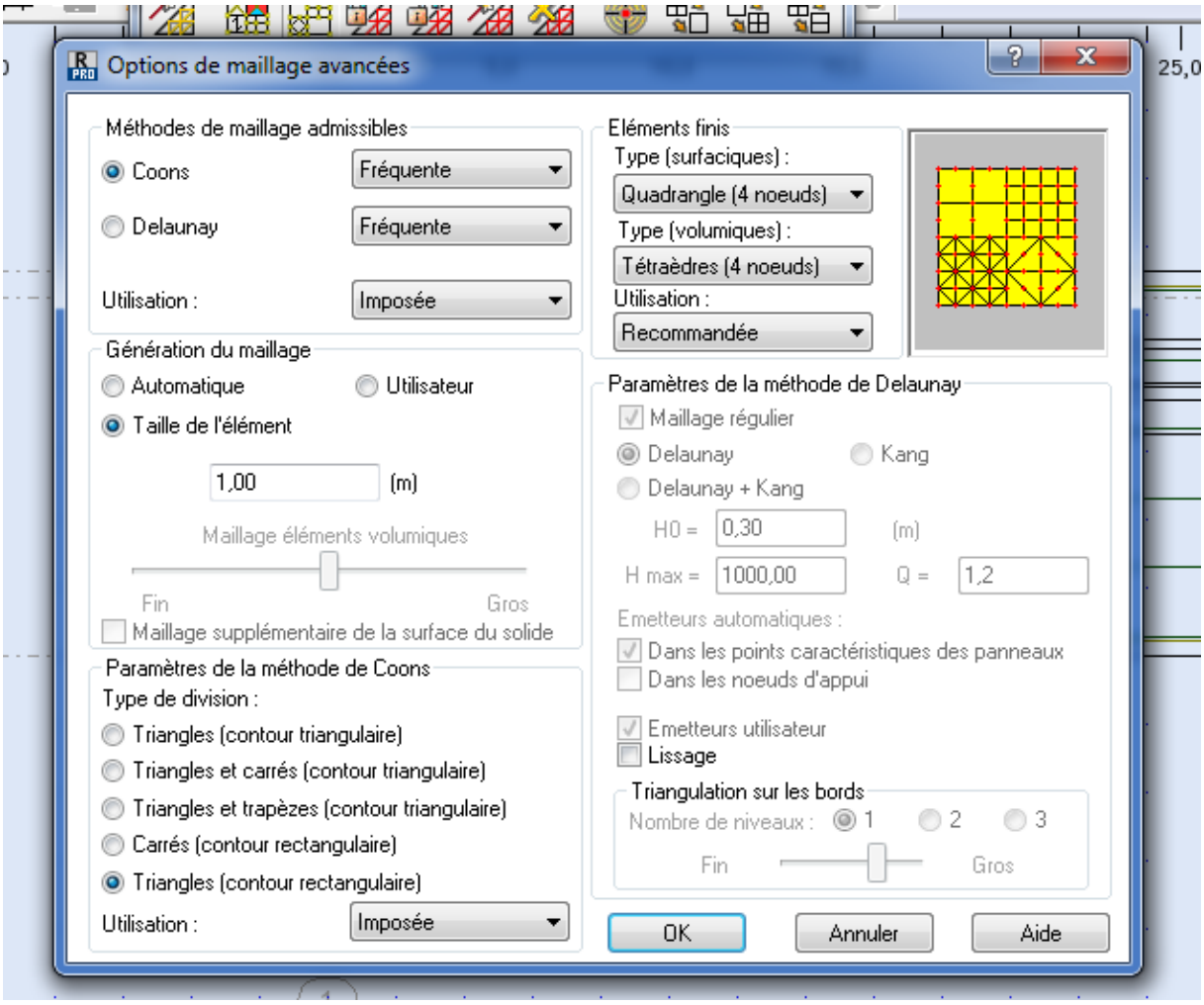
Cas de charge MC120

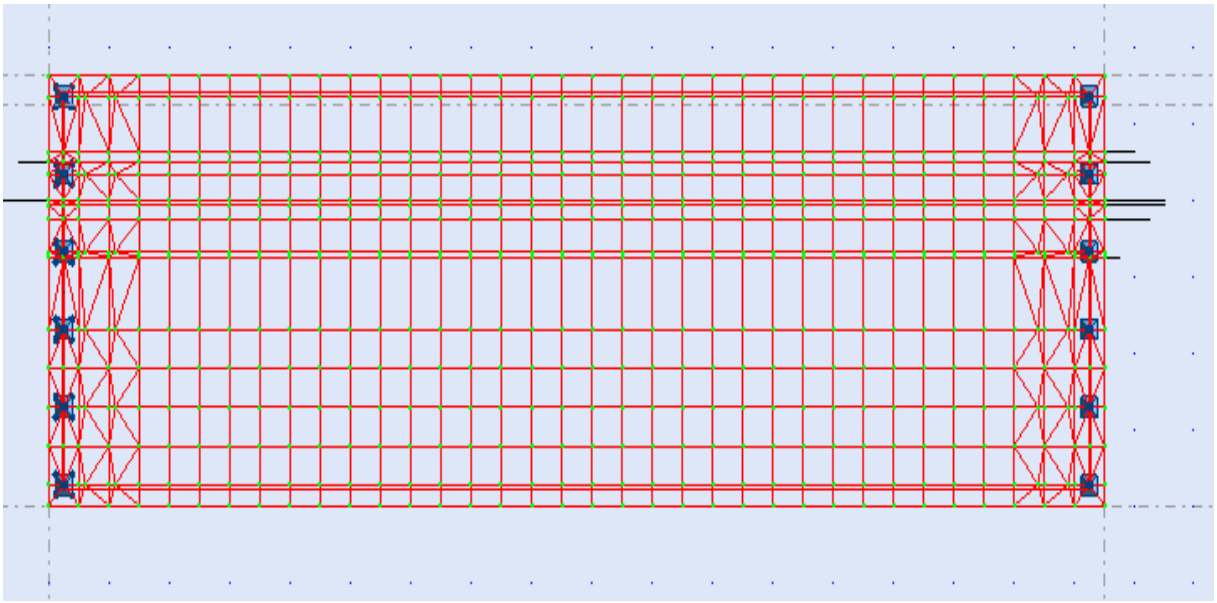


Cas de charge Bt1V

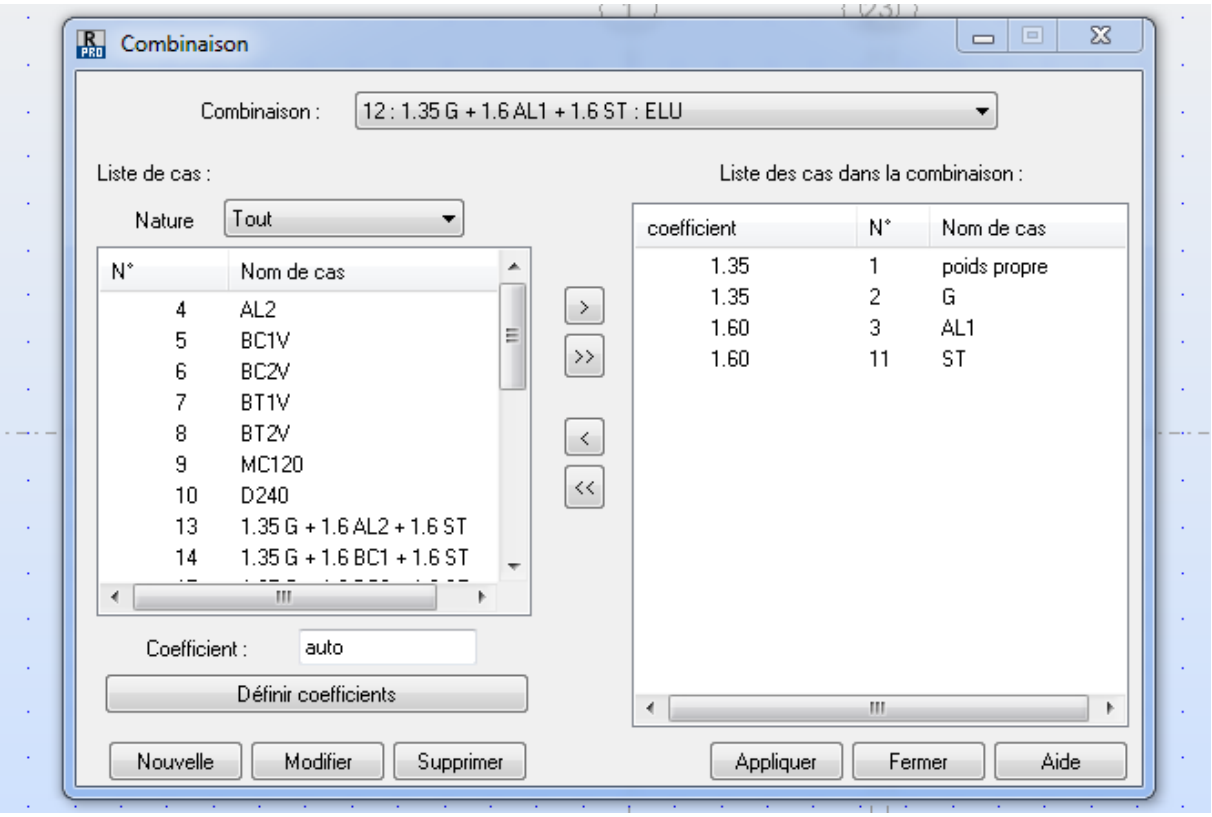


-on effectue un maillage qui nous permet d'avoir une précision suffisante tout en ayant un temps de calcul acceptable.



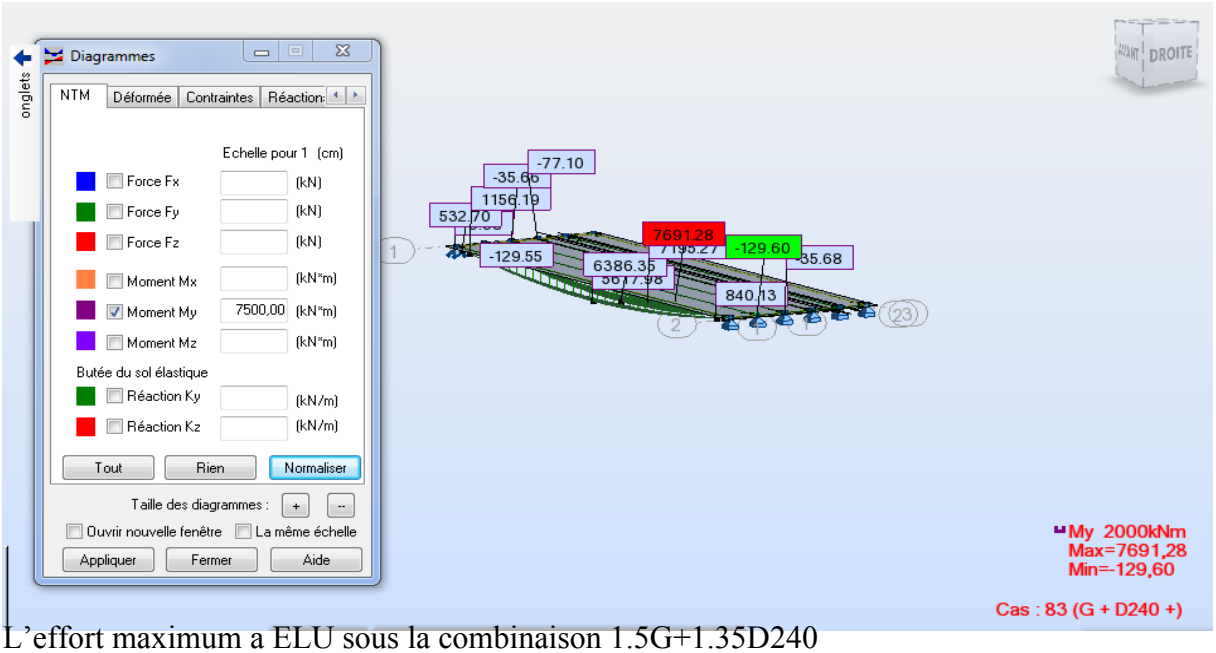


-Faire les combinaisons de charge à l'ELU et l'ELS

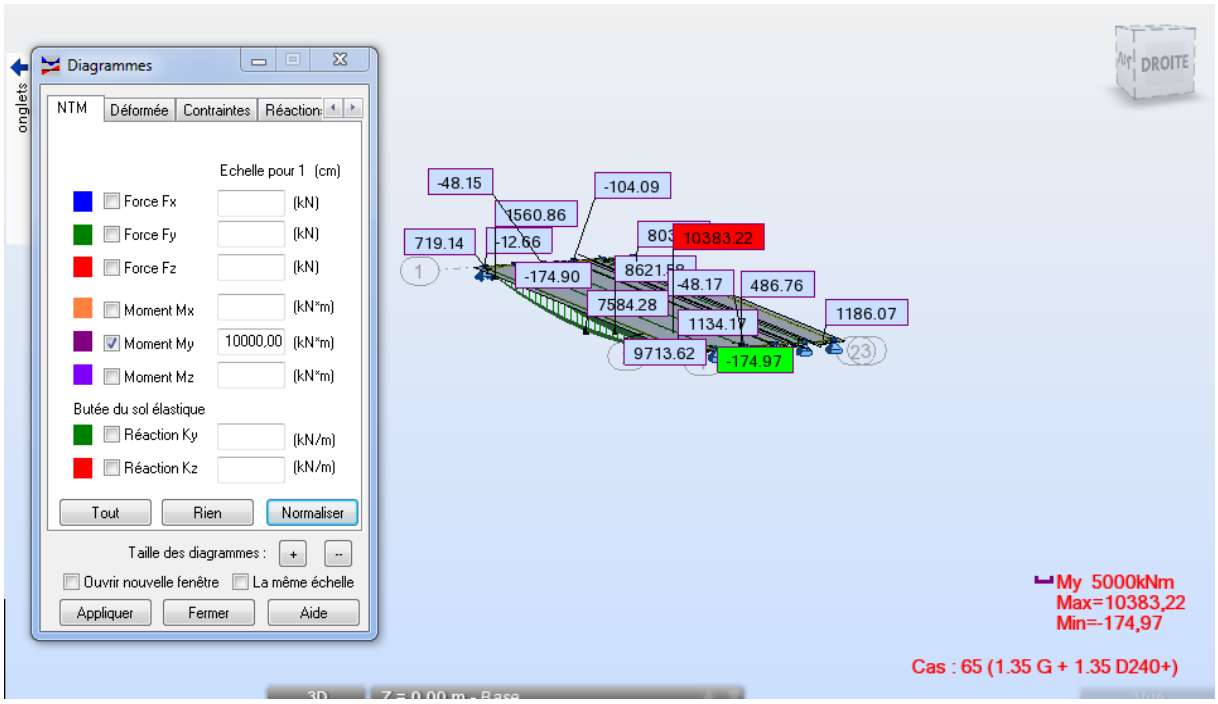


-Visualiser les résultats avec l'option « Diagramme des barres » pour les sollicitations au niveau des poutres.

L'effort maximum a ELS sous la combinaison G+D240



L'effort maximum a ELU sous la combinaison 1.5G+1.35D240


Diagrammes
onglets
NTM
Déformée
Contraintes
Réaction
Echelle pour 1 (cm)
Force Fx (kN)
Force Fy (kN)
Force Fz (kN)
Moment Mx (kN*m)
Moment My 10000,00 (kN*m)
Moment Mz (kN*m)
Butée du sol élastique
Réaction Ky (kN/m)
Réaction Kz (kN/m)
Tout
Rien
Normaliser
Taille des diagrammes :
Ouvrir nouvelle fenêtre
La même échelle
Appliquer
Fermer
Aide
DROITE
-48.15
-104.09
1560.86
719.14
-12.66
10383.22
-174.90
-48.17
486.76
7584.28
1134.17
1186.07
9713.62
-174.97
My 5000kNm
Max=10383,22
Min=-174,97
Cas : 65 (1.35 G + 1.35 D240+)

Données

Nombre de travée :	7	
Longueur de travée :	35	m
Longueur Totale :	245,6	m
Largeur Totale :	11,25	m

1. Evaluation des Charges

Charges permanentes

Lpoutre =	35	m
La porté =	34	m
Nbr poutres =	6	m
Epaisseur dalle =	0,2	m
Largeur dalle =	11,25	m

ρBéton =	25	kN/m3
ρRev =	24	kN/m3

Poids propre d'une poutre :	585,85	KN	3515,1
Poids propre d'une entretoise:	119,72	KN	
Poids de la dalle =	1968,8	KN	
Poids trottoirs + corniches =	507,33	KN	
Poids du revêtement =	655,2	KN	
Poids des glissières et du garde corps =	87,5	KN	

CCP =	1250,0	KN
Gtravé =	6853,6	KN
G =	195,8	KN/ml

GTotal =	48092,62	KN

Charges dues au trafic (RCPR)

Nombre de voies : N = Lc / 3

Lr =	9,75	m
Lc =	8,75	m
N =	2	

Largeur d'une voie

L=	4,375	m

Classe de pont :

1	L >7	V0 =	3,5
2	5,5< L ≤7	V0 =	3
3	L ≤ 5,5	V0 =	2,75

Système de charge A

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l+12} \quad (kN/m^2)$$

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	$A(l) x a_1 x a_2$ (kN/m^2)	L_r (m)	A(l) (kN/ml)
1	35	9,9596	1	0,80	7,9677	4,375	34,859
2	35	9,9596	1	0,80	7,9677	8,75	69,717
3	35	0,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00
4	35	0,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00

Système de charge B_c

N° des voies	B_c (kN)	b_c	$B_c \times b_c$ (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710
4	0	0,8	0

Système de charge B_t

N° des voies	B_t (kN)	b_t	$B_t \times b_t$ (kN)
1	320	1,2	384
2 – 3 - 4	640	1,2	768

Charges militaires : Mc 120

S = **1100** KN

Coefficient de majoration dynamique

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

Système de charg	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	35	6853,6	1320	1,078
B_t			768	1,066
Mc120			1100	1,073

bc1	1,065
bc2	1,078
bt1	1,058
bt2	1,066

Efforts de freinage

Système de charge B_c

F_{Bc}= 300 kN

Système de charge A

$$F = \frac{A.S}{20 + 0,0035 \times S} \text{ (kN)}$$

F= 148,04265

6,6902439

A= 5,3521951

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)	A
1	153,13	7,97	59,41	
2	306,25	7,97	115,80	
3	459,38	0,00	0,00	
4	612,50	0,00	0,00	

Caractéristiques des sections :

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,60	1,80	1,60	1,80	1,60	1,80	1,60	1,80
B_{nette} (m^2)	1,03	1,44	0,620	1,030	0,620	1,030	0,62	1,03
v_n (m)	0,745	0,707	0,711	0,592	0,709	0,590	0,708	0,590
v'_n (m)	0,855	1,093	0,889	1,209	0,891	1,210	0,892	1,211
I_{nG} (m^4)	0,243	0,453	0,193	0,357	0,192	0,354	0,191	0,360

Contraintes Admissibles :

j ≥ 28 jours

$\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 MPa Exé / Q.R / Q.F $\overline{\sigma_{t1}}$ = -4,05 MPa

$\overline{\sigma_{t2}}$ = -1,89 MPa Exécution $\overline{\sigma_{t2}}$ = -2,7 MPa Q.Rares

j = 7 jours

$\overline{\sigma_{bc}}$ = 13,91 MPa Exé / Q.R / Q.F $\overline{\sigma_{t1}}$ = -2,99 MPa

$\overline{\sigma_{t2}}$ = -1,39 MPa Exécution $\overline{\sigma_{t2}}$ = -1,99 MPa Q.Rares

Effort de précontainte P :

P_0 = 2,88 MN P1=P0*(1,02-0,8deltaP)

$P_1 = 1{,}02\,P_0 - 0{,}8\,\Delta P$ $P_2 = 0{,}98\,P_0 - 1{,}2\,\Delta P$ P1=P0*(0,98-1,2deltaP)

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	$d_{x=0}$	$d_{x=L/4}$	$d_{x=3L/8}$	$d_{x=L/2}$
Phase 1	2	50	3,89	2,85	2,69	0,98	0,33	0,17	0,12
Phase 2	2	100	7,77	5,51	5,10	0,98	0,33	0,17	0,12
Phase 3	2	100	13,35	5,26	4,72	0,98	0,33	0,17	0,12
Phase 4	3	100	18,94	7,06	5,86	0,98	0,33	0,17	0,12

d

	Y1	Y2	Y3	Ymoy	Yg
x=0	0,78	1,18		0,98	1,093
x=L/4	0,29	0,38		0,33	1,2
x=3L/8	0,16	0,18		0,17	1,21
x=L/2	0,12	0,12		0,12	1,21

- Ferraillage de la nappe inférieur.

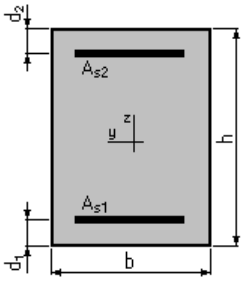
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 20,0 (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)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	43,55	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 13,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 2,7 (cm2)
théorique ρ = 0,89 (%)
minimum ρ_{min} = 0,18 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 43,55 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 6,0 (cm)
Bras de levier: Z = 13,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11,1 (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)

-ferraillage de la nappe supérieur.

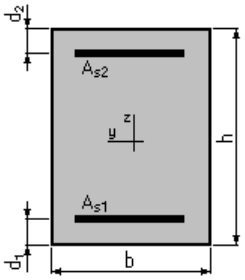
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 20,0 (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)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	47,04	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

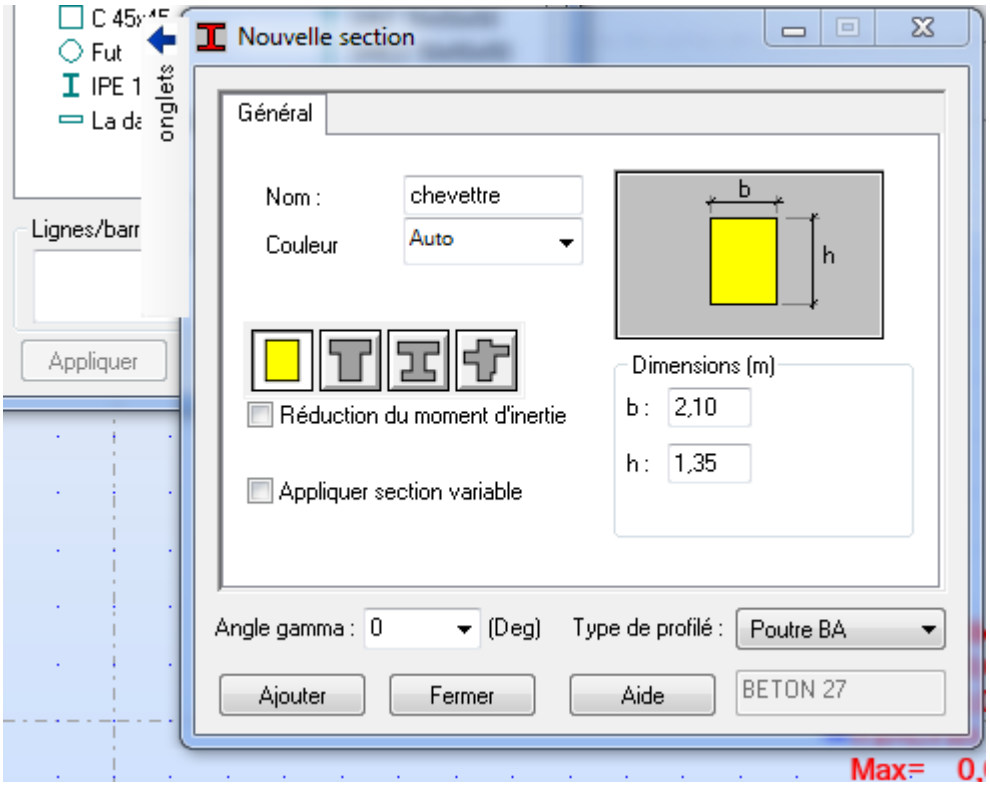
Section théorique	A_{s1} = 14,5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 2,7 (cm2)		
théorique	ρ = 0,97 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,18 (%)		

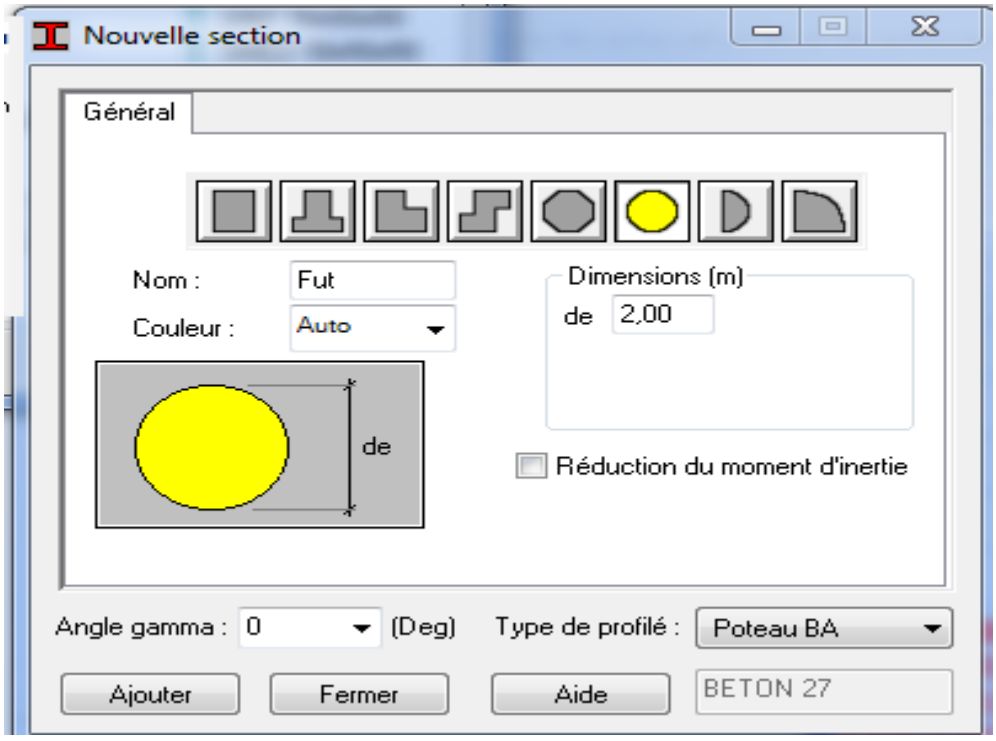
Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 47,04 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 6,2 (cm)
Bras de levier: Z = 12,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11,7 (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 (MP

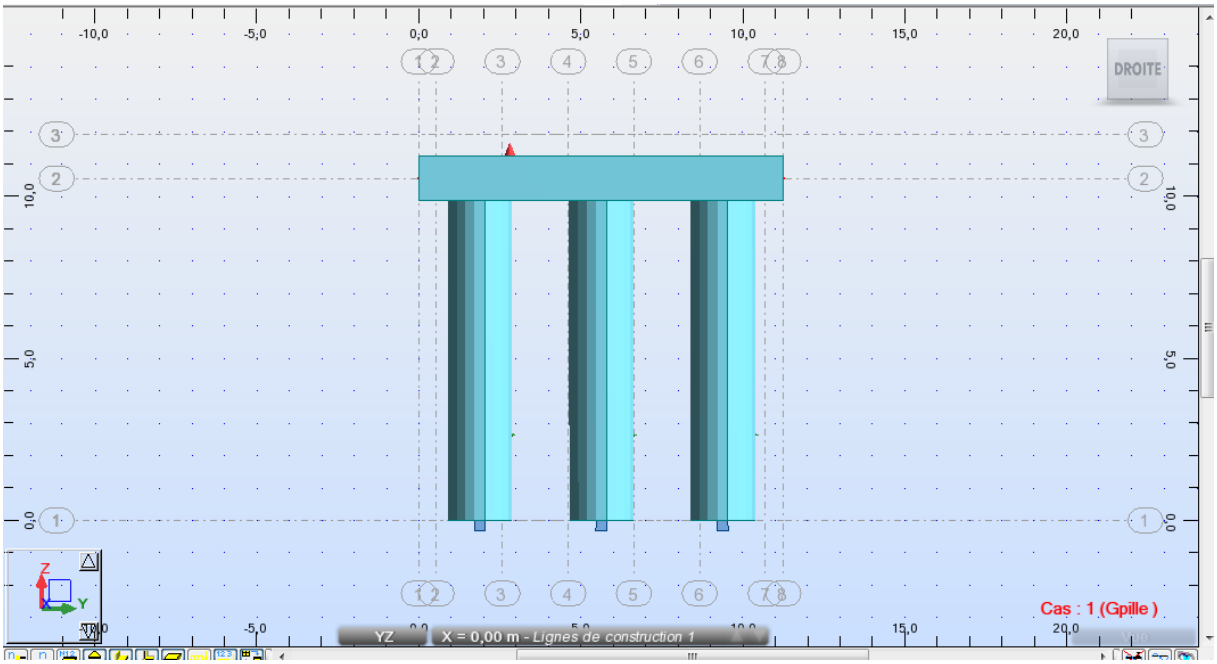
Méthode spectrale :

-définir les sections chevêtre et fut :

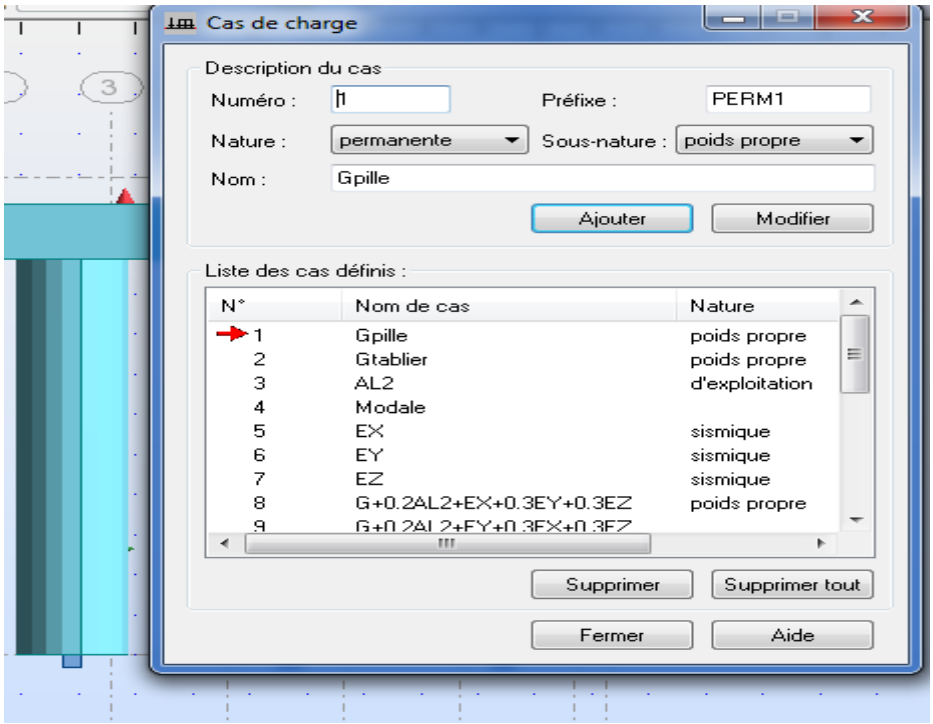




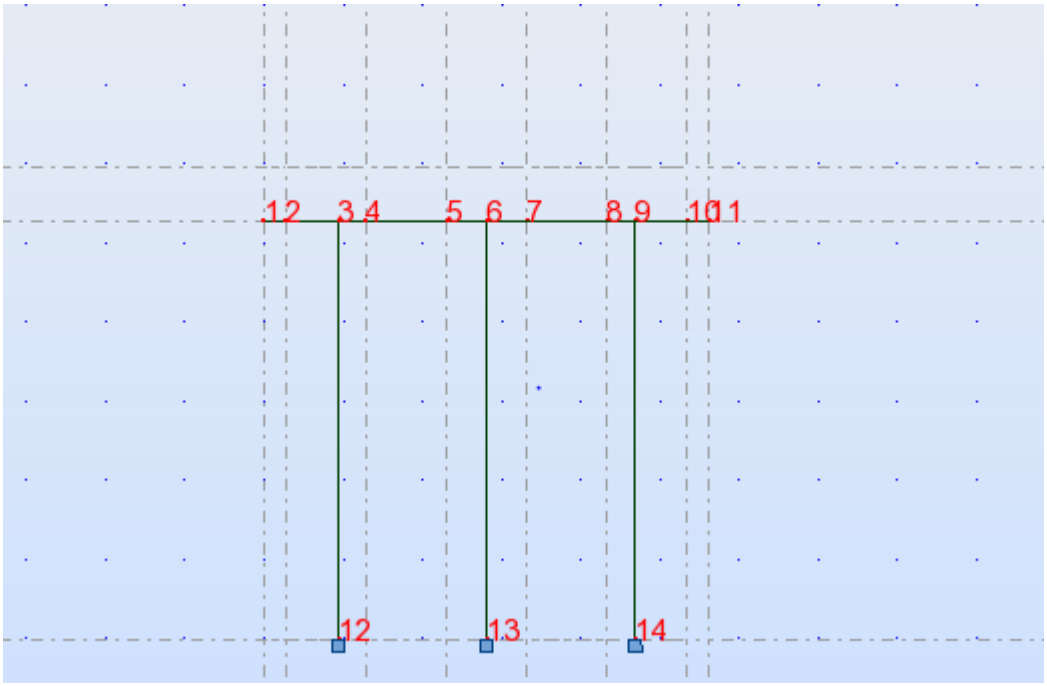
Affecte les sections :



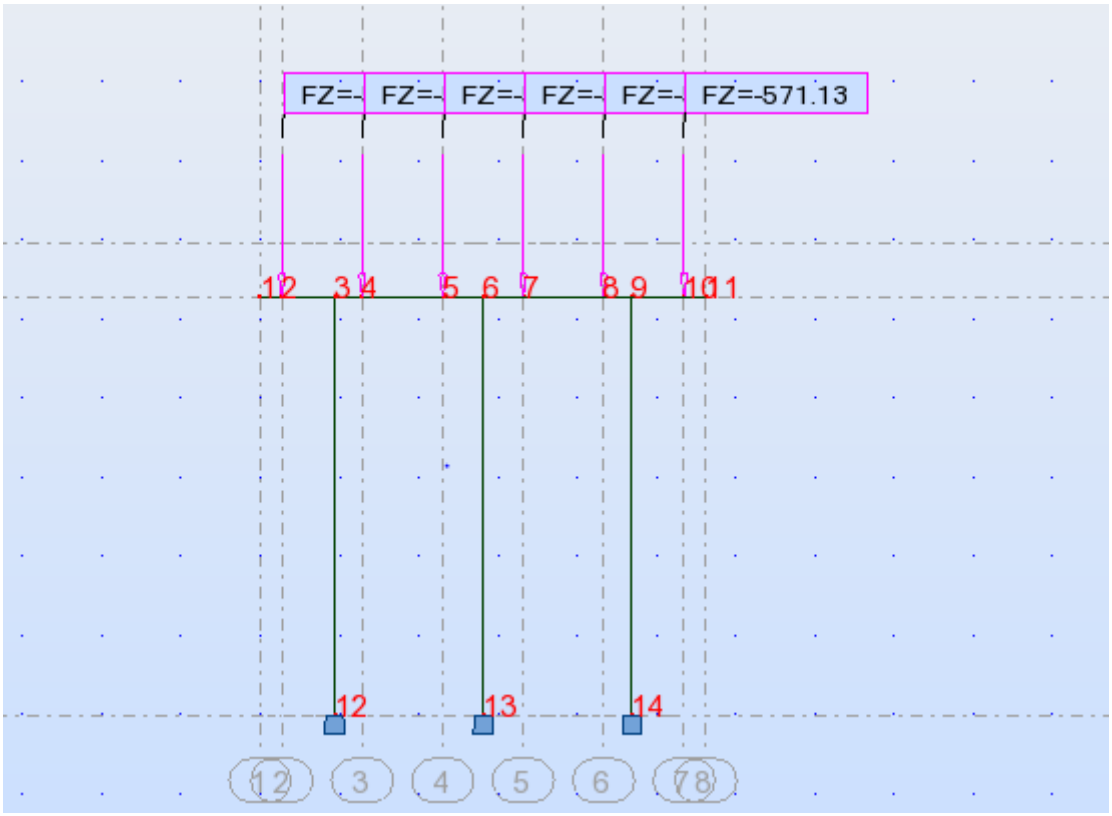
-Définir les cas des charges : (Gpile ; Gtabli ;AL2)

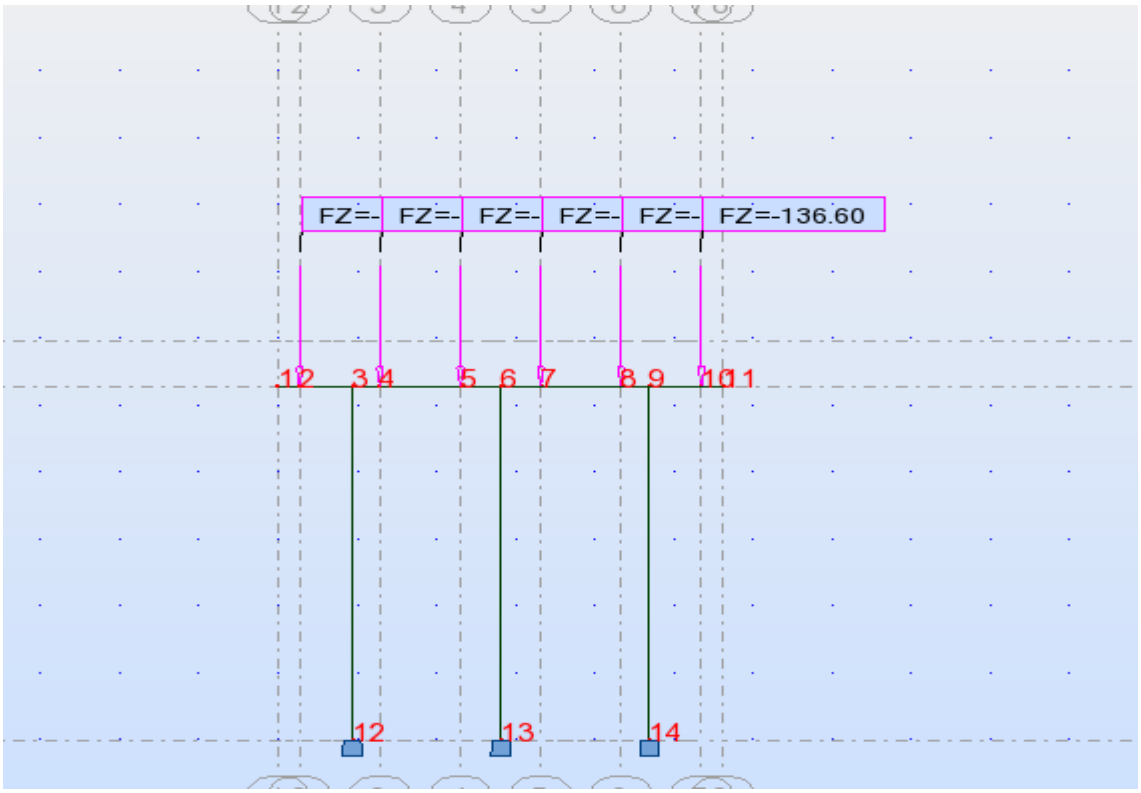


Dessiner les nœuds :

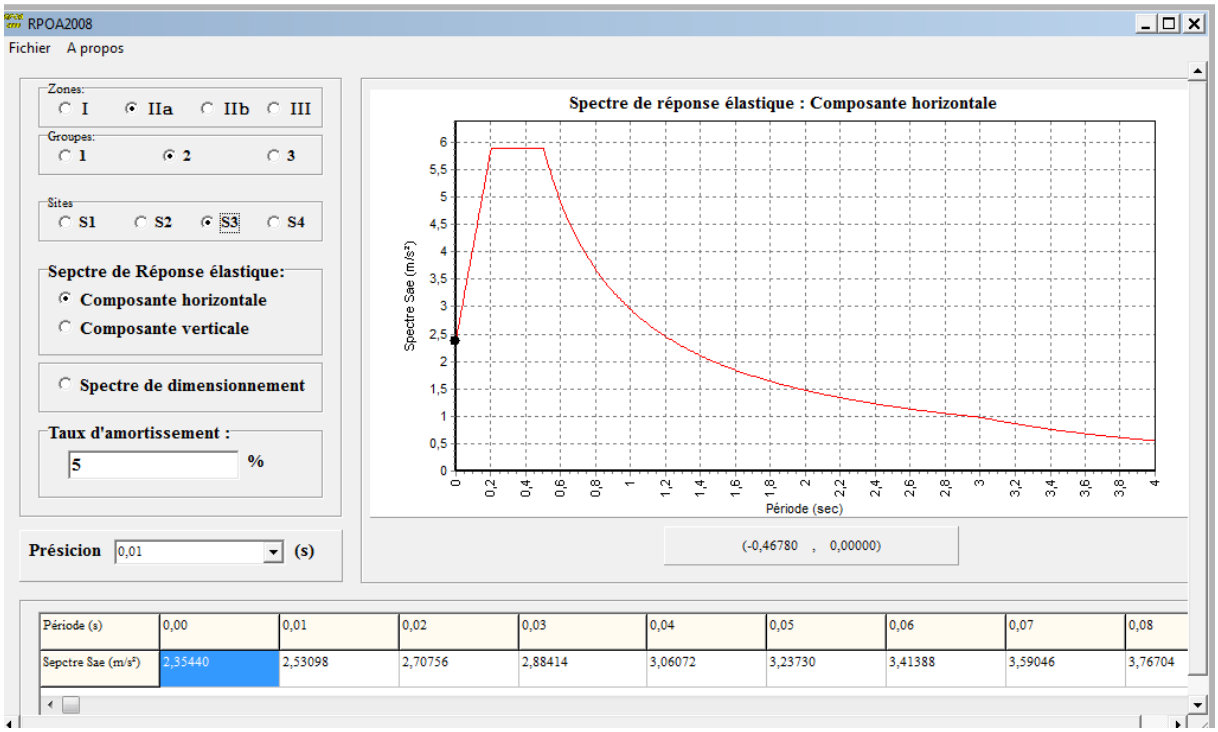


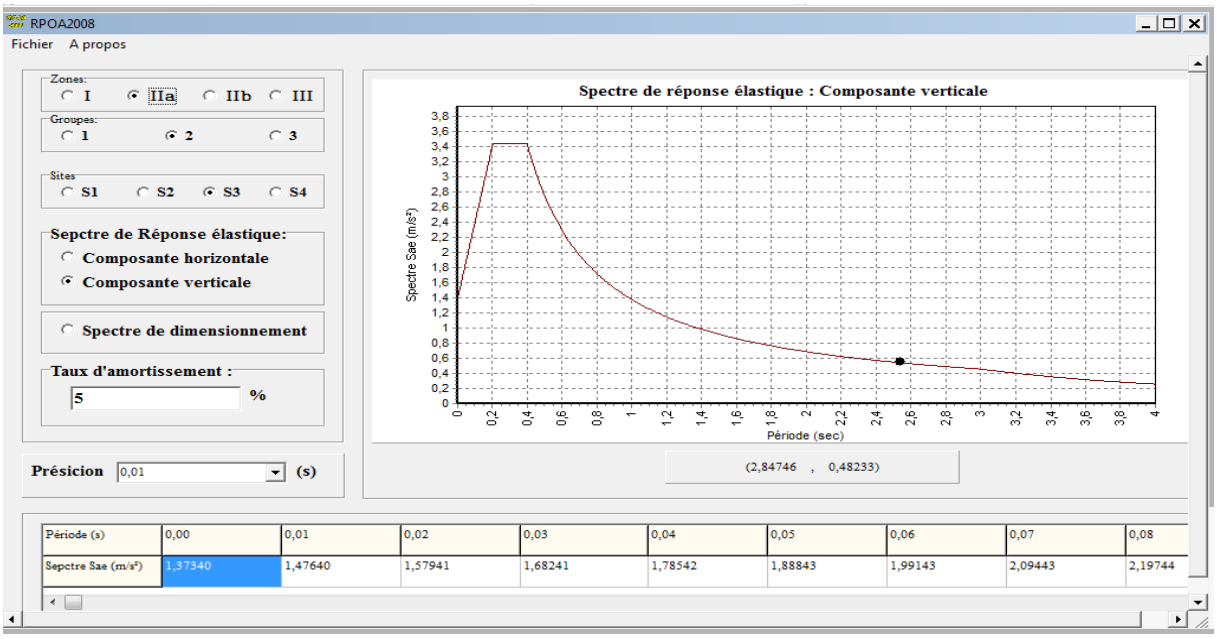
-définir les charges :

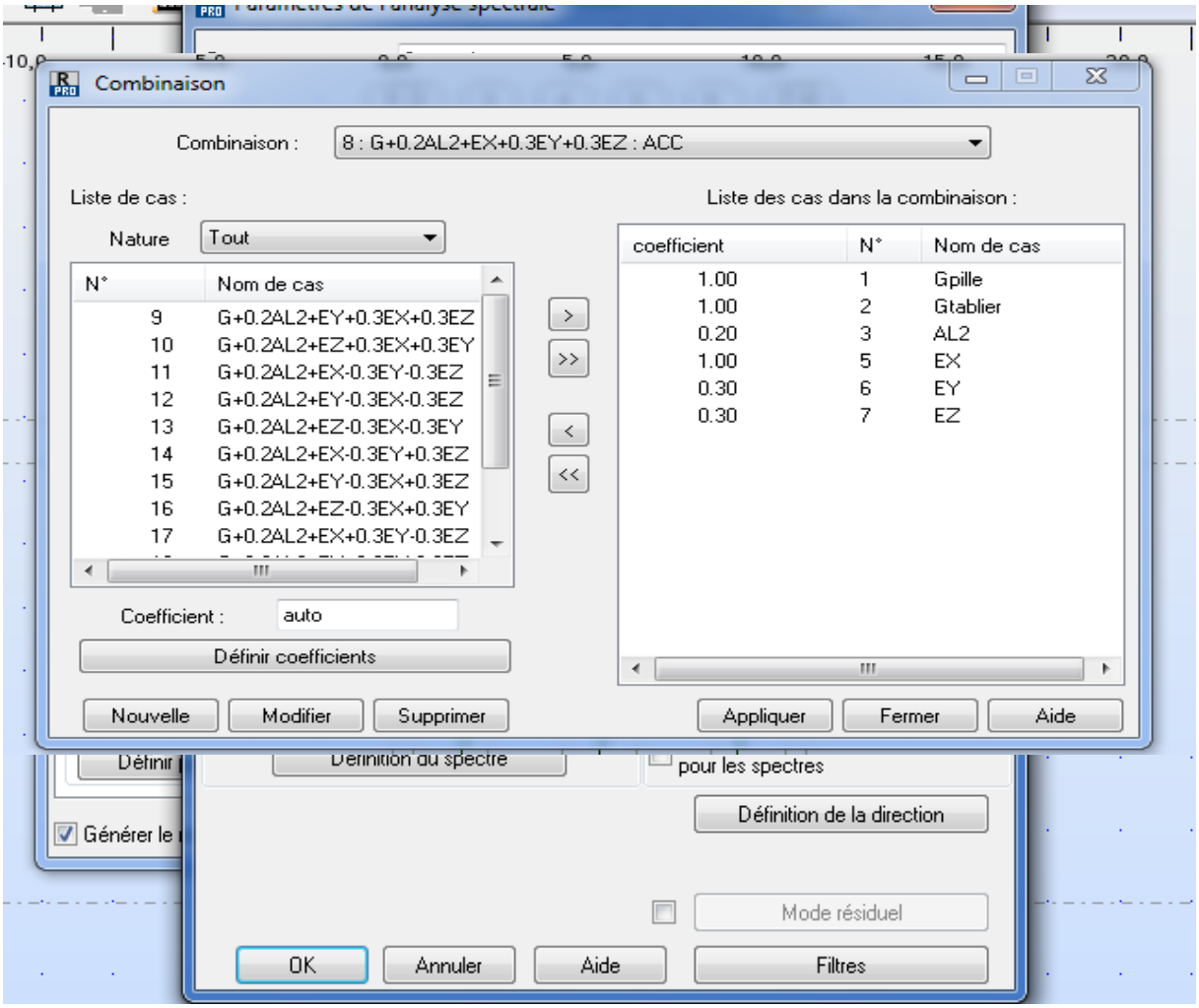




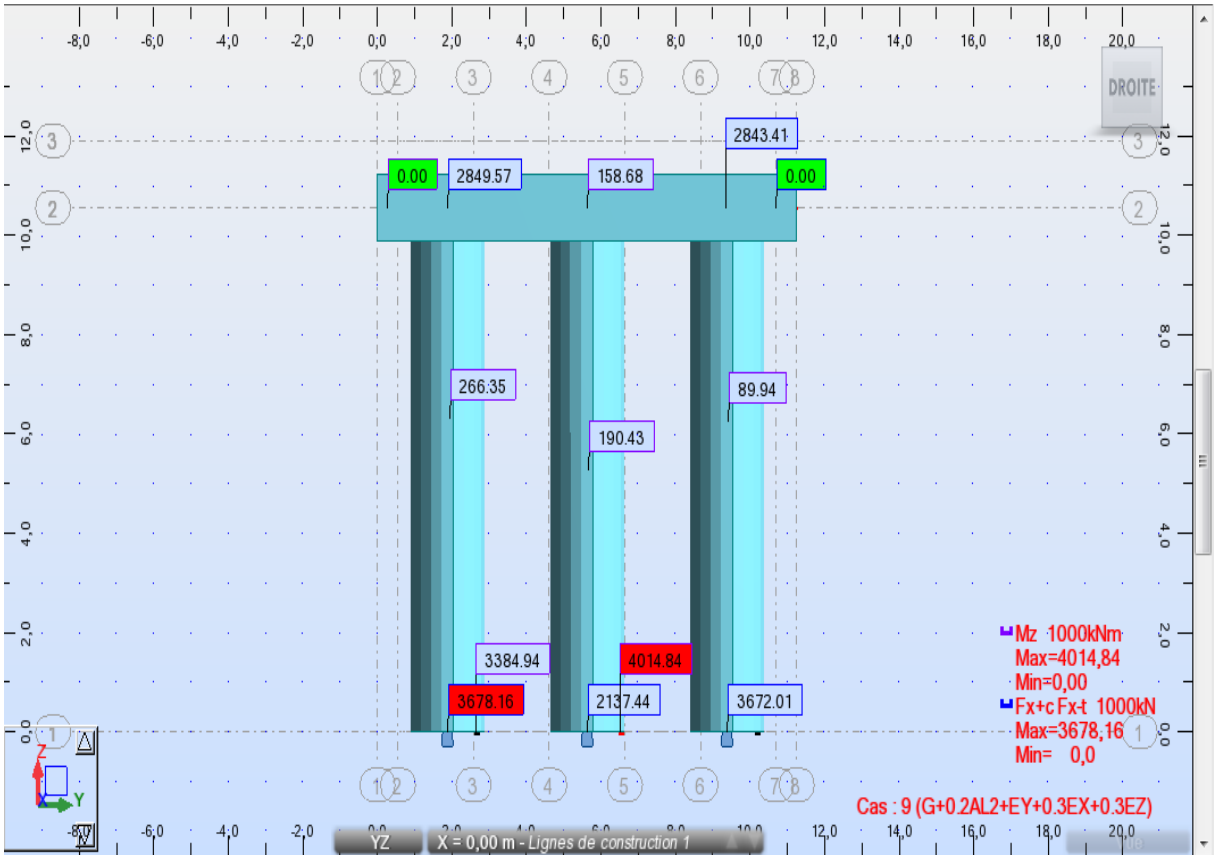
- definir les sepectre et les forces EX EY EZ







-Faire les combinaisons de charge à l'ELA :


DROITE
2843.41
0.00
2849.57
158.68
0.00
266.35
89.94
190.43
3384.94
4014.84
3678.16
2137.44
3672.01
Mz 1000kNm
Max=4014,84
Min=0,00
Fx+c Fx-t 1000kN
Max=3678,16
Min= 0,0
Cas : 9 (G+0.2AL2+EY+0.3EX+0.3EZ)
YZ
X = 0,00 m - Lignes de construction 1

Appareil d'Appui : Dimensionnement / Selon Guide Technique SETRA

a. Aire l'appareil d'appui :

recommendation Setra

$\sigma_{max} = R_{max} / axb \leq \sigma_{adm} =$ 20 MPa

R_{max} : Réaction d'appui à ELU.

R_{max} =	1,34	MN	du ROBOT la reaction max de la poutre
axb ≥	670	cmxcm	

On prendra :

a.b ≈	350	x	350	mm²	122500

b. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

a/10 ≤ T ≤ a/5 (condition de non flambement ; avec a est le plus grand côté)

c. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

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

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{axb} \qquad \beta = \frac{axb}{2xGx(a+b)}$$

module d'elasticité statique

σ_m =	10,94	MPa	G=	0,90	MPa
β =	9,72				
t_s =	1,68	mm			

On prendra :

Feuillets d'élastomère : t_i =	10	mm	selon disponibilité dans tableau	
Frettes métalliques de : t_s =	3	mm	T_d = **60**	mm
Enrobage des chants :	4	mm	T = **45**	mm
Enrobage extérieur : (min) haut et ba	2,5	mm		

f. Calcul des efforts dus à variation linéaire :

F_{bc} =	360	KN
F_{Al} =	115,80	KN
ΔL_T =	0,0084	m
ΔL_{r+f} =	0,0094	m
ΔL_{Fbc} =	0,0122	m
ΔL_{Fal} =	0,0039	m
F_{f+r} =	137,445	KN
F_t =	123,70	KN

$$\varepsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$$

L0 = moitiée de la portée car chaque

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

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

$$F_{r+f} = \frac{nG.a.b\Delta_{r+f}}{T}$$

Vérification des Appareils d'Appui :

1. Résistance à la compression :

On doit vérifier : $\sigma_m \leq 20\,MPa$ Avec : $\sigma_m = \frac{N}{a.b}$

N : Réaction d'appui à ELU.

N =	1,34	MN	σ_m =	**10,94**	MPa

Condition vérifiée

2. Sécurité au flambement :

On doit vérifier : $\gamma_s . Pu \leq Pc$

γ_s : *Le coefficient de sécurité*

Pu : *La valeur maximale des charges verticales à l'ELU*

Pc : *La charge critique de flambement*

E : L'aire nominale de l'appui

d : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc

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

$S = \frac{a.b}{2.t.(a+b)}$: *Le facteur de forme*

h_r : *Epaisseur total du caoutchouc*

t : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc

S =	8,75	
d =	0,013	m
h =	0,060	m
B =	0,12	m²
P_c =	7,32	MN
P_u =	1,34	MN

$P_c = 4.G.B.S^2.d/h$

4,02	MN	≤	**7,32**	MN

Condition vérifiée

si non verifiée on change les dimensic

3. Limitation de la distorsion :

On doit vérifier : $\delta = \tan(\gamma) < \delta_c$

Pour $p = Pu/Pc \leq 0,25$: $\delta \leq 0,7 + 4(\delta o - 0,7)(0,25 - p)$

$\delta o = c/hc$, borné par $[0,7 < \delta o < 2]$

c : diamètre pour un appui circulaire, petit côté pour un appui rectangulaire,

hc : épaisseur totale d'élastomère.

Pour $p \geq 0,25$: $\delta \leq 1,4(1-2p)$

P = P_u / P_o ⇒

P =	0,183	MN > 0.25
γ =	0,08666	m

δ = γ/T

δ_c =	**0,91**	>	**δ =**	**1,926**	

Condition non vérifiée

si non verifiée on fait des dispositifs de non distorsi

si non verifiée on fait des dispositifs de non di

4. Non glissement :

On doit vérifier :

$H < f \cdot N$ Avec $f = 0.1 + (0.6 / \sigma_m)$

a. Pile :

N =	1,01	MN		
σ_m =	8,21	MPa	d'où f =	0,17
0,38	MN <	0,17	MN	Condition non vérifiée

si non verifiée on fait des dispositifs de non g

b. Culée :

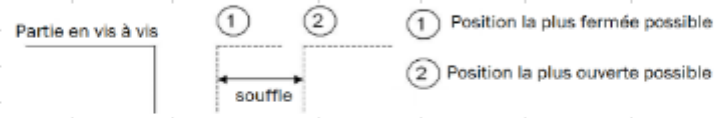
N =	0,92	MN		
σ_m =	7,52	MPa	d'où f =	0,18
0,39	MN <	0,17	MN	Condition non vérifiée

si non verifiée on fait des dispositifs de non g

Le néoprène doit être équiper d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée.

Joint de chaussée :

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



$$W = W_D + 0{,}3W_T + \frac{W_s}{3}$$

W : souffle total du joint,
W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage),
W_T : souffle thermique,
W_s : souffle sismique.

Ws du seisme longi

W =	0,036	m

Geometrie

	H(m)	B(m)	L(m)
Semelle	1,70	6,00	11,70
Chevetre	1,35	2,10	11,25

	H(m)	N°	D(m)
Fûts	10,55	3	2,00

Evaluation des efforts pour 2 Travées chargées

Désig	N (KN)	H (KN)	l_{FV}/o (x/o)	l_{FH}/Ola (y/a,o)	$M_{FV}/_{\bullet}$	$M_{FH}/_{\bullet}$
Semelle	2983,50	/	0,00	0,85	0,00	/
Fûts	2485,79	/	0,00	6,13	0,00	/
Chevetre	797,34	/	0,00	6,80	0,00	/
G Tablier	6853,59	/	0,00	13,60	0,00	/
Hf+r	/	137,45	/	13,60	/	1869,25
HT°	/	123,70	/	13,60	/	1682,33
Somme	13120,22	211,67	/	/	0,00	2878,65
(Al)	1639,11	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1225,76	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1146,61	/	0,00	/	0,00	/
D240	2110,59	/	0,00	/	0,00	/
ST	39,38	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	74,02	/	13,60	/	1006,69
Bc	/	180,00	/	13,60	/	2448,00

CN à L'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file R_1	2ème file R_2	3ème file
G	13120,22	211,67	2878,65	0,00	2878,65	1440,12	1839,93	
G+1.2Al+ ST	15126,53	300,49	4086,68	0,00	4086,68	1607,02	2174,61	
G+1.2Bc +ST	14630,51	427,67	5816,25	0,00	5816,25	1424,91	2232,72	
G+Mc120	14266,83	211,67	2878,65	0,00	2878,65	1583,45	1983,26	
G+D240	15230,81	211,67	2878,65	0,00	2878,65	1703,94	2103,76	
						< 400t	>0	

CN A L'ELU

	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file R_1	2ème file R_2	
1,35G	17712,30	296,88	4037,58	0,00	4037,58	1933,65	2494,42	
1.35G+1.	20397,87	415,32	5648,29	0,00	5648,29	2157,49	2941,98	

1,35G	17712,30	296,88	4037,58	0,00	4037,58	1933,65	2494,42
1.35G+1.6Al+1.6ST	20397,87	415,32	5648,29	0,00	5648,29	2157,49	2941,98
1.35G+1.26B+1.6ST	19736,51	584,88	7954,38	0,00	7954,38	1914,68	3019,45
1.36G+1.35Mc120	20561,59	296,88	4037,58	0,00	4037,58	2289,81	2850,59
1.35G+1.35D240	17765,45	296,88	4037,58	0,00	4037,58	1940,29	2501,07
						< 592.5t	>0

B=	6	m	
R_{min}=	(N/n)-{Myi /Somme(yi²)}		
R_{max}=	(N/n)-{Myi /Somme(yi²)}		
n=	8		
y1=	1,8	Nbre de pieux par file1-	4
y2=	-1,8	Nbre de pieux par file3-	4

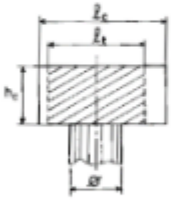
yi = entraxe

Ferraillage du chevetre :

Dimensionnement a la torsion : Setra ppi73

Déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion,
On considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur Lt
est limité par :

$$\begin{cases} \ell_t = \ell_c & \text{si } \ell_c \leq \emptyset + h_c \\ \ell_t = \emptyset + h_c & \text{si } \ell_c > \emptyset + h_c \end{cases}$$



Hc =	1,35	m	
Φ =	2	m	
Lc =	2,1	m	
Lt =	2,1	m	selon conditions

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_t = \frac{C}{2\Omega b_0}$$

b_0 =	0,225	m
Ω =	2,11	m²
P =	6,45	m

b_0 : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $b_0 = H_c/6$;
C : moment de torsion maximal par ml ;
Ω : l'aire de la torsion, $\Omega = (H_c - b_0) \times (l_t - b_0)$

Evaluation de moment de torsion : C=moment de torsion

Phase de construction :

	C= Pg*e	
e =	0,55	m
Pg =	156,23	KN/ml
C =	85,92	KN.m/ml

entraxe entre l'axe du chevetre et l'axe d

Phase de service :

	C= Sur(B240)*e	
e =	0,55	m
Sur =	158,12	KN/ml
C =	86,96	KN.m/ml

choisir la réaction max du tableau descente

C = max (C_1 ; C_2) = 86,96 KN.m/ml

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

σ_s = 333,33 MPa σ_s = 2/3 x f_e

As = 3,99 cm² Soit : 6 **T10** e (m) = 0,25

Calcul des Futs

	H(m)	B(m)	L(m)		H(m)	N°	D(m)
Chevetre	1,35	2,10	11,25	Fûts	10,55	3,00	2,00

Désig	N (KN)	H (KN)	l_{FV}/o (x/o)	l_{FH}/Ola (y/a,o)	$M_{FV}/_{.}$	$M_{FH}/_{.}$
Fûts	2485,79	/	0,00	5,28	0,00	
Chevetre	797,34	/	0,00	11,23	0,00	
G Tablier	6853,59	/	0,00	11,90	0,00	
Hf+r	/	137,45	/	11,90		1635,60
HT°	/	123,70	/	11,90		1472,04
Somme	10136,72	261,15	/	/	0,00	3107,63
(Al)	1639,11	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1225,76	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1146,61	/	0,00	/	0,00	/
D240	2110,59	/	0,00	/	0,00	/
ST	39,38	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	74,02	/	11,90	/	880,85
Bc	/	180,00	/	11,90	/	2142,00

CN à L'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM	
G	10136,72	211,67	2518,82	0,00	2518,82	5089,22
G+1.2Al+ST	12143,03	300,49	3575,84	0,00	3575,84	
G+1.2Bc+ST	11647,01	427,67	5089,22	0,00	5089,22	
G+Mc120	11283,33	211,67	2518,82	0,00	2518,82	
G+D240	12247,31	211,67	2518,82	0,00	2518,82	

Sollicitations les plus défavorables

M_{max} =	1696,41	KN.m/ml	N_{cor} =	3882,34	KN./ml
T_{max} =	142,56	KN./ml	N_{cor} =	3882,34	KN./ml

CN A L'ELU

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	13684,57	296,88	3532,89	0,00	3532,89
1.35G+1.6Al+1.6ST	16370,15	415,32	4942,25	0,00	4942,25
1.35G+1.6B+1.6ST	15708,79	584,88	6960,09	0,00	6960,09
1.36G+1.35Mc120	16533,86	296,88	3532,89	0,00	3532,89
1.35G+1.35D240	13737,73	296,88	3532,89	0,00	3532,89

Sollicitations les plus défavorables

M_{max} =	2320,03	KN.m/ml	N_{cor} =	5236,26	KN./ml
T_{max} =	194,96	KN./ml	N_{cor} =	5236,26	KN./ml

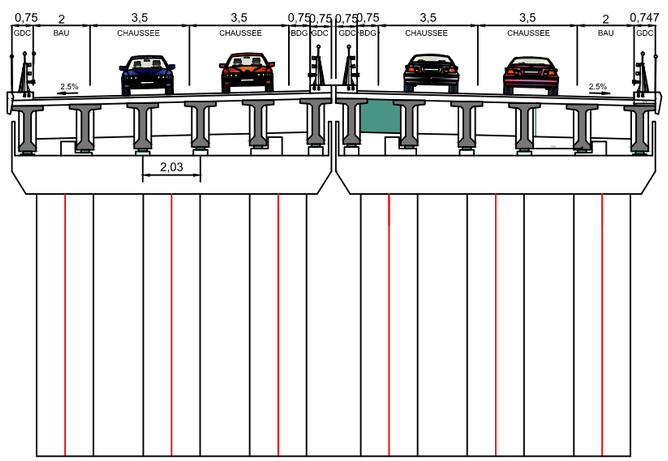
Section d'acier Robot Expert

As =	314,2	cm²	Soit	40T32	e=	15cm

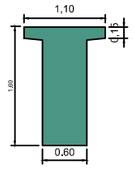
Armatures transversales — Robot Exp

On opte pour	T16	e=	25	Z courant
		e=	12,5cm	Z critique

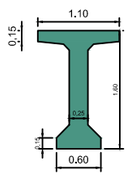
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE ECH:1/220



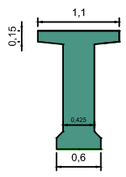
SECTION D'ABOUT ECH:1/75



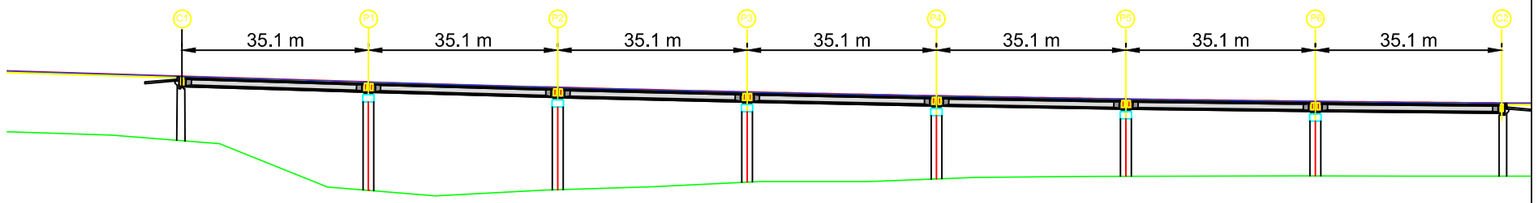
SECTION MEDIANE ECH:1/75



SECTION INTERMEDIAIRE ECH:1/75

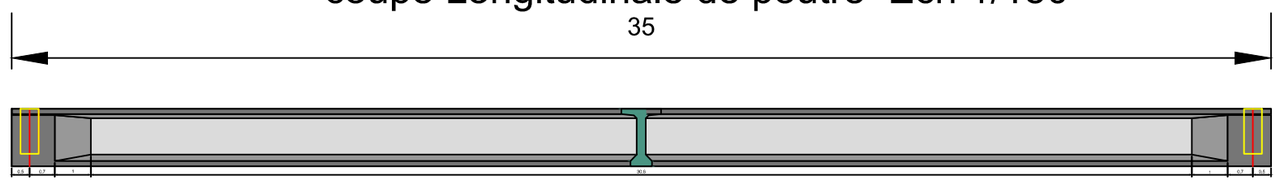


PROFIL EN LONG Ech:1/1000

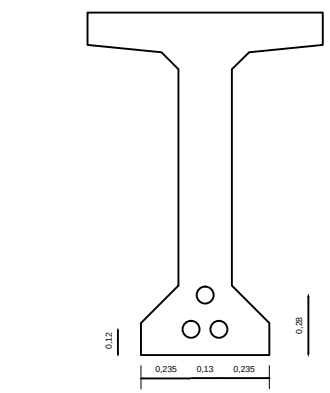


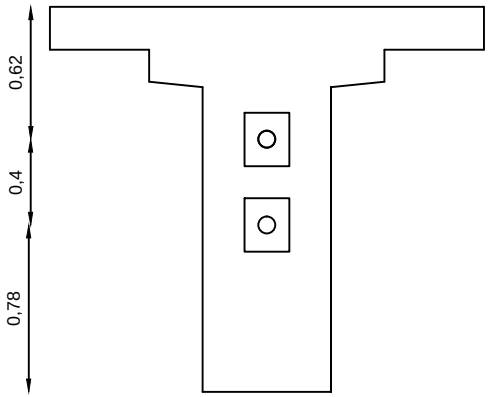
AXE PLAN ECH :1/1100

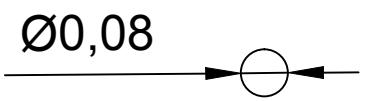
coupe Longitudinale de poutre Ech 1/150

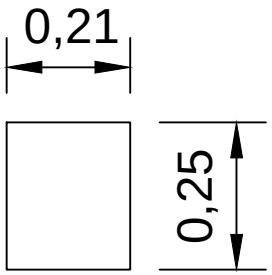


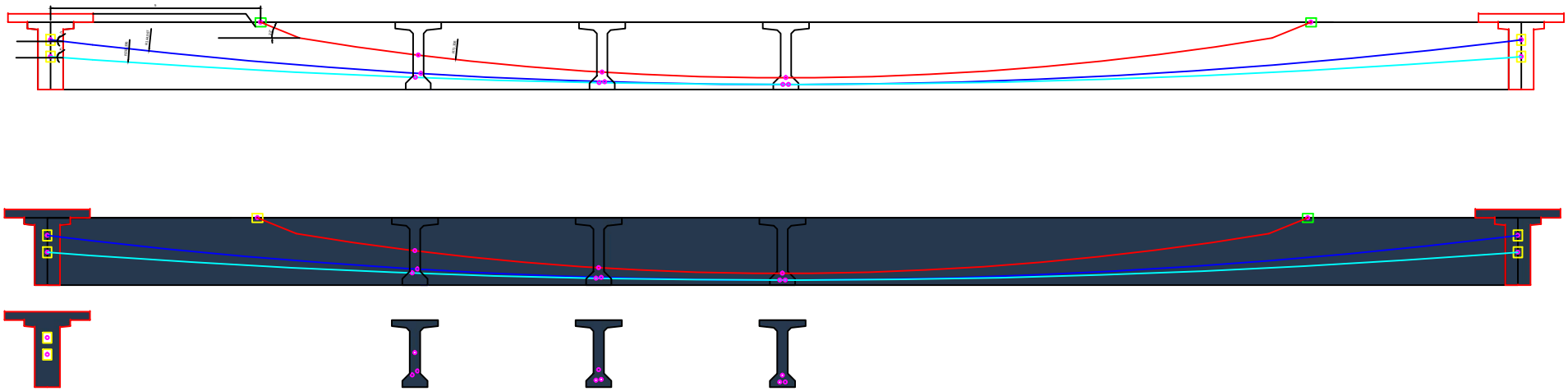
SOUAYAH ALI	OA 15/02 PONT A POTRE EN BETON PRECONTRAINTE	ENSTP 2021











TRACER DES CABLES DE PRECONTRAINTES

SOUAYAH ALI	OA 15/02 PONT A POTRE EN BETON PRECONTRAINTE	ENSTP 2021