

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



Département de Génie Civil

Projet de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme
d'Ingénieur d'État en Génie Civil

THÈME

**Etude d'un pont dalle en béton
précontraint (Pont rail)**

Présenté et étudié :

DEHAM Menad

LADJAL Med Amine

Proposé par :

cosider Engineering
كوسيدار

Encadré par :

S.LAKEHAL

O .BELHADJ

Promotion 2013

Remerciement

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous tenons à remercier M.LECHANI du groupe « COSIDER » pour son aide scientifique, ainsi que ses conseils avisés, et ses remarques pertinentes.

Nous exprimons notre gratitude à l'ensemble du personnel du Groupe « COSIDER ».

Nous remercions aussi à nos promoteurs M. LAKEHAL et M. BELHADJ, pour leur suivi durant l'évolution de ce travail.

Nos remerciements vont également aux membres du jury pour avoir Accepter de lire et d'évaluer notre travail.

Nous remercions vivement Mme. KETAB, Directrice du Département Génie Civil, Pour la confiance qu'elle nous a toujours accordée, pour son soutien permanent et sa forte disponibilité au niveau du département.

Nos sincères remerciements s'adressent aussi à tous les enseignants du département de Génie Civile, qui chacun à sa manière, nous ont accompagné tout au long de notre formation.

Enfin Nous adressons nos plus sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce modeste travail.

Dédicace

Je dédie ce travail :

A mon cher père qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier Pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années D'études, à qui je souhaite un très bon rétablissement que dieu nous le ramène le plus tôt possible parmi nous.

A ma plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers ; ma chère Mère, celle à qui je souhaite une longue vie.

A mes frères et mes sœurs

A toute ma grande famille, qui m'a accompagnée durant ce long Parcours, celle qui m'a offerte tout l'amour.

A tous mes amis

A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apportés l'aide et le soutien durant ces années de formation.

Menad

Je dédie ce travail;

*A ma mère et mon père pour leur patience, leurs sacrifices et
leur soutien,*

A ma très chère grand-mère,

A mes frères et toute ma famille,

A mes amis et tous ceux que

j'aime.

Amine.

ملخص:

يهدف هذا العمل إلى دراسة و تصميم سطح جسر بلطي منجز بخرسانة سابقة الجهاد. هو عبارة

عن جسر سكة حديدية ذو ثلثة مقاطع طوله الجمال 54 م

تستند الدراسة على تقدير الفعّال و القوى المؤثرة إضافة إلى تيرير و مراجعة الحسابات

عند مختلف مراحل الانجاز

CSiBridge. أنجز التصميم بحبكة اعلميه

كلمات مفتاحاه: جسر سكة حديدية, سطح جسر بلطي, خرسانة مضغوطة, خطوط التأثير

Résumé :

Ce travail consiste à étudier le tablier d'un pont de type dalle pleine en béton précontraint. C'est un pont rail à deux travées égales de longueur totale de 54 m.

Une évaluation des charges et surcharges ont été faites. Les efforts ont été déterminés à l'aide du logiciel CSiBridge. Les justifications et les vérifications des contraintes pour chaque étape de phasage ont été effectuées. Enfin, un bilan du travail accompli avec une synthèse des connaissances et des aptitudes acquises a clôturé ce mémoire.

Mots clés: pont rail, pont-dalle pleine, béton précontraint, lignes d'influence.

Abstract :

This work involves the study of Slab Bridge with pre stressed concrete. It is a rail bridge with two equal's pans; its total length is 54 m.

An assessment of costs and surcharges has been made. The efforts have been determined using the software CSiBridge. The justifications and constraints' checks for each stage of phasing have been made. Finally, review the work done with a synthesis of knowledge and skills acquired closed this memory.

Key words: bridge rail, slab deck bridge, pre stressed concrete, influence lines.

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation du projet	
I.1 Introduction	3
I.2 Présentation du projet.....	3
I.3 Situation du projet	3
I.4 Données naturelles.....	3
I.5 Données fonctionnelles.....	4
I.5.1 Tracé en plan.....	4
I.5.2 Profil en long.....	5
I.5.3 Profil en travers.....	6
I.6 Mode de fonctionnement.....	7
I.6.1 Mode isostatique.....	7
I.6.2. Mode hyperstatique.....	7
I.7 Conclusion.....	7
Chapitre II : Conception générale	
II.1.Introduction	8
II.2.Profil en long.....	8
II.2.1.Introduction.....	8
II.2.2. Choix d'une travure.....	8

II.3. profils en travers	9
II.3.1. Introduction	9
II.3.2. Choix du type de dalle	10
II.3.3. Epaisseur économique.....	10
II.4. Vue en plan:	10
II.4. Elancement : (S.E.T.R.A(Ponts-dalles:GuidedeconceptionetPSI.D)).	13
II.4.1. Portée unitaire.....	14
II.5. Domaine d'emploi	16
II.6. Avantages des ponts-dalles dans le cadre de leur domaine d'emploi	16
II.6.1. Minceur et légèreté relatives	17
II.6.2. Construction rustique	18
II.6.3. Grande réserve de sécurité.....	18
II.6.4. Liberté dans la conception des formes.....	18
II.7. Equipements du tablier.....	19
II.7.1. Disposition de retenue	19
II.7.2. Garde-corps	19
II.7.3. Trottoirs	20
II.7.4. Corniche.....	20
II.7.5. Etanchéité	21
II.7.6. Collecte et évacuation de l'eau de pluie.....	21
II.7.7. Joint de dilatation	22
II.7.8. Les appareils d'appui	23
II.8. Confort	23
II.9. Conclusion.....	24

Chapitre III : Caractéristiques des matériaux et pré dimensionnement

III.1 Introduction.....	25
III.2. Le béton.....	25
III. 2.1. Résistance à la compression	25
III.2.2. Résistance à la traction	25
III. 2.3. Déformation longitudinale	26
III. 2.4. Déformation transversale.....	27
III. 2.5. Etats-limites.....	27
III.3. Les aciers	29
III.3.1. Aciers passifs	29
III.3.2. Aciers actifs	31
III.3.3.Procédé utilisé :	31
III.3.4.Caractéristiques des torons	31
III.3.5.Diagramme des contraintes-déformations	32
III.4. Pré dimensionnement :.....	32
III.4.1.La dalle	32
III.4.1.1. Epaisseur de la dalle h :.....	33
III.4.1.2. Largeur de la dalle L_t :.....	33
III.4.1.3. Largeur de l'encorbellement L_e	33
III.4.1.4. Epaisseur de l'encorbellement h_0, e_1, e_2 :.....	34
III.4.2.Caractéristique de la dalle	35
III.4.2.1. Calcul de la section de la dalle	35
III.4.2.2. Calcul du centre de gravité Y_G	35
III.4.2.3. Calcul du moment d'inertie de la dalle.....	36
III.4.2.4. Calcul du rayon de giration	37

III.4.2.5. Rendement Géométrique	37
III.4.2.6. Détermination la largeur équivalente	37
III.5. Conclusion	38
 Chapitre IV: charge et surcharge	
VI.1. Introduction	39
V.2. Calcul des charges permanentes	39
IV.2.1. Poids propre de la dalle	39
IV.2.2. Poids des trottoirs et corniches	39
IV.2.3. Poids du garde-corps	40
IV.2.4. Poids propre du béton de pente	40
IV.2.5. Poids propre du ballast et des équipements de la voie du chemin de fer	41
IV.2.6. Poids propre de la couche d'étanchéité	42
V.3. Evaluation des surcharges	42
IV.3.1. Surcharges sur trottoirs : (art. 1.4 du Livret 2.01 de la S.N.C.F.)	42
IV.3.2. Surcharges sur le garde-corps : S.E.T.R.A (Guide Technique : Garde- corps)	43
IV.3.3. Surcharges ferroviaires	44
IV.3.3.1. Surcharges verticales	44
IV.3.3.2. Chargements verticaux	45
IV.3.3.3. Transmission des charges aux structures	46
IV.3.3.4. Effets dynamiques : (Livret 2.01 art 1.3.2 de la S.N.C.F.)	47
IV.3.3.5. Surcharges horizontales	49
IV.3.3.6. Autres actions variables	51
IV.4. Combinaisons	54
IV.4.1. Introduction	54
IV.4.2. Principes	55
IV.4.3. Groupe de charges	55
IV.4.4. Combinaisons des actions	56

V.4.5. Les combinaisons	58
V.4.5.1. E.L.U. d'équilibre statique.....	58
V.4.5.2. E.L.U. fondamental (Résistance)	59
V.4.5.3. E.L.U. accidentels (Résistance, équilibre statique).....	60
V.4.5.4. E.L.S. Rares	60
V.4.5.5. E.L.S. fréquents	61
V.4.5.6. E.L.S. quasi-permanents.....	61
V.5.Conclusion	61

Chapitre V Modélisation et Sollicitation

V.1. Modélisation	62
V.1.1. Introduction.....	62
V.1.2. Présentation du logiciel	62
V.1.3. Les étapes de la modélisation.....	63
V.1.3.1. 1 ^e étape: Créer un nouveau modèle	63
V.1.3.2. 2 ^e étape: La ligne de référence.....	63
V.1.3.3 3 ^e étape: Les propriétés des matériaux et des sections	64
V.1.3.4 4 ^e étape: La superstructure.....	66
V.1.3.5 5 ^e étape: L'infrastructure.....	67
V.1.3.6 6 ^e étape: La conception du pont	68
V.1.3.7 7 ^e étape: l'analyse.....	69
V.1.4 Introduction des charges dans le CSiBridge	70
V.2 Sollicitations	71
V.2.1. Introduction.....	71
V.2.2. Les diagrammes des moments fléchissants.....	71

V.2.2.1. Moment fléchissant dû au poids propre de la dalle.....	71
V.2.2.2.Moment fléchissant dû aux charges permanentes	72
V.2.2.3.1. Chargement sur une seule voie	72
V.2.2.3.2 Chargement sur deux voies	73
V.2.3. Les enveloppes des moments les plus défavorables.....	74
V.2.3.1. Al'E.L.U.....	74
V.2.3.2. Al'E.L.S.....	74
V.2.4. Les diagrammes des efforts tranchants	75
V.2.4.1. Efforts tranchant dû aux surcharges d'exploitation.....	76
V.2.4.1.1. Chargement sur une seule voie.....	76
V.2.4.1.2. Chargement sur deux voies	77
V.2.5. Enveloppe des efforts tranchants les plus défavorables àl'E.L.U.	78
V.2.6 Les déformations	78
V.2.7 Déformation verticale.....	78
V.2.8. Déplacement longitudinal	79
V.3. Conclusion:	79

Chapitre VI : Etude de la précontrainte

VI.1. Introduction	80
VI.2. Généralités	80
VI.3.Domaine d'application	80
VI.4. Précontrainte par post-tension.....	81
VI.5. Tension à l'origine(B.P.E.L. 91 Chap.3 art.3.1)	83
VI.6. Détermination du tracé optimal.....	84
VI.6.1. Détermination de l'expression de la parabole du tracé optimale	84

VI.6.2. Les équations des paraboles	85
VI.7. Calcul des moments hyperstatiques dus à la précontrainte.....	85
VI.8. Calcul de la force de précontrainte.....	86
VI.9. Calcul du nombre de câbles:(B.P.E.L. 4.1.3)	87
VI.10. Calcul des pertes.....	88
VI.10.1. Pertes de tension instantanées	89
VI.10.1.1. Perte de tension par frottement	89
VI.10.1.2. Perte de tension par recul de l'ancrage	90
VI.10.1.3. Perte de tension par déformations instantanées du béton	91
VI.10.1.4. Pertes de tension instantanées totales.....	92
VI.10.2. Pertes de tension différées.....	93
VI.10.2.1. Perte de tension due au retrait du béton.....	93
VI.10.2.2. Perte de tension due au fluage du béton	94
VI.10.2.3. Perte de tension due à la relaxation de l'acier	94
VI.10.2.4. Les pertes de tension différées totales	95
VI.10.3. Les pertes totales de précontraintes:	96
VI.11. Disposition des câbles.....	96
VI.11.1. Choix de disposition	96
VI.11.2. Détermination de la position des câbles.....	97
VI.11.3. L'équation des câbles	97
VI.11.3.1. Nappe supérieure	97
VI.11.3.2. Nappe inférieure.....	97
VI.12. Conclusion	98

Chapitre VII : ferrailage

VII.1. Introduction	99
VII.2. Ferrailage longitudinale de la dalle	99
VII.2.1. Condition de non-fragilité.....	99
VII.2.2. Vérification des sections tendues	99
VII.2.2.1. Vérification de la section en travée de rive	100
VII .3. Ferrailage transversal de la dalle	100
VII.3.1. Détermination des moments transversaux	100
VII.3.2. Calcul du ferrailage transversal	101
VII.3.2.1. A mi-travée	101
VII.3.2.2. A l'appui intermédiaire	102
VII.4. Justification de la dalle aux contraintes tangentiels	103
VII.4.1. Détermination de l'effort tranchant.....	103
VII.4.2. Calcul du ferrailage de l'effort tranchant.....	104
VII.4.2.1. Ferrailage de la section sur appui de rive	104
VII.4.2.2. Ferrailage de la section sur appui intermédiaire :	106
VII.5. Ferrailage des encorbellements.....	106
VII.5.1. Calcul des efforts dans les sections d'encastrement.....	107
VII.5.2. Calcul des charges et surcharges	107
VII.5.2.1. Calcul du poids propre de l'encorbellement.....	107
VII.5.2.2. Surcharges sur trottoir.....	110
VII.5.2.3. Surcharges sur le garde-corps	110
VII.5.3. Combinaisons d'actions	110
VII.5.4. Calcul du ferrailage de flexion	111

VII.5.4.1. Calcul à l'E.L.U.	111
VII.5.4.2. Vérification à l'E.L.S.	112
VII.5.5. Vérification de l'effort tranchant	112
VII.6. Schéma de ferrailage de la dalle	113
VII.7. Conclusion	114
Conclusion générale	115
Références Bibliographique	
Annexe	

Liste des figures

Figure I. 1. : Vue en plan (1/500).....	5
Figure I. 2. : Profil en long.....	5
Figure I. 3. : Coupe longitudinale	6
Figure I. 4. : Coupe transversale du tablier	6
Figure.II. 1 : Cas d'un passage supérieur.....	14
Figure.II. 2 : Cas d'un passage inférieur comportant deux chaussées séparées par Central	15
Figure.II. 3: Vue en plan d'un pont biais	16
Figure.II.4: Glissière de sécurité.....	19
Figure.II. 5: Schéma du garde-corps type BN4	20
Figure.II. 6: Pentes transversales pour l'évacuation des eaux	21
Figure.II. 7: Joint en élastomère	22
Figure.II. 8: Joint avec retenue du ballast	22
Figure.III.1. Déformation du béton sous chargement instantané.....	26
Figure.III .2. Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'E.L.U.....	28
Figure.III.3. Diagramme déformations-contraintes.....	30
Figure.III.4 : Disposition des torons 15T15	31
Figure.III. 5: Diagramme des contraintes-déformations de calcul des torons.	32
Figure.III .6: Dimensionnement des parties transversales de la dalle	33
Figure.III .7: Détails sur l'encorbellement	34
Figure III. 8: Coupe transversale dans le tablier.....	34
Figure.III. 9: Schéma de la demi-dalle.....	35
Figure.III. 10: Largeur équivalente.....	38
Figure. IV. 1 : Coupe transversale du trottoir avec la corniche	40
Figure. IV. 2: Schéma du béton de pente.....	41
Figure. IV. 3: Distribution des charges sur le garde-corps	43

Tables des illustrations

Figure. IV. 4: Schéma de charge UIC 71 et valeurs caractéristiques des charges verticales...	44
Figure. IV. 5: Schémas de charges SW.....	45
Figure. IV. 6 : Répartition sur une bande a_1	46
Figure. IV. 7 : Répartition sur une bande a_2	47
Figure.V. 1 : Image du logiciel ‘CSiBridge ‘ version15.....	62
Figure.V. 2 : Nouveau modèle.....	63
Figure.V. 3: Panneau de la Ligne de référence.....	63
Figure.V. 4: Création de la Ligne de référence.....	64
Figure.V. 5: Panneau des composants.....	64
Figure.V. 6: Tableau de définition des propriétés des sections.....	65
Figure. V. 7: Liste des sections.....	65
Figure.V. 8: Icône Superstructure.....	66
Figure.V. 9: Tableau des dimensions de la section transversale.....	66
Figure.V. 10: Icône Infrastructure.....	67
Figure.V. 11 : Détail des propriétés de la culée.....	67
Figure.V. 12: Détail des propriétés de la pile.....	67
Figure.V. 13: Détails de la pile.....	68
Figure.V. 14: Panneau Pont.....	68
Figure.V. 15: Tableau ‘Bridge Object Data’.....	69
Figure.V. 16: Panneau Analyse.....	69
Figure.V. 17: Modèle du pont en 3-D.....	70
Figure.V. 18: Panneau ‘Load Patterns’.....	70
Figure.V. 19: Icône ‘Vehicles’.....	71
Figure.V. 20: Diagramme du moment fléchissant dû au poids propre de la dalle.....	71
Figure.V. 21: Diagramme du moment fléchissant dû aux charges permanentes.....	72
Figure.V. 22: Enveloppe des moments dus aux surcharges UIC71 + SW/0 sur une voie.....	72
Figure.V. 23: Enveloppe des moments dus aux surcharges SW/2 sur une voie.....	73
Figure.V. 24: Enveloppe des moments dus aux surcharges UIC71 + SW/0 sur deux voies.....	73
Figure.V. 25: Enveloppe des moments dus aux surcharges SW/2 sur deux voies.....	73
Figure.V. 26: Enveloppe des moments dus aux surcharges ‘Train à vide’ sur deux voies.....	74
Figure.V. 27: Enveloppe des moments fléchissants les plus défavorables à l’E.L.U.....	74
Figure.V. 28: Enveloppe des moments fléchissants les plus défavorables à l’E.L.S.....	75

Tables des illustrations

Figure.V. 29: Diagramme de l'effort tranchant dû au poids propre de la dalle.....	75
Figure.V. 30: Diagramme de l'effort tranchant dû aux charges permanentes.....	75
Figure.V. 31: Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges UIC71 + SW/0 sur une voie.....	76
Figure.V. 32: Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges SW/2 sur une voie.....	76
Figure.V. 33: Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges UIC71 + SW/0 sur deux voies.....	77
Figure.V. 34: Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges SW/2 sur deux voies ...	77
Figure.V. 35: Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges 'Train à vide' sur deux voies.....	77
Figure.V. 36: Enveloppe des efforts tranchants les plus défavorables à l'E.L.U.....	78
Figure.V. 37: La déformée verticale de la dalle due à son poids propre (en mètre).....	78
Figure.V. 38 : Le déplacement longitudinal sous l'action de démarrage et de freinage.....	79
Figure .VI.1 : Principe de la précontrainte.....	81
Figure .VI.2 : Etape de réalisation de la précontrainte.....	82
Figure .VI. 3: La mise en tension des câbles ..	82
Figure .VI.4 : Schéma illustrant le trace du câble de précontrainte.....	84
Figure .VI.5 : Méthode des trois moments.....	85
Figure .VI.6 : Disposition des câbles.....	97
Figure .VI.7 : Disposition finale des câbles.....	98
Figure. VII. 1 : Schéma de contraintes à mi travée.....	100
Figure. VII. 2: Enveloppe des efforts tranchants à l'E.L.U.....	104
Figure. VII. 3: Coupe transversale de la dalle.....	107
Figure. VII. 4 : Coupe transversale de l'encorbellement.....	107
Figure. VII. 5: Coupe transversale du trottoir avec corniche.....	108
Figure. VII. 6: Schéma de ferrailage en travée.....	113
Figure. VII. 7 : Schéma de ferrailage sur appui intermédiaire.....	114

Liste des tableaux

Tableau. II. 1: Relation entre le nombre de travées et l'élancement.....	16
Tableau. III.1. Limitation des contraintes admissibles de traction	30
Tableau. III. 2: Calcul du centre de gravité	36
Tableau. III. 3: Moment d'inertie de la dalle.....	37
Tableau. IV. 1: Récapitulatif des charges permanentes.....	42
Tableau. IV. 2: Valeurs caractéristiques des charges verticales pour schémas de charge sw... 45	
Tableau. IV. 3 : Valeurs caractéristiques des gradients linéaires de température pour différents groupes de tabliers de ponts	54
Tableau. IV. 4: Groupes de charges	55
Tableau. IV. 5: Définition des combinaisons de dimensionnement	56
Tableau. IV. 6: Définition des combinaisons à l'ELS	56
Tableau. IV. 7 : Définition des combinaisons à l'ELU.....	56
Tableau. IV. 8: Coefficients ψ	57
Tableau. IV. 9: Coefficient γ	57
Tableau. VI. 1: Valeurs des pertes par frottement à différentes sections	90
Tableau. VI. 2 : Valeurs des pertes par recul d'encrage a différentes sections	91
Tableau. VI. 3: Valeurs des pertes par déformation instantanée du béton à différentes section	92
Tableau. VI. 4: Valeurs des pertes instantanées totales	92
Tableau. VI. 5: Valeurs des pertes dues au retrait du béton à différentes sections	93
Tableau. VI. 6: Valeurs des pertes dues au fluage du béton à différentes section	94
Tableau. VI. 7: Valeurs des pertes dues a la relaxation des aciers.....	95
Tableau. VI. 8: Valeurs des pertes différées totale	95
Tableau. VI. 9: Valeurs des pertes totale de précontraintes	96

Tableau. VII .1: Valeurs des moments transversaux.....	101
Tableau. VII. 2: Valeurs de l'effort tranchant.....	104
Tableau. VII. 3 : Calcul de centre de gravité de l'encorbellement	108
Tableau. VII. 4 : Calcul du centre de gravité du trottoir avec corniche.....	109

Introduction générale

Les différentes études de développement et de transports ont toujours fait ressortir la nécessité économique, de disposer progressivement de capacités supplémentaires. Chose qui a poussée les autorités algériens de consentir un large programme de développement, d'extension et de modernisation des réseaux routiers et ferroviaires.

Parmi les wilayas concernées par cette nouvelle politique de développement, la wilaya de MSILA où s'implante le projet de la réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire de 151KM qui relie la ville de MSILA a la gare multimodale de BOUGHEZOU. L'importance de cet axe ferroviaire et la diversité du relief traversé, ont imposé la réalisation de 56 ouvrages d'art qui vont faire face aux différents obstacles rencontrés.

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, COSIDER Engineering nous a proposé un de ces projet qui porte sur « l'étude d'un pont dalle en béton précontraint »

Nous entamerons notre travail par la présentation du projet qui est en cours de réalisation, et on fixe une variante de pont parmi celles proposées tout en s'intéressant à la conception générale des ponts-dalles selon le guide de conception S.E.T.R.A ,puis on donne les différentes caractéristiques des matériaux utilisés, le pré dimensionnement des éléments constitutifs du pont, ainsi qu'une définition des charges et surcharges susceptibles d'y être appliquées.

Une fois toutes les charges définies, on passera au calcul des différentes sollicitations et pour ce faire, on fera appel au logiciel **CSiBridge** issu du module **Bridge** proposé par les versions14 du logiciel **SAP2000**, pour une modélisation du tablier, vu la complexité de la structure et de son fonctionnement hyperstatique. Chose qui nous permettra d'extraire les différentes sollicitations (moments fléchissants et efforts tranchants...) ainsi que les déformations engendrées par les charges et surcharges.

Par la suite nous exploiterons les résultats obtenus, pour le calcul de la précontrainte, le nombre de câbles nécessaires et établirons ensuite leur tracé. Une fois le tracé définie, nous évaluerons les différentes pertes de précontrainte, et vérifierons les contraintes dans la dalle aux différentes phases de construction. Enfin nous calculerons les quantités d'armature pour

le ferrailage passif des différentes sections de la dalle avec la présentation des schémas détaillés.

Au terme de ce travail, nous dresserons un bilan du travail accompli ainsi qu'une synthèse des connaissances et aptitude acquise.

I.1 Introduction

La conception d'un ouvrage est basée sur l'optimisation technique, économique, et esthétique de la structure. Après avoir analysé l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles qui lui sont imposées, on intègre un certain nombre d'exigence de qualité architecturale ou paysagère.

I.2 Présentation du projet

Notre projet est conçu pour permettre à la voie projetée de franchir les obstacles rencontrés (vallées, oueds, routes, oléoducs et gazoducs) situé entre le (PK230+651) et le (PK230+726). Il comporte deux travées solidaires ayant chacune une longueur de 27 m. Le tablier est de type dalle-pleine précontraint longitudinalement avec deux larges encorbellements.

I.3 Situation du projet

Le présent projet a pour objet la construction du tronçon BOUGHEZOUL-M'SILA dans le cadre de la réalisation de la rocade des hauts plateaux et ses interconnexions avec la rocade ferroviaire Est-Ouest (Oran-Alger-Annaba).

Le tronçon BOUGHEZOUL-M'SILA a une longueur de 151.125 Km, allant du PK 129+900 (point de départ à la gare voyageurs de BOUGHEZOUL) au PK 298+400 (raccordement à la gare existante de M'SILA).

L'allure générale de l'ouvrage est définie par ses données fonctionnelles relatives à la portée : le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

I.4 Données naturelles

Les données relatives au site où notre ouvrage sera érigé, rapportées par le Laboratoire des Travaux Publics du Sud, sont résumées comme suit :

➤ Géologie du site

La reconnaissance géologique du site a été faite au moyen de cinq (05) sondages carottés, et les coupes lithologiques définissant chaque sondage réalisé sur le terrain ont montré que le sol de fondation de notre ouvrage est formé d'une dalle calcaire et recouvert par un remblai d'épaisseur variable sur le côté du Chemin de Wilaya CW147.

➤ **Hydrologie du site**

Il est nécessaire de connaître les niveaux d'eau qui influent sur la conception générale du franchissement.

➤ **Données géotechniques**

Pour déterminer les caractéristiques géotechniques du sol devant recevoir les fondations de notre ouvrage, des échantillons ont été prélevés de la dalle calcaire afin de les soumettre aux analyses de laboratoire. Pour déterminer la résistance à la compression simple du massif rocheux, des carottes normalisées (H=2D) prélevées à des différentes profondeurs ont été soumis à l'écrasement, ainsi les valeurs obtenues montrent que la résistance moyenne du massif rocheux est de 216 bars. D'autre part, le choix du type de fondation à réaliser dépend de la nature du sol et ses caractéristiques géotechniques.

➤ **Données sismologiques :**

La région de MSILA est située dans une zone de moyenne sismicité, classée selon les Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art (RPOA 2008) comme suit :

- Zone sismique : **2** (sismicité moyenne)
- Groupe de pont : **3** (pont d'importance moyenne)
- Site : **catégorie S₂** (site ferme)

I.5 Données fonctionnelles :

Les données relatives à la portée qui présentent notre ouvrage sont les suivantes :

I.5.1 Tracé en plan

En plan, le tracé ferroviaire s'inscrit dans une directrice courbe de rayon $R = 3000$ m entre le (PK 230+651) et le (PK 230+726).

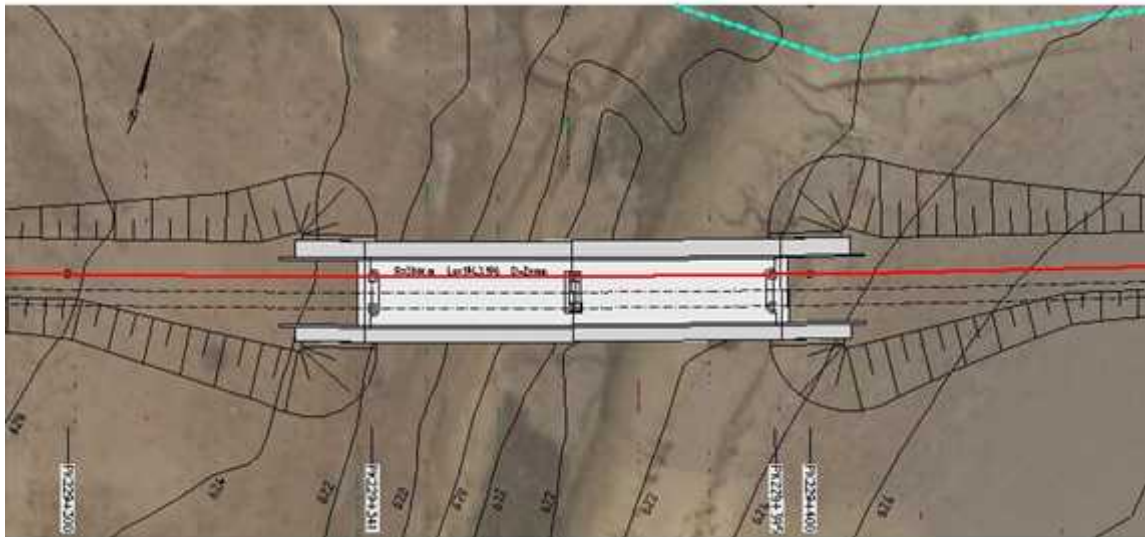


Figure. I.1. Tracé en plan

I.5.2 Profil en long

Le pont présente une longueur totale de 54 m entre les axes des culées , comportant deux (02) travées de 27 m .

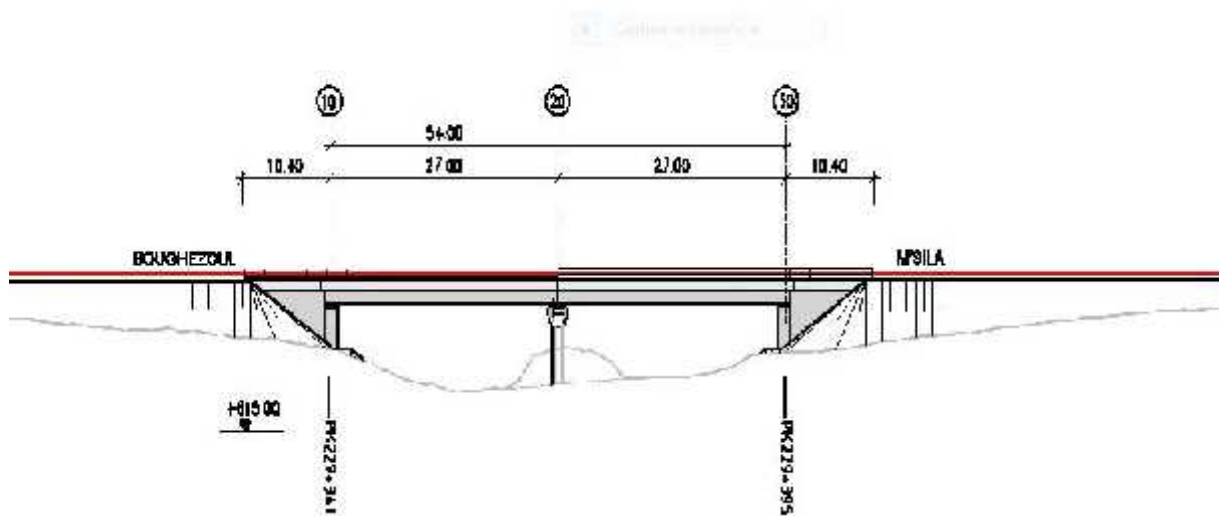


Figure. I.3. Profil en long

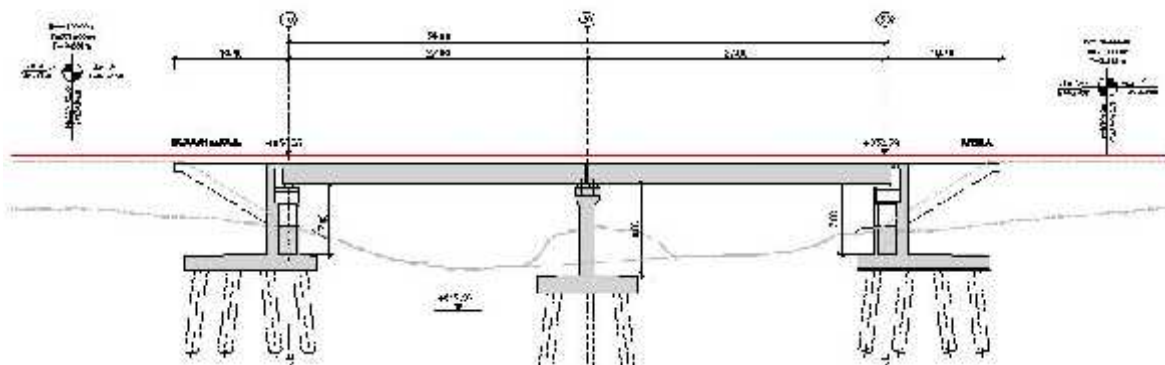


Figure I. 3. : Coupe longitudinale

I.5.3 Profil en travers

La largeur totale de notre ouvrage est de 13.56 m, la plate-forme ferroviaire présente 8.72m avec un dévers de 2% et la largeur de chaque trottoir est de 1 m.

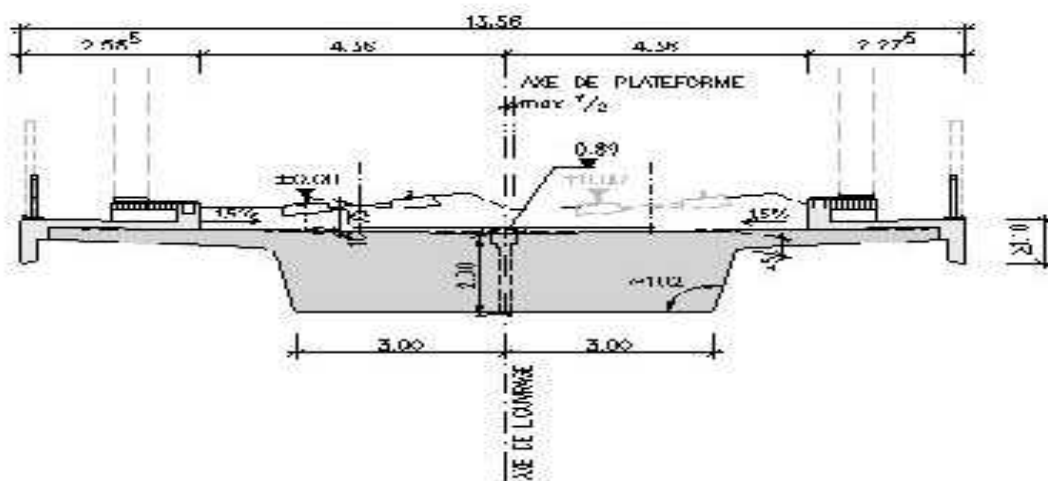


Figure. I.4. Coupe transversale du tablier

I.6 Mode de fonctionnement

Après avoir fixé le type d'ouvrage adéquat pour notre projet, il reste à déterminer son mode de fonctionnement tout en considérant les critères suivant :

- Fiabilité de l'ouvrage
- Durabilité
- Facilité d'adaptation au projet
- Facilité de mise en œuvre.
- Economie.

A présent on présente les deux modes de fonctionnement :

I.6.1 Mode isostatique

- Facilité de fixation (méthode d'exécution).
- Plus de joints intermédiaires.
- Plus de plaques d'appuis.
- Plus de poids.

I.6.2. Mode hyperstatique

- Possibilité de franchir des portées importantes.
- Moins de joints intermédiaires et moins de plaques d'appuis.
- Nécessite une main d'œuvre spécialisée.
- Dégage un grand gabarit. En tenant compte des critères cités ci-dessus, notre choix se porte sur le mode hyperstatique qui permettra un bon fonctionnement à notre ouvrage.

I.7 Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes variantes pour la réalisation de notre projet, et on a opté pour un pont à poutre dalle, qui répond le mieux aux critères de comparaison et tient compte des données propres à ce projet.

Chapitre II

Conception Générale

II.1. Introduction

Un pont-dalle comme tout ouvrage d'art doit allier les qualités fonctionnelles, économiques et esthétiques.

Le rôle fonctionnel de l'ouvrage (portance, capacité d'écoulement du trafic, facilité d'entretien et sécurité pour les usagers) est évident et constitue sa destination même. Il en est de même pour ce qui concerne le côté économique. Quant à son aspect, c'est-à-dire la beauté et l'intégration dans le site, celles-ci le rendent digne de sa qualification d'ouvrage d'art.

II.2. Profil en long

II.2.1. Introduction

Les ponts-dalles sont constitués dans le sens longitudinal par une dalle pleine de béton coulé en place, à inertie constante, à travées unique ou à plusieurs travées continues sur appuis simples.

L'épaisseur optimale de la dalle qui dépend essentiellement de la répartition des travées, de la portée la plus longue de l'ouvrage ainsi que le type de voie portée, varie de 0,45 m et 1 m pour les ponts routiers et de 0,8 m et 1,8 m pour les ponts ferroviaires.

Le tablier de type PSI.DA (Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Armé) est armé longitudinalement et transversalement. Le tablier PSI.DP (Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Précontrainte) est armé transversalement et précontraint longitudinalement par des câbles, généralement filants d'un about à l'autre.

La précontrainte longitudinale intervient, par son effort normal et ses poussées au vide, dans le sens d'une réduction des efforts dans la structure (efforts de traction). Les tabliers PSI.DP ont un meilleur élancement et une consommation en aciers passifs plus faible que les tabliers PSI.DA, qu'il s'agisse des ferraillements longitudinal, transversal ou des cadres et étriers.

II.2.2. Choix d'une travure

La longueur d'un ouvrage de même que sa travure (nombre, répartition et longueur des travées) jouent un rôle important dans l'économie de l'ouvrage et dans son intégration au tracé et au site.

Dans la mesure du possible, l'implantation des appuis suit les considérations suivantes :

- Un nombre impair de travées dont la longueur va en décroissant du milieu du pont à chacune des culées offre un aspect satisfaisant.
- En ce qui concerne le rapport entre la portée des travées de rive et celle de la travée adjacent, il ne doit pas descendre au-dessous de 0,5 dans le cas courant et de 0,6 dans le cas d'un pont biais.
- De nombreuses travées égales en longueur engendrent une sensation de monotonie, cette sensation se trouve encore accentuée lorsque le tablier et les appuis délimitent des tirants d'air mal proportionnés en ce qui concerne le rapport hauteur/portée. Ce rapport ne doit pas trop dépasser la valeur 0,62. Cependant, des tirants d'air trop étirés dans le sens horizontal, ne sont pas non plus souhaitables car ils donnent alors une impression d'écrasement.

Le rapport entre la portée des travées de rive et celle de la travée centrale ne doit pas dépasser **0,85**, pour des raisons d'aspect et aussi de dépenses supplémentaires en armatures. Il s'agit par conséquent de respecter les règles de bonne proportions mais également celle d'ordre technique et économique.

Signalons enfin que les tabliers à hauteur constante donnent un aspect mieux réussi que ceux à hauteur variable. De même, on accepte mieux un tablier à hauteur réduite, même si ce choix entraîne une diminution des portées, qu'un tablier épais avec des appuis espacés.

II.3. Profils en travers

II.3.1. Introduction

La section transversale de la dalle peut être rectangulaire ou comporte des encorbellements. La portée maximale des travées dépend de l'importance des encorbellements, qui augmente le rendement de la section.

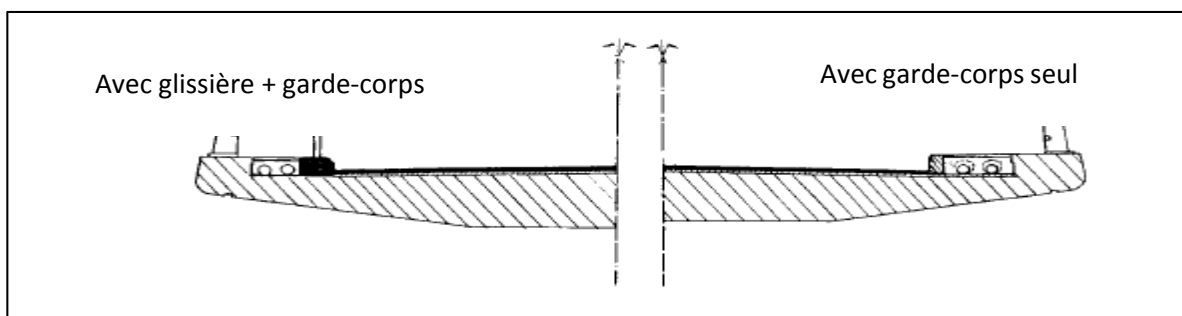


Figure. II. 1 : Cas d'un passage supérieur.

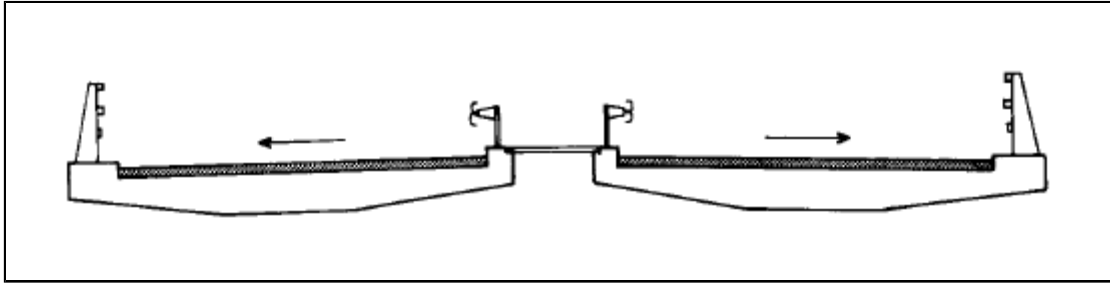


Figure. II. 2 : Cas d'un passage inférieur comportant deux chaussées séparées par un vide central.

II.3.2. Choix du type de dalle

La dalle rectangulaire est réalisée par un coffrage plus simple que celui des dalles à encorbellements, mais devient trop lourde pour le franchissement des portées supérieures à une vingtaine de mètres.

II.3.3. Epaisseur économique

D'une façon générale, l'épaisseur économique d'un tablier-dalle PSI.DP est essentiellement fonction :

- De ses caractéristiques géométriques : nombre, répartition et longueur des travées ;
- Du profil en travers de l'ouvrage (largeur et nombre de voies chargeable....).

II.4. Vue en plan :

Les tabliers dalles sont dans leur majorité peu biais (biais moyen supérieur à 80 grades) et à faible courbure en plan. Il faut cependant noter que l'exécution en place peut confier une grande liberté dans la conception des formes ainsi que la possibilité de s'adapter à toute difficulté d'implantation et peut ainsi contribuer, dans le cas d'ouvrage en ville, à l'enrichissement architectural urbain.

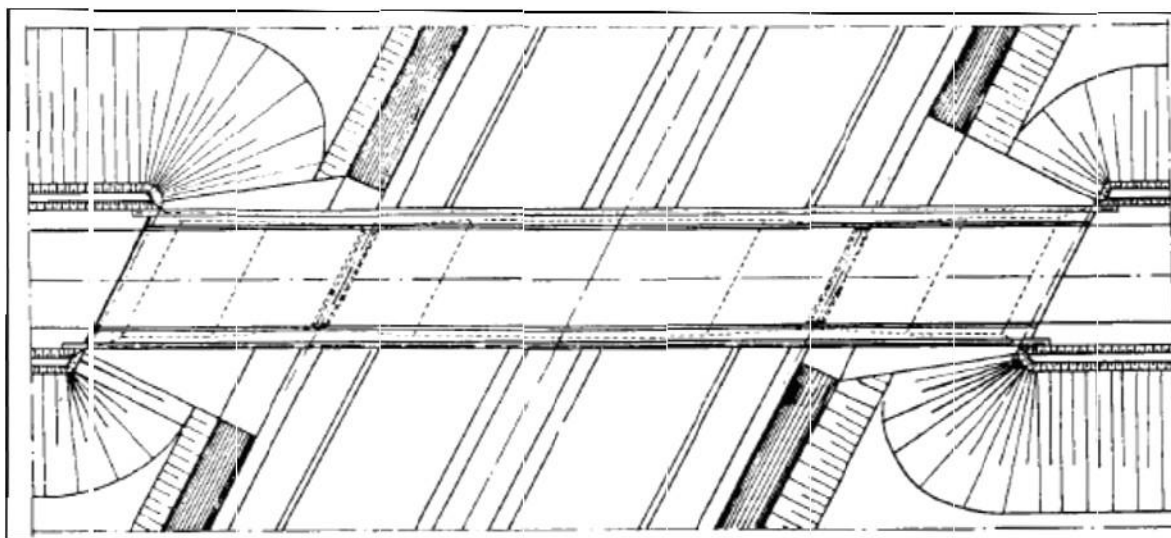


Figure. II.3 : Vue en plan d'un pont dalle en précontraint.

Remarque :

Le biais est défini conventionnellement par l'angle de biais géométrique formé par l'axe longitudinal de l'ouvrage et la direction des lignes d'appui, donc plus l'ouvrage est biais, plus l'angle de biais ainsi défini est petit.

II.4.Elancement : (S.E.T.R.A (Ponts-dalles : Guide de conception et PSI.D)).

L'un des plus grand avantage des ponts dalles est leur très fort élancement, tant du point de vue esthétique que technique. A titre indicatif, les élancements courants (rapport de l'épaisseur sur la portée la plus longue) sont les suivants :

Tableau. II. 1 : Relation entre le nombre de travées et l'élancement

		Travée unique	Deux travées	Trois travée ou plus
PSI.DP	Dalles rectangulaires	1/22 à 1/25	1/28	1/33
	Dalle à larges encorbellements		1/25	1/28

Les valeurs dans le tableau précédant sont destinées pour les ponts dalles routiers. Cependant, pour les ponts-dalles ferroviaires, leur épaisseur économique est voisine de 1,8 fois celle des ponts-dalles routiers.

II.4.1. Portée unitaire

Les portées comprise entre 14 m et 25 m, voire 30 m, relèvent du domaine d'emploi de la dalle en béton précontraint avec ou sans encorbellements latéraux. Cependant, la dalle à encorbellements s'impose économiquement pour les portées dépassant une vingtaine de mètres.

Dans le cas des ponts-dalle à trois travées, le rapport entre la longueur de la travée de rive et celle de la travée centrale ne devant pas descendre en-dessous de 0.5, seuls certains franchissements dégageant un grand tirant d'air permettent, grâce à l'allongement de la travée de rive, d'atteindre un équilibre qui évite le risque de soulèvement. Dans de tels franchissements, du fait, d'une part, des proportions entre les différentes travées et, d'autre part, de la faible largeur de la dalle et des encorbellements, qui réduisent le volume des éléments porteurs, le tablier à trois travées en dalle pleine continue d'épaisseur constante est le type d'ouvrage qui semble parfaitement adapté sur les trois plans technique, esthétique et économique.

II.5. Domaine d'emploi

Les ponts-dalles constituent une solution viable pour le franchissement des brèches de longueur variante de 15 m à 60 m avec des portées unitaires maximales de 25 m environ. Il s'agit donc d'un type d'ouvrage très fréquemment utilisé pour les passages supérieurs ou inférieurs autoroutiers, certains ponts rails, tranchées couvertes et passerelles pour piétons.

Les tabliers du type PSI.DP ou PSI.DA sont plus économique que les tabliers à poutres sous-chaussées en béton armé coulés en place. En effet, s'ils consomment en moyenne un peu plus de béton que ces derniers, ils permettent de gagner beaucoup sur les coffrages et surtout, le gain est très important sur les cadences d'exécution. De plus, la simplicité des formes,

la possibilité de réutiliser les cintres et les coffrages, l'utilisation d'une main-d'œuvre non spécialisée (exception faite pour la mise en tension des câbles de précontrainte), donc moins onéreuse, compensent une consommation plus importante des matériaux.

La structure de pont-dalle présente suffisamment de souplesse pour s'adapter à presque tous les rétablissements routiers ou autoroutiers. D'autres cas particuliers pour lesquels on a fait appel à cette structure concernant les tranchées couvertes, les ponts rails et les passerelles pour piétons.

II.6. Avantages des ponts-dalles dans le cadre de leur domaine d'emploi

II.6.1. Minceur et légèreté relatives

Possibilité fréquente d'accepter dans ces conditions une fondation superficielle sous réserve d'avoir un sol portant à proximité du niveau du terrain naturel. Dans le cas contraire, on aura recours à des fondations profondes ou semi-profondes.

II.6.2. Construction rustique

En raison de l'absence de retombées dans les ponts-dalles, leur coffrage et cintre sont plus simples que pour les structures à poutres coulées en place. Ce gain est d'autant plus significatif que la main-d'œuvre est moins importante et pas nécessairement spécialisée dans la mise en œuvre du ferrailage et de la précontrainte. Néanmoins elle doit être qualifiée pour la mise en tension et l'injection. Ces conditions favorables rendent l'exécution à la fois facile et rapide, ce qui conduit à des prix unitaire bas et compense une consommation de béton et d'aciers évidemment supérieure à celle d'ouvrage à poutres.

II.6.3. Grande réserve de sécurité

Comportement satisfaisant sous fissuration et réserve élevée en flexion. Ces avantages ont pour effet de rendre les dalles insensibles aux tassements différentiels d'appuis inférieur à 3 cm.

De même, les dalles, grâce à l'importance de leur rigidité horizontale, peuvent résister sans trop de dommage aux chocs de véhicules lourds circulant sur la voie franchie.

II.6.4. Liberté dans la conception des formes

Enfin, les ponts-dalles, du fait qu'ils soient construits par coulage en place, s'adaptent à toute difficulté d'implantation. Le projeteur est ainsi libre dans sa conception des formes (ponts courbe, ponts en Y, tabliers comportant des élargissements...).

II.7. Equipements du tablier

Ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage, cependant leur présence n'est pas sans incidence sur l'aspect, la sécurité et la pérennité de l'ouvrage.

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant les équipements.

II.7.1. Disposition de retenue

C'est des dispositifs susceptibles d'être utilisés pour réduire ou annulé les conséquences qui pourraient être graves lorsqu'un usager quitte accidentellement la zone qui lui est réservée. Leur présence n'est pas sans incidence sur l'aspect de l'ouvrage, elles contribuent à modifier la face vue du tablier, donc leur choix et leur implantation doivent répondre aux critères de sécurité, d'esthétique, et être compatible avec la destination de l'ouvrage (pont, passerelles...). Et puis le but recherché.

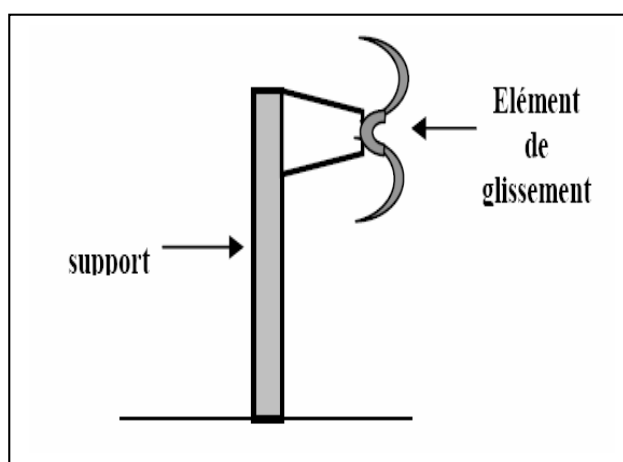


Figure. II. 4 : Glissière de sécurité.

II.7.2. Garde-corps

Les garde-corps courants ne retiennent guère que les corps humains, un garde-corps renforcé paraît difficile à mettre au point et ne semble pouvoir au plus retenir que des voitures légères dans des conditions relativement favorables.

Puisque notre ouvrage est en rase campagne ou la circulation piétonnière est admise, on a opté à un garde-corps de type 'BN4' en acier qui est couramment utilisé.

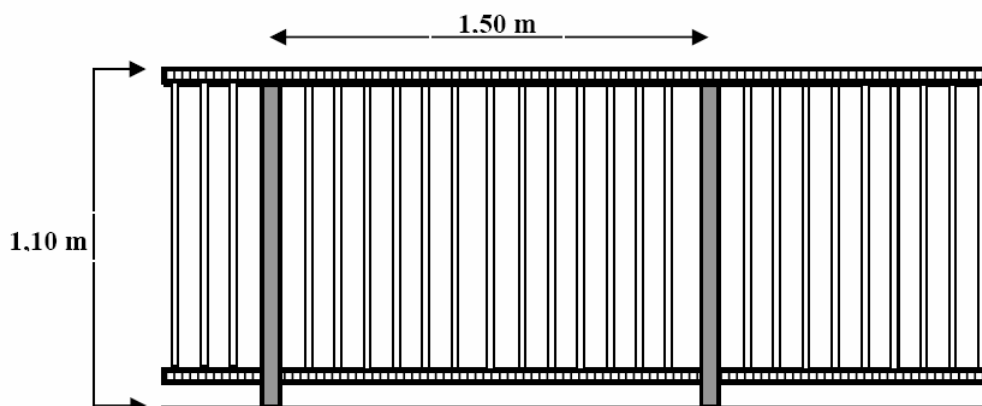


Figure.II.5 : Schéma du garde-corps.

II.7.3. Trottoirs

Le rôle d'un trottoir est de protéger les piétons en les isolants de la circulation automobile, généralement par surélévation de 10 à 20 cm par rapport à la chaussée. La largeur du trottoir doit être suffisante pour assurer la circulation des piétons.

Pour notre ouvrage, on envisage des trottoirs en béton maigre car ce sont les trottoirs les plus courants, facile à réaliser, le béton est coulé sur des gaines en PVC, pour permettre le passage des câbles d'électricité et de PTT.

II.7.4. Corniche

Elles ont un rôle essentiellement esthétique, situées à la partie haute du tablier au bord latéral extérieur d'un ouvrage, permettant d'améliorer l'aspect des ouvrages, et ceci de plusieurs manières :

- Par des effets de forme et de proportion ;
- En éloignant l'eau des parements verticaux ;
- En rattrapant les irrégularités éventuelles de la structure porteuse car son exécution est faite dans de meilleures conditions : soins, délais... etc.

La corniche joue également d'autres fonctions indépendantes de l'esthétique : scellement de garde-corps, support du relevé d'étanchéité, butée du trottoir.

II.7.5. Etanchéité

C'est une couche imperméable disposée sur la surface supérieure de la dalle.

Le choix du système d'étanchéité doit être compatible avec les conditions thermo-hygrométriques dans lesquelles se trouve l'ouvrage.

La durabilité d'un ouvrage étant liée à l'efficacité de la chape, on exige d'elle les qualités suivantes :

- Etanchéité ;
- Adhérence au tablier ;
- Résistance mécanique ;
- Allongement limite important ;
- Résistance au choc thermique ;

Dans notre pont, nous avons opté pour un système d'étanchéité à base de mastic d'asphalte, qui est définie dans le D.T.R. Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

II.7.6. Collecte et évacuation de l'eau de pluie

Les pentes longitudinales et transversales pour collecter l'eau sont définies par le maître de l'ouvrage.

Une pente longitudinale minimale est de 1.5% est à prévenir. Transversalement, il faut respecter les indications de la figure suivante :

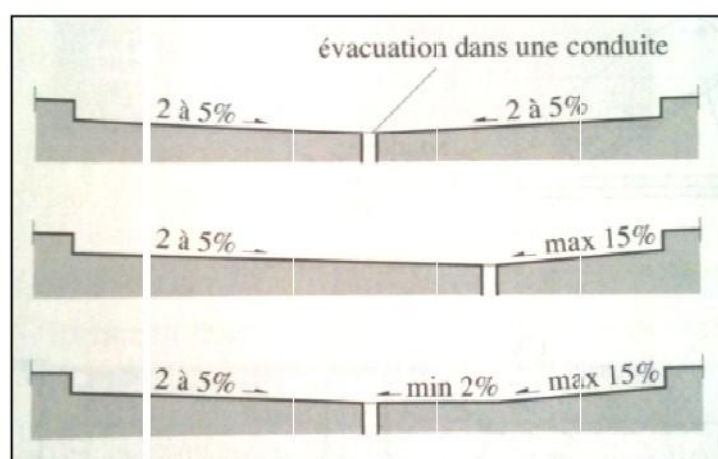


Figure. II. 6 : Pentas transversales pour l'évacuation des eaux.

Comme les ponts rails ne sont pas exposés aux sels de déverglace et que les trains ont une

faible probabilité d'émettre des substances polluantes, la récupération de l'eau qui ruisselle sur l'ouvrage n'a pas la même importance que dans le cas d'un pont-route. L'eau pourrait être rejetée directement dans un cours d'eau.

II.7.7. Joint de dilatation

Lorsque la longueur de dilatation L_T est inférieure ou égale à 90 m, les joints de dilatation ne requièrent qu'une faible amplitude d'ouverture. Dans ce cas, il est possible d'installer des joints en élastomère qui présentent l'avantage de pouvoir disposer le ballast en continu (Figure II.6.). Pour les plus grandes longueurs de dilatation, il est nécessaire de disposer un joint permettant une plus grande ouverture et d'interrompre le ballast au droit du joint (Figure II.7 :). le ballast est retenu de part et d'autre du joint par un dispositif adéquat.

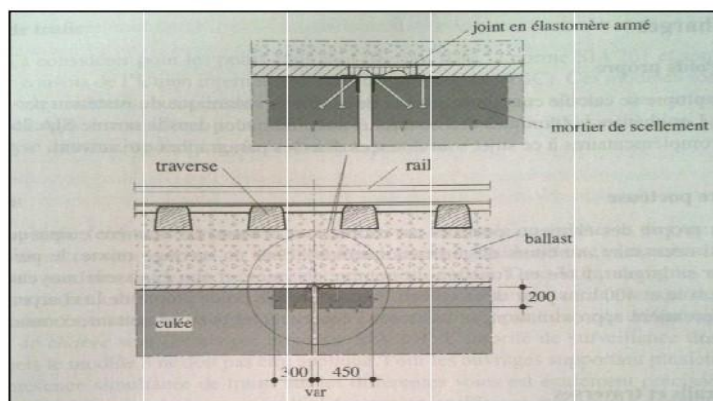


Figure. II. 7 : Joint en élastomère.

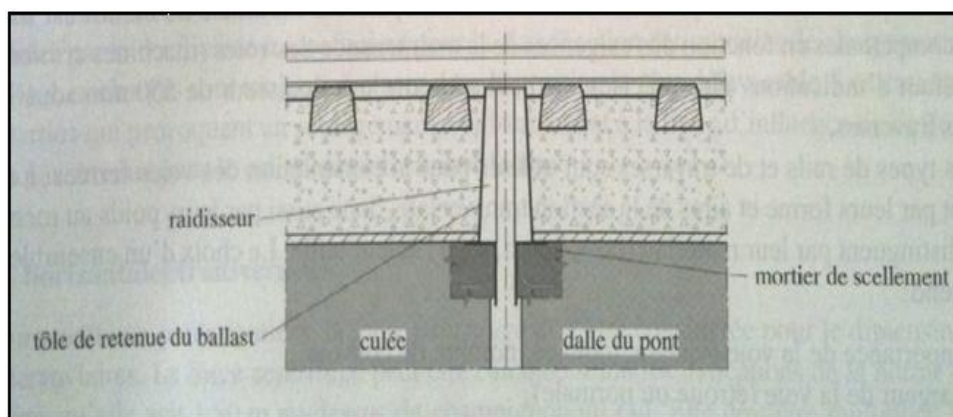


Figure. II. 8 : Joint avec retenue du ballast.

La longueur de dilatation (L_T) est la distance entre le point fixe thermique et l'extrémité du tablier.

II.7.8. Les appareils d'appui

Les appareils d'appui utilisés dans le cas des ponts qui ont des réactions d'appui élevées sont des appareils d'appui à pot d'élastomère.

Ces appareils d'appui, qui font partie de la classe des appareils spéciaux, se composent d'un pot métallique cylindrique contenant un élastomère non fretté, et d'un couvercle-piston monté libre dans son logement, qui s'appuie sur l'élastomère. L'étanchéité est assurée par un joint annulaire.

L'élastomère se comporte comme un fluide confiné et permet ainsi de faible rotation du couvercle.

Il est rappelé ci-après les caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs :

- Elastomère :

Module d'élasticité transversale $G_0 = 0,9$ MPA

Dureté apparente Shore A = 60.

II.8. Confort

Les accélérations verticales doivent être limitées pour garantir le confort des voyageurs. Cette vérification est implicitement contenue dans la vérification de la déformation verticale.

Les nuisances sonores provoquées par le passage d'un train sur un pont peuvent être particulièrement désagréables. Pour les atténuer, la solution la plus couramment utilisée est la pose de la voie sur un lit de ballast. Le ballast absorbe les ondes sonores produites directement entre les roues et les rails. Lorsque l'emploi d'une voie ballastée n'est pas possible, l'utilisation d'attaches spéciales pour fixer les rails à la structure est à prescrire. Ces attaches sont munies d'une couche d'un matériau pouvant absorber les vibrations émises par l'ensemble véhicules-rails. L'utilisation de parois antibruit permet également la réduction des nuisances sonores.

Néanmoins, de telles parois, en plus d'altérer bien souvent la valeur esthétique de l'ouvrage, constituent des éléments dont la durabilité est problématique (attaches, durabilité des matériaux de bas, vibration induites par le vent et le passage des trains pouvant conduire à des ruptures par fatigue).

Il convient donc de chercher d'abord à réduire les nuisances sonores à la source, en particulier avec le matériel roulant moderne et en utilisant des voies ballastées, avant de recourir à des parois anti-bruit.

II.9. Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'évaluer la conception générale des ponts-dalles, le choix de la travure d'une part ; les équipements essentiels qui assurent le confort et la sécurité des ouvrages d'art d'autre part.

Dans le chapitre suivant, nous étudierons les caractéristiques des matériaux utilisés dans la réalisation de l'ouvrage ainsi que son pré-dimensionnement.

Chapitre III :
Caractéristiques des matériaux
et pré dimensionnement

III.1. Introduction

Avant toute étude ou conception d'un ouvrage du génie civil, il est indispensable de définir les différents matériaux à utiliser, en précisant leurs caractéristiques mentionnées sur les règlements appropriés.

Dans le calcul de ponts à poutre dalle, comme c'est le cas pour notre ouvrage, les principaux matériaux utilisés sont le béton, l'acier et les câbles précontraints définis par les règles BAEL 91 modifiées 99 et le BPEL

III.2. Le béton

Le béton ayant une masse volumique de l'ordre de 2500 kg/m³, est défini principalement par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} , prise égale à 35MPa pour la réalisation de la dalle en béton dans le cadre de notre ouvrage, et à 30MPa pour la réalisation de l'infrastructure. A cet effet, on donne ci-après ces différentes caractéristiques.

III. 2.1. Résistance à la compression

Elle est mesurée par compression axiale d'éprouvettes cylindriques normalisées ayant un élancement égal à 2 (la hauteur fait le double du diamètre), et une section de 200 cm².

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \\ \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \end{array} \right.$$

Pour justifier la résistance des sections, la valeur est conventionnellement bornée à f_{c28} . Pour d'autres types de vérifications, on peut admettre une valeur au plus égale à 1,10 f_{c28} lorsque l'âge dépasse 28 jours, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.

III.2.2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours, notée f_{tj} , est Conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Donc nous aurons pour :

$$\text{- La superstructure : } f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\text{- L'infrastructure : } f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

III. 2.3. Déformation longitudinale

Sous contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet par défaut de mesures directes, qu'à l'âge de "j" jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} [MPa] est égal à

$$E_{ij} = 11\,000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 35\,981.73 \text{ MPa.} \\ f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 34\,180 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge; il y correspond un module de déformation E_{vj} donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 12\,102.94 \text{ MPa.} \\ f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 11\,497 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

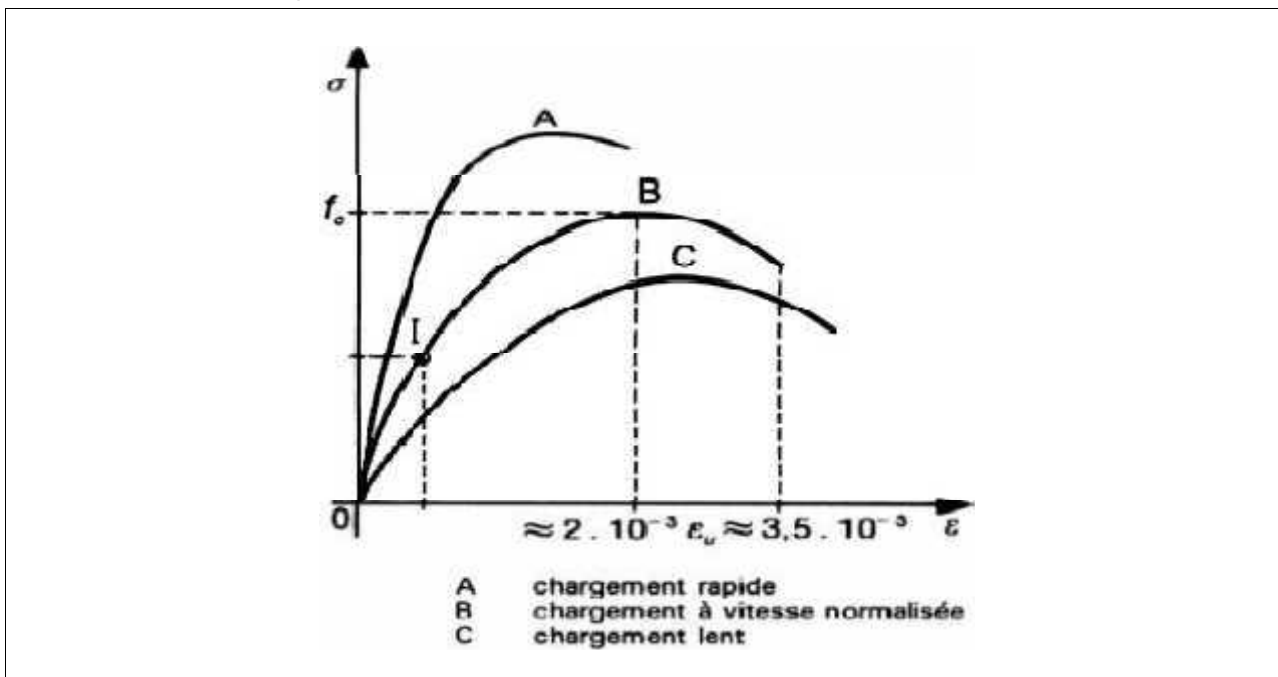


Fig. III.1. Déformation du béton sous chargement instantané

III. 2.4. Déformation transversale

Le coefficient de Poisson ' ν ' est pris égal à 0 (E.L.U) pour le calcul des sollicitations et à 0,2 pour le calcul des déformations (E.L.S).

Le module déformation transversale est donné par :

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

III. 2.5. Etats-limites

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées. Les divers états-limites que l'on peut envisager peuvent être classés en deux catégories :

- les états-limites ultimes correspondant à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement, etc.

La déformation en compression doit être limitée à 2‰ ou 3,5‰ (**Fig. II.2**)

D'où, le calcul de la contrainte limite de compression du béton

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$$

- 0,85 pour tenir compte de la durée d'application des charges et d'éventuelles détériorations du béton en surface.

- θ Coefficient qui dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$$\left\{ \begin{array}{ll} t > 24 \text{ h} & \Rightarrow \theta = 1 \\ 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} & \Rightarrow \theta = 0,9 \\ t < 1 \text{ h} & \Rightarrow \theta = 0,85 \end{array} \right.$$

- $\gamma_b = 1,5$ \Rightarrow en situation durable ou transitoire.

- pour la superstructure : $f_{bu} = 19.8$ MPa
- pour l'infrastructure : $f_{bu} = 17$ MPa
- $\gamma_b = 1,15 \Rightarrow$ en situation accidentelle.
 - pour la superstructure : $f_{bu} = 25.9$ MPa
 - pour l'infrastructure : $f_{bu} = 22.1$ MPa

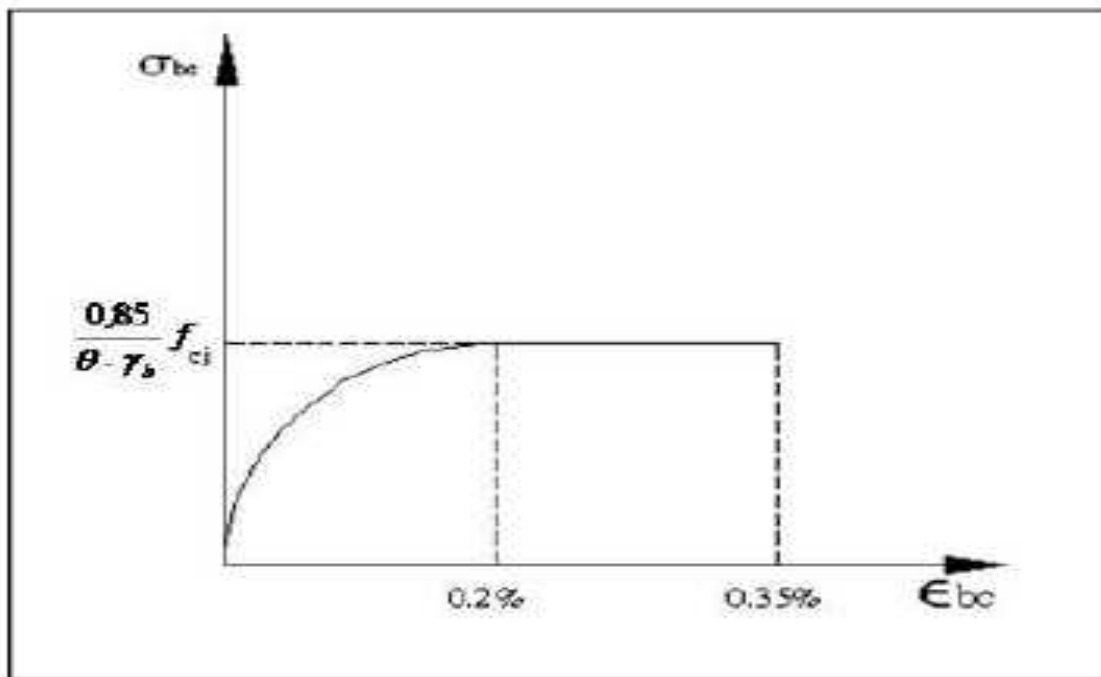


Fig. III .2. Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'E.L.U.

Les états-limites de service au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouverture excessive des fissures, déformations excessives des éléments porteurs, vibrations inconfortables pour les usagers, etc.). Le comportement du béton à l'E.L.S, est supposé linéaire élastique.

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 0.5 \times f_{c28} & \Rightarrow \text{ouvrage fini ou en service} \\ 0.6 \times f_{c28} & \Rightarrow \text{en construction ou en situation accidentelle} \end{cases}$$

Dans le cas de notre ouvrage $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ on aura donc :

- pour la superstructure : $\sigma_{bc} = 21$ MPa
- pour l'infrastructure : $\sigma_{bc} = 18$ MPa

III.3. Les aciers

Pour notre ouvrage les aciers utilisés pour la réalisation des piles et culées sont passifs et pour la dalle les aciers sont utilisés en précontrainte et qui sont de deux natures différentes :

- Aciers passifs qui sont semblable à l'acier utilisé en béton armé.
- Aciers actifs avec lequel on crée et on maintien la précontrainte

III.3.1. Aciers passifs

Les armatures passives sont tendues que par les actions extérieures, leurs rôle est de reprendre les efforts tranchant et limiter les fissurations. Ce sont des armatures courantes à haute adhérence (HA) de nuance FeE400A avec :

- Limite d'élasticité : $f_e = 400$ MPa
- Contrainte de rupture : $f_r = 430$ MPa
- Module d'élasticité : $E_s = 2 \times 10^5$ MPa

Les caractéristiques, relatives à ces armatures, prises en compte lors du calcul sont :

a) Limite d'élasticité « f_{su} » :

A l'état limite ultime, la limite d'élasticité f_e est divisée par un coefficient de sécurité γ_s dans les calculs des armatures pour béton armé :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Dans la quelle, le coefficient de sécurité γ_s est pris égal à 1,15 sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles pour lesquelles on adopte 1 (unité).

$$\gamma_s = 1.15 \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa.}$$

b) Contrainte limite de traction « σ_{st} » :

Elle est relative à l'état limite d'ouverture des fissures. La forme et dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage

Dans notre cas l'état de fissuration est préjudiciable donc :

$$\sigma_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \eta f \right] \text{ [MPa]}.$$

On aura :

- pour la superstructure : $\sigma_{st} = 228.6 \text{ MPa}$
- pour l'infrastructure : $\sigma_{st} = 215.6 \text{ MP}$

Tableau. III.1. Limitation des contraintes admissibles de traction

Etat de fissuration	ELS	
Peu nuisible	Rien à vérifier	$\eta = 1$ pour RL $\eta = 1,6$ pour HA
préjudiciable	$\overline{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_y} \right] \text{ (Mpa)}$	
Très préjudiciable	$\overline{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_y} \right] \text{ (Mpa)}$	

c) Diagramme déformations-contraintes :

Le diagramme déformations (ϵ_s) contraintes (σ_s) à considérer pour les vérifications des sections à l'état limite ultime est conventionnellement défini ci-dessous :

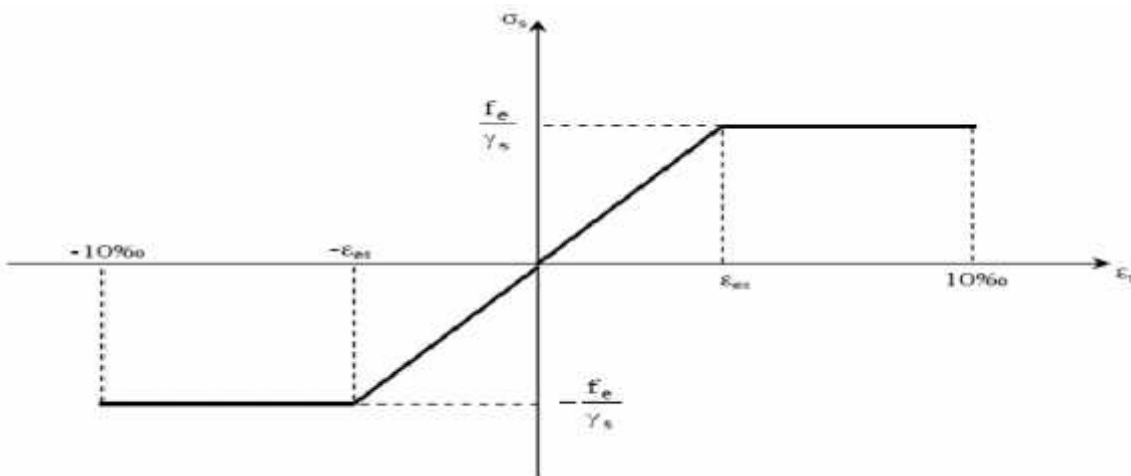


Figure. III.3. Diagramme déformations-contraintes

Avec :

- σ_s : Contrainte de l'acier.
- γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- ϵ_s : Déformation élastique de l'acier.

II.3.2. Aciers actifs

Les armatures actives sont des aciers à haute résistance qu'on utilise dans les constructions en béton précontraint par pré-tension ou post-tension. Elles créent et maintiennent la précontrainte sur le béton, elles sont classés par leurs :

- Catégories : fils, barres, torons.
- Classe de résistance

III.3.3.Procédé utilisé :

Le procédé utilisé est le procédé de « DYWIDAG », la précontrainte est réalisée par post-tension, les câbles utilisés sont de type 15T15. Les fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres (cas des torsades à trois fils) ou autour d'un fil central en une ou plusieurs couches.

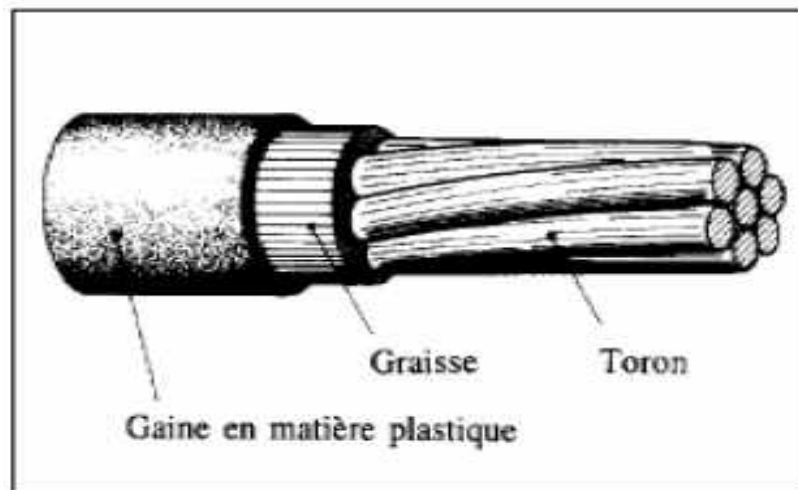


Figure.III.4 : Disposition des torons 15T15.

III.3.4.Caractéristiques des torons

Les câbles de précontrainte utilisés dans notre cas sont des 15T15 de classe 1770.TBR avec les caractéristiques suivantes :

- Section nominale de l'acier : $A_p = 1668 \text{ mm}^2$;
- Effort de précontrainte $P_0 = 2.362 \text{ MN}$;
- Tension à l'origine $f_0 = 1416 \text{ MPa}$;
- Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$.
- Limite d'élasticité garantie de l'acier de précontrainte : $f_{peg} = 1583 \text{ MPa}$.
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$.
- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 0.02 \text{ m}^{-1}$.

- Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$;
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

III.3.5. Diagramme des contraintes-déformations

Le diagramme déformations (ϵ_s) contraintes (σ_s) à considérer pour les vérifications des sections à l'état limite ultime est conventionnellement défini ci-dessous :

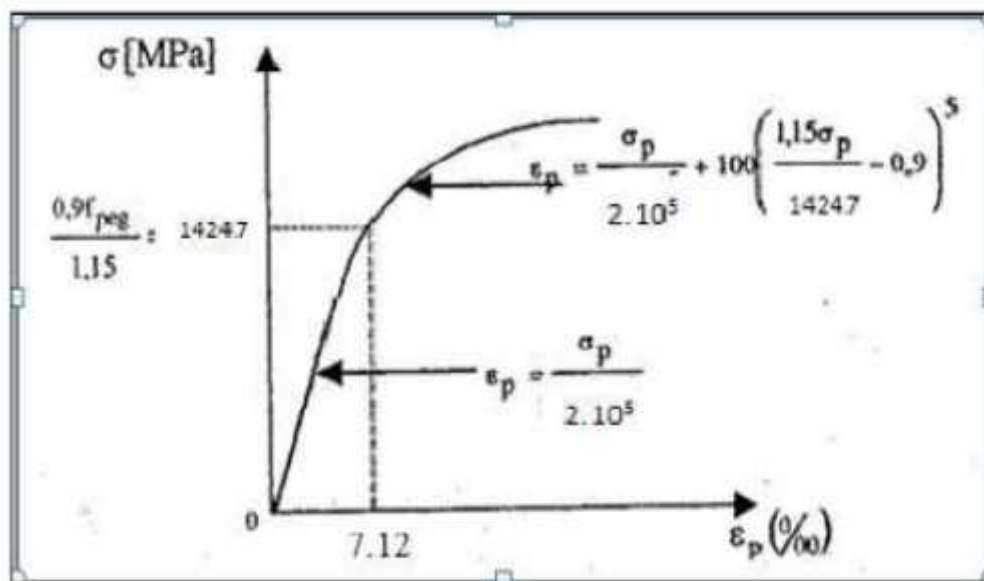


Figure.III. 5: Diagramme des contraintes-déformations de calcul des torons.

III.4. Pré dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des différentes parties de la dalle sera fixé en se référant aux documents S.E.T.R.A. : Ponts-dalles : Guide de conception et Passage Supérieur ou Inférieur en dalle précontrainte (PSI.DP).

III.4.1. La dalle

La longueur des travées est égale à 27 m de long, donc on a opté pour une dalle à larges d'encorbellements.

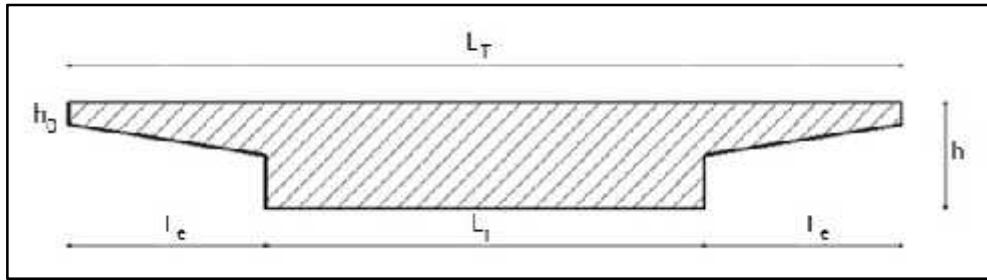


Figure. III .6: Dimensionnement des parties transversales de la dalle

III.4.1.1. Epaisseur de la dalle h :

Le pont est constitué de deux travées égales d'une longueur de $L_p = 27$ m, donc l'épaisseur de la dalle est telle que le rapport d'élancement soit :

$$e = \frac{1}{25}$$

Ce rapport d'élancement est majoré de 1,85 pour les ponts-dalles ferroviaires.

$$\text{Donc } h = \left[\left(\frac{1}{25} \right) \times 1,85 \right] \times 27$$

On opte pour une épaisseur de :

$$\boxed{h = 2 \text{ m}}$$

III.4.1.2. Largeur de la dalle L_t :

La largeur roulable $L_r = 8,72$ m, et la largeur des trottoirs $l_{t1} = 2,275$ m et $l_{t2} = 2,585$ m, donc:

La largeur totale du tablier est égale à : $L_T = L_r + L_{t1} + L_{t2} = 13,58$ m

$$\boxed{L_T = 13,58 \text{ m}}$$

III.4.1.3. Largeur de l'encorbellement L_e :

Selon les dossiers de la S.E.T.R.A., la largeur droite de l'encorbellement n'excède pas $1/5$ de la portée déterminante :

$$L_e < \frac{1}{5} \times L_p$$

On a : $L_e = 3,79 \text{ m} < \frac{1}{5} \times L_p = 5,4 \text{ m}$. La condition est vérifiée.

III.4.1.4. Epaisseur de l'encorbellement h_0, e_1, e_2 :

L'inclinaison de la nervure α sera voisine de 1/10 à 1/20 par rapport à l'horizontale, alors que l'inclinaison de l'encorbellement β sera de l'ordre de 1/2 par rapport à la verticale, et ceux afin de ne pas avoir un porte-à-faux trop important.

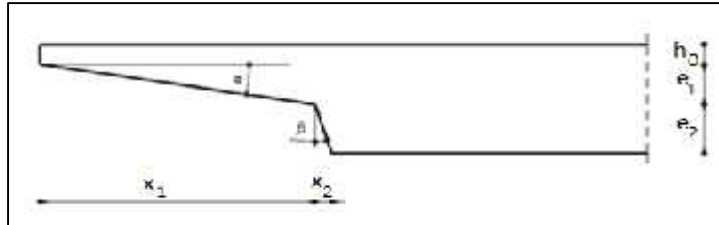


Figure. III .7: Détails sur l'encorbellement

L'épaisseur h_0 doit être supérieure à 20 cm, nous prenons dans notre cas $h_0 = 35$ cm, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tan \alpha = \frac{1}{19} = \frac{e_1}{x_1} \\ \tan \beta = \frac{1}{2} = \frac{x_2}{e_2} \\ e_1 + e_2 = 1,65 \\ x_1 + x_2 = 3,79 \end{array} \right.$$

La résolution de ce système d'équation nous donne les solutions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} x_1 = 3,04 \text{ m} \\ x_2 = 0,75 \text{ m} \\ e_1 = 0,16 \text{ m} \\ e_2 = 1,49 \text{ m} \end{array} \right.$$

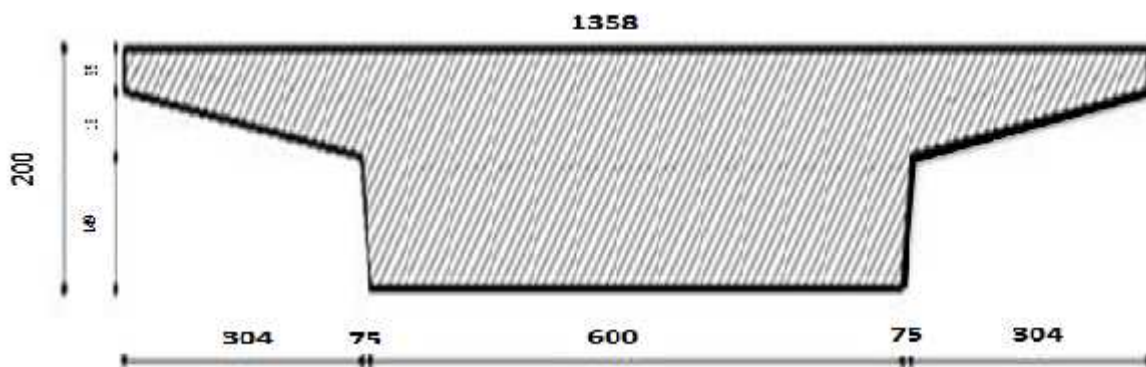


Figure III. 8: Coupe transversale dans le tablier

III.4.2. Caractéristique de la dalle

III.4.2.1. Calcul de la section de la dalle

On prend la moitié de la dalle et on la partage en cinq parties :

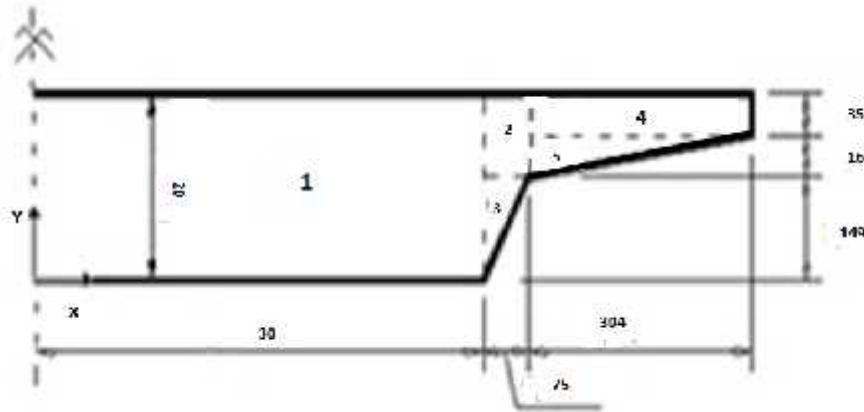


Figure. III. 9: Schéma de la demi-dalle

$$1^{\text{e}} \text{ section: } S_1 = 3 \times 2 = 6 \text{ m}^2$$

$$2^{\text{e}} \text{ section: } S_2 = 0,75 \times 0,51 = 0,38 \text{ m}^2$$

$$3^{\text{e}} \text{ section: } S_3 = (0,75 \times 1,49) / 2 = 0,56 \text{ m}^2$$

$$4^{\text{e}} \text{ section: } S_4 = 0,35 \times 3,04 = 1,06 \text{ m}^2$$

$$5^{\text{e}} \text{ section: } S_5 = (0,16 \times 3,04) / 2 = 0,25 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Dalle}} = 2 \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5) = 16,5 \text{ m}^2$$

$S_{\text{Dalle}} = 16,5 \text{ m}^2$

III.4.2.2. Calcul du centre de gravité Y_G

L'ordonnée du centre de gravité de la dalle est donnée par la formule:

$$Y_G = \frac{\sum Y_{Gi} \times S_i}{\sum S_i}$$

Avec :

Y_{Gi} : ordonnée du centre de gravité de la section « i, par rapport à l'axe (XX').

S_i : surface de la section « i ».

Tableau. III. 2: Calcul du centre de gravité.

Sections	Y_{Gi} (m)	S_i (m ²)	$Y_{Gi} \times S_i$ (m ³)
1	1,00	6,00	6,00
2	1,75	0,38	0,67
3	0,99	0,56	0,56
4	1,83	1,06	1,94
5	1,60	0,24	0,39
		$\sum S_i = 8,25$	$\sum Y_{Gi} \cdot S_i = 9,55$

L'ordonné du centre de gravité par rapport à l'axe prédéfini est $Y_G = 1,16$

V : distance du centre de gravité à la fibre supérieure

$$V = 2,00 - 1,16 = 0,84 \text{ m}$$

V' : distance du centre de gravité à la fibre inférieure

$$V' = 1,16 \text{ m}$$

III.4.2.3. Calcul du moment d'inertie de la dalle

Moment d'inertie de la dalle est calculé par la formule :

$$I_{Gx} = 2 \times [\sum (I_{Gi} + S_i \cdot d_i^2)] \quad (\text{théorème d'Huygens})$$

Avec :

I_{Gi} : moment d'inertie de la section « i », par rapport à son centre de gravité.

d_i : distance entre le centre de gravité de la section « i » et celui de la dalle.

- Pour une section rectangulaire : $I_0 = \frac{b \times h^3}{36}$
- Pour une section triangulaire : $I_0 = \frac{b \times h^3}{12}$

Tableau. III. 3: Moment d'inertie de la dalle.

Sections	$I_{G_i}(\text{m}^4)$	$S_i(\text{m}^2)$	$d_i(\text{m})$	$S_i \times d_i^2(\text{m}^4)$	$I_c = I_{G_i} + S_i d_i^2$
1	2,00	6,00	0,16	0,15	2,15
2	0,01	0,38	0,59	0,13	0,14
3	0,10	0,56	0,17	0,02	0,12
4	0,01	1,06	0,67	0,47	0,48
5	0,00	0,24	0,44	0,05	0,05
				$\Sigma = 0,82$	$\Sigma = 2,94$

Donc, le moment d'inertie de la dalle est égal :

$$I_{GX} = 5,88 \text{ m}^4$$

III.4.2.4. Calcul du rayon de giration

$$i^2 = \frac{I_{GX}}{S} = \frac{5,88}{16,5} = 0,36 \text{ m}^2$$

III.4.2.5. Rendement Géométrique

$$\rho = \frac{I_{GX}}{S.v.v'} = \frac{5,88}{16,5 \cdot 0,84 \cdot 1,16} = 0,37$$

III.4.2.6. Détermination la largeur équivalente

La dalle rectangulaire équivalente est une dalle qui possède la même inertie que la dalle réelle, de hauteur h et de largeur 2b. Elle doit vérifier :

$$2b = \frac{12 \cdot I_{GX}}{h^3}$$

$$D'où : 2b = \frac{12 \cdot 5,88}{2^3} = 8,82 \text{ m.}$$

$$2b = 8,82 \text{ m}$$

Selon les documents S.E.T.R.A., la dalle élargie de 5% de chaque côté doit recouvrir entièrement la largeur chargeable.

$$1.1 \times 2b = 1.1 \times 8,82 = 9,70 \text{ m} > l_c = 8,72 \text{ m} \quad (\text{vérifiée})$$

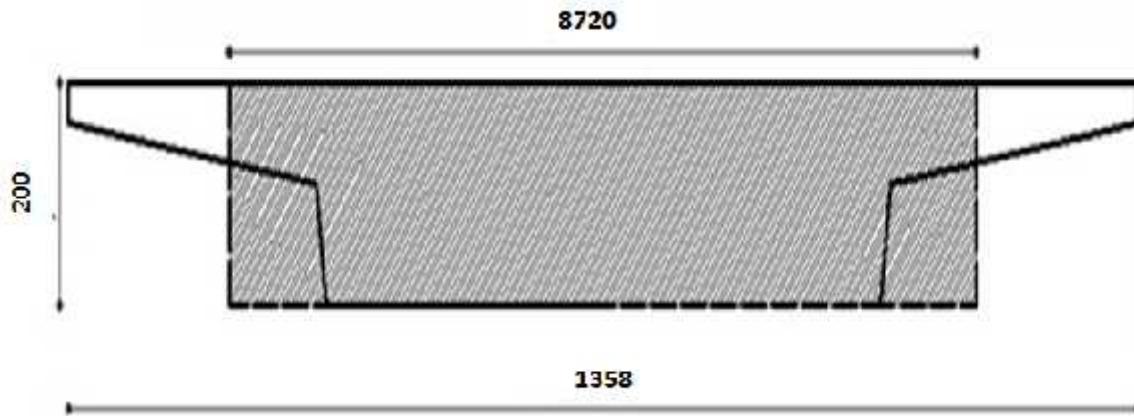


Figure. III. 10: Largeur équivalente.

III.5.Conclusion

Le béton à utiliser possède une résistance caractéristique à la compression de 27 MPa à l'âge de 28 jours, et une masse volumique de l'ordre de 2500 kg/m³.

D'autre part, les aciers passifs utilisés pour le ferrailage de la dalle sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E400, et les aciers actifs (des câbles 15T15 de classe 1770.TBR)

Ce chapitre nous a permis aussi le pré-dimensionnement des différents éléments constructifs de notre ouvrage, chose qui nous permettra l'évaluation des différentes charges et surcharges.

Chapitre IV :

Charges et surcharges

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, on s'intéresse à l'évaluation des différents types de charges et des surcharges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage, qui sont classées en deux catégories principales

- Actions hors trafic pouvant être soit permanentes, poids propre des éléments porteurs (poutre, poutre-dalle, caisson ...etc.) ou non porteur tel que les trottoirs, les corniches, revêtements, Gard de Corp....etc. ou variables de types sismiques ou climatiques.
- Actions dues au trafic consistant dans des actions variables représentées par des systèmes de charges prédéfinies ainsi que les actions accidentelles dues aux chocs.

IV.2. Calcul des charges permanentes

Le poids des différents éléments est évalué à partir de leurs dimensions et de leur densité qui est égale à $\rho_B = 2,5 \text{ t/m}^3$ pour les bétons ordinaires. Les charges permanentes comprennent :

- Les actions dues au poids propre de la dalle ;
- Les actions dues aux poids des différents équipements.

IV.2.1. Poids propre de la dalle

La section de la dalle est égale à :

$$S_{\text{Dalle}} = 16,5 \text{ m}^2$$

Poids propre de la dalle par mètre linéaire est donné par :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{dalle}} \times \rho_b = 16,5 \times 2,5 = 41,25 \text{ t/ml}$$

$P_{\text{dalle}} = 41,25 \text{ t/ml}$

IV.2.2. Poids des trottoirs et corniches

Le trottoir et la corniche forment un seul élément en béton armé, les accotements de gauche et de droite ne sont pas semblables, leurs sections sont définies dans la figure IV.1 suivante :

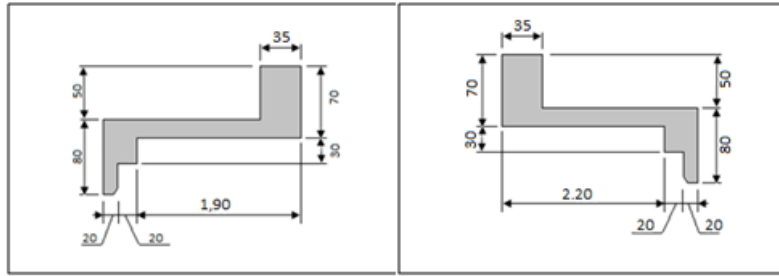


Figure .IV. 1 : Coupe transversale du trottoir avec la corniche.

Les sections des trottoirs sont égales à :

$$S_{\text{droite}} = 0,870 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{gauche}} = 0,932 \text{ m}^2$$

Ils sont en béton armé, donc :

$$P_{\text{trottoir}} = (S_{\text{droite}} + S_{\text{gauche}}) \times \rho_B$$

$$P_{\text{trottoir}} = (0,870 + 0,932) \times 2,5$$

$$P_{\text{trottoir}} = 4,51 \text{ t/ml}$$

IV.2.3. Poids du garde-corps

On a opté pour des garde-corps de type : BN4.

Leur poids propre est égal à : $P_{G.C} = 0,065 \text{ t/ml}$

$$P_{G.C} = 0,13 \text{ t/ml}$$

IV.2.4. Poids propre du béton de pente

Une pente de 1,5% en béton est à prévoir pour le bon ruissèlement des eaux vers les gargouilles au centre de la dalle.

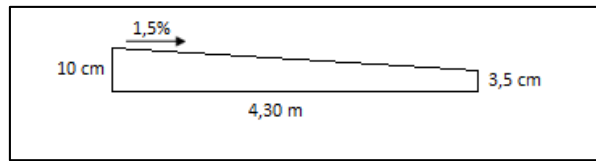


Figure .IV. 2 : Schéma du béton de pente.

$$P_{b. \text{ pente}} = 2 \times (S_{b. \text{ pente}} \times \rho_B)$$

La section est égale à : $S_{b. \text{ pente}} = (0,1 + 0,035) \times \frac{4,36}{2} = 0,29 \text{ m}^2$

Donc : $P_{b. \text{ pente}} = 2 \times 0,29 \times 2,5$

$$P_{b. \text{ pente}} = 1,45 \text{ t/ml}$$

IV.2.5. Poids propre du ballast et des équipements de la voie du chemin de fer

Selon le le Livret 2.01 de la S.N.C.F., nous donne :

‘Le poids volumique du ballast dans lequel sont incluses les traverses est égal à 20 kN/m^3 , et le poids linéique de l’armement de la voie est de 1500 N/m/voie ’.

on a 2 voies ; et la section du ballast égale à $6,4 \text{ m}^2$

Donc :

$$P_{\text{ballast}} = 2,0 \times 6,4$$

$$P_{\text{ballast}} = 12,8 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{rail}} = 0,15 \times 2$$

$$P_{\text{rail}} = 0,3 \text{ t/ml}$$

IV.2.6. Poids propre de la couche d'étanchéité

L'épaisseur de la couche d'étanchéité est de $e = 4$ cm sur toute la largeur du pont.

Donc : $p_{\text{étanchéités}} = 0,04 \times 13,58 \times 2,2$

$P_{\text{étanchéités}} = 1,20$ t/ml
--

Récapitulatif :

Le tableau ci-dessous résume les différents poids propre.

Tableau .IV. 1 : Récapitulatif des charges permanentes.

Eléments	Poids (t/ml)
La dalle	40,10
Les trottoirs	4,51
Garde-corps	0,13
Béton de pente	1,45
Ballast et traverses	12,8
Armement de la voie	0,30
Etanchéité	1,20
Total	61,64

IV.3.Evaluation des surcharges

IV.3.1. Surcharges sur trottoirs : (art. 1.4 du Livret 2.01 de la S.N.C.F.)

Appliquées sur les trottoirs une charge uniformément répartie de 450 kg/m² de façon à produire l'effet maximum.

- Dans le sens de la largeur, les deux trottoirs sont chargés simultanément.
- Dans le sens de la longueur, pour produire l'effet maximum.

IV.3.2. Surcharges sur le garde-corps : S.E.T.R.A (Guide Technique : Garde-corps)

On exerce sur la main courante d'un garde-corps pour piétons une charge horizontale Perpendiculaire à la lisse supérieure et uniformément répartie d'intensité 'Q' donnée en fonction de la largeur utile 'b' du trottoir exprimée en mètre (b = 2,42 m) par :

$$Q_1 = 500 (1 + b) \text{ N/ml}$$

Avec un maximum de 2500 N/ml.

L'application numérique donne : **$Q_1 = 0,17 \text{ t/ml}$**

La poussée **Q** est supposée s'exercer en même temps qu'agit la charge locale de trottoir.

Le garde-corps doit comporter des dispositions permettant l'accrochage éventuel de dispositifs anti-chutes.

Une charge verticale uniforme **$Q_2 = 0,1 \text{ t/ml}$** est supposée susceptible d'être appliquée à la main courante d'un garde-corps.

On suppose également qu'une charge verticale concentrée **$Q_3 = 0,1 \text{ t}$** est susceptible d'être appliquée en tout point sur tout élément non vertical du garde-corps

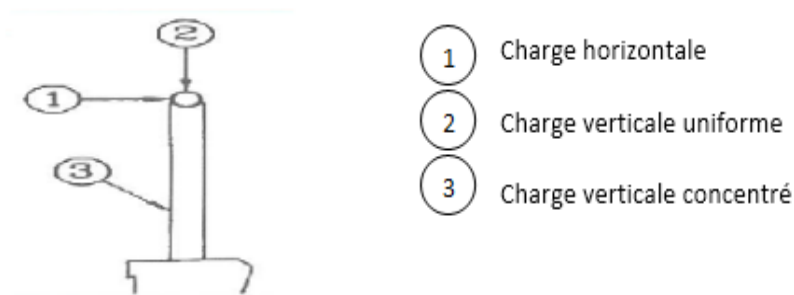


Figure .IV. 3 : Distribution des charge sur le garde -corps

Remarque :

Les effets de ces charges ne sont cumulables ni avec ceux de la poussée horizontale, ni avec ceux des surcharges de trottoir.

IV.3.3. Surcharges ferroviaires

Les surcharges ferroviaires sont définies suivant le livret 2.01 articles 1.3 (Actions de circulation ferroviaire) de la S.N.C.F.

IV.3.3.1. Surcharges verticales

Selon le C.P.C (Cahier des Prescriptions Communes) : Règles de conception et calcul des ouvrages (Livret 2.01 de la S. N.C.F.), on a quatre schémas de charges UIC 71, SW/0, SW/2 et train à vide ; puis les trois chargements verticaux fondamentaux.

- **Schéma de charge UIC 71**

Ce schéma représente l'effet statique de la circulation ferroviaire normale.

La disposition des charges et valeurs caractéristiques des charges verticales doivent être conformes à la figure suivante :

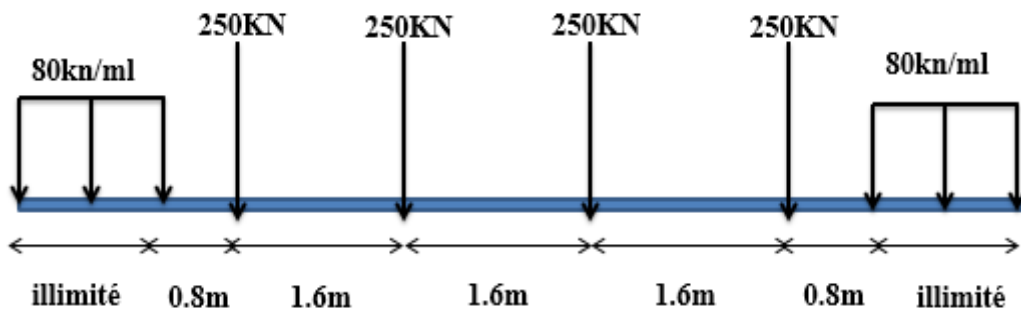


Figure IV. 4 : Schéma de charge UIC 71 et valeurs caractéristiques des charges verticales.

- **Schémas de charges SW**

Les schémas de charges SW représentent l'effet statique des circulations ferroviaires lourdes.

La disposition des charges est celle indiquée à la figure ci-après, avec des valeurs caractéristiques des charges verticales conformes à celles figurant au tableau suivant :

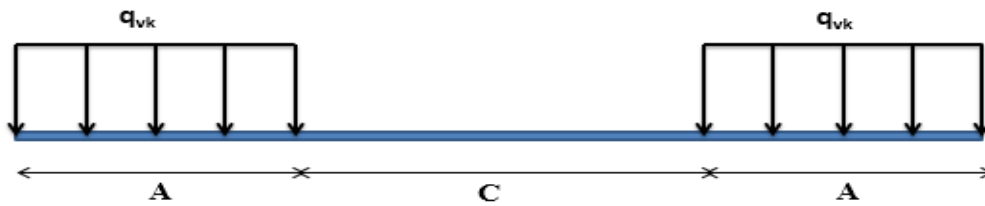


Figure. IV. 5 : Schémas de charges SW.

Tableau .IV. 2 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour schémas de charge SW.

Classe de charge	q_{vk} (kN/ml)	A (m)	C (m)
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Remarque

Les schémas de charges SW ne doivent pas être fractionnés.

- **Train à vide**

Pour certaines vérifications, un schéma de charges particulier est utilisé, 'Train à vide'. Il consiste en une charge linéaire verticale uniforme, ayant une valeur de 12,5 kN/ml, et appliqué sur toute la longueur de l'ouvrage.

IV.3.3.2. Chargements verticaux

Les chargements verticaux à prendre en compte systématiquement sont les trois suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} UIC\ 71 + SW/0 \\ SW/2 \\ Train\ à\ vide \end{array} \right.$$

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable.

Il ne faut pas tenir compte de celles qui ont un effet de déchargement pour le schéma UIC 71.

Notation :

UIC 71 + SW/0 signifie qu'il faut retenir l'enveloppe des effets d'UIC 71 et de SW/0.

IV.3.3.3. Transmission des charges aux structures

Pour le calcul des divers éléments supportant la voie ferrée, les charges définies aux articles précédant sont à appliquer conformément aux règles suivantes :

- **Pose de voie ballastée**

On tient compte de la répartition due au ballast et aux rails en considérant successivement les deux répartitions suivantes, quel que soit le type de traverse retenu :

La force d'essieu ponctuelle de **25 t** se répartit sur une bande longitudinale continue de largeur $a_1 = 2,25 + e/2$ où 'e' défini sur le schéma ci-dessous ('e' en 'm'). La charge sur la bande est uniforme et égale à :

$$P = \frac{25}{1,60 \times a_1} \quad [\text{t/m}^2]$$

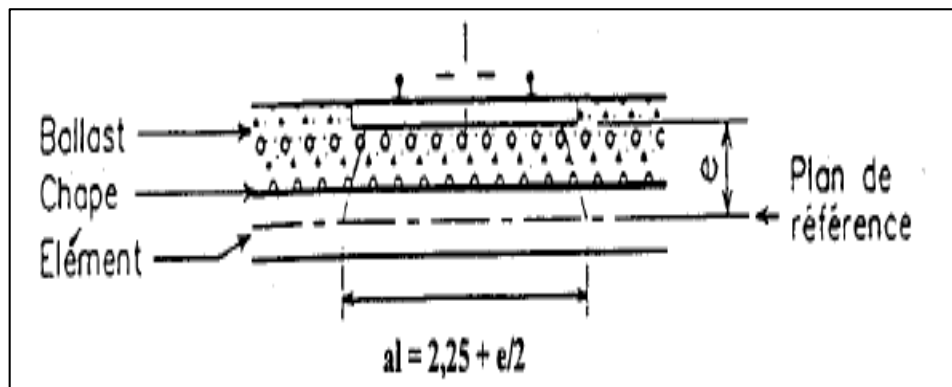


Figure .IV . 6 : Répartition sur une bande a_1 .

Avec :

$$a_1 = 2,25 + 1,2/2 = 2,85 \text{ m donc : } P = \frac{25}{1,60 \times 2,85}$$

$$P = 5,5 \text{ t/m}^2$$

La force d'essieu ponctuelle de **25 t** se répartit sur deux bandes longitudinales continues de largeur $a_2 = 0,30 + e/2$ où e est défini sur le schéma ci-dessous (e en m). La charge sur la bande est uniforme et égale à :

$$P = \frac{25}{1,60 \times 2a_2} \quad [\text{t/m}^2]$$

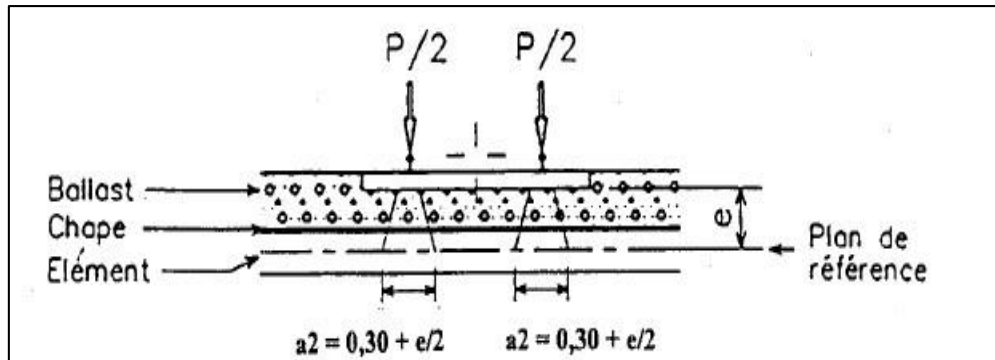


Figure .IV. 7 : Répartition sur une bande a_2 .

Avec :

$$a_2 = 0,3 + 1,2/2 = 0,9 \text{ m donc : } P = \frac{25}{1,60 \times 1,8}$$

$$P = 8,7 \text{ t/m}^2$$

Remarque

En outre, pour tenir compte du fait que lors d'un renouvellement, la voie peut reposer sur la dalle par l'intermédiaire de blochets, ces éléments sont calculés sous une force de $25/2 \text{ t}$ non majorée dynamiquement.

IV.3.3.4. Effets dynamiques : (Livret 2.01 art 1.3.2 de la S.N.C.F.)

Les sollicitations et les déformations statiques d'un pont dues aux circulations sont augmentées ou diminuées par les effets suivants :

- La rapidité de mise en charge due à la vitesse du trafic sur l'ouvrage et les effets d'inerties de l'ouvrage qui ne sont pas pris en compte dans les calculs statiques,
- Les variations des charges de roue résultant des irrégularités des voies ou des roues,
- Le passage de charges successives espacées de façon quasi régulière qui peut faire

vibrer la structure et, dans certains cas, créer une résonance (lorsque la fréquence d'excitation correspond à la fréquence propre de la structure).

Les facteurs suivants influent principalement sur le comportement dynamique :

- La fréquence propre de la structure ou la flèche sous poids permanent.
- L'espacement des essieux.
- La vitesse de franchissement.
- L'amortissement de la structure.

Selon le C.P.C (Cahier des Prescriptions Communes) : Règles de conception et calcul des ouvrages (Livret 2.01 de la S.N.C.F.), ces coefficients dynamiques ne sont valables que pour des vitesses $V \leq 220$ km/h et que si la flèche due au poids permanent est située entre les limites suivantes :

Pour $L = 27$ m :

- La limite supérieure de la flèche est égale à : $\delta_s = 25,494$ mm ;
- La limite inférieure de la flèche est égale à : $\delta_i = 4,375$ mm.

Dans le cas de notre pont, la flèche est égale à : $\delta = 12,35$ mm. (Voir Chapitre VI : Modélisations et Sollicitations).

Donc les conditions sont vérifiées.

- **Coefficient dynamique θ : (art 1.3.2.2.2)**

Ce coefficient dynamique, multiplicateur des sollicitations et déformations statiques sous les schémas de charges UIC 71 et SW est :

$$\theta = \frac{1,44}{\sqrt{L_\theta} - 0,2} + 0,82$$

Avec : $1,00 \leq \theta \leq 1,67$

Et : L_θ la longueur caractéristique égale à : $L_\theta = k \cdot L_m$.

Avec : $L_m = \frac{1}{n} (\sum L_i) = 27$ m et $k = 1,3$

Donc : $L_0 = 1,3 \times 27$

$$L_0 = 35,1$$

On remplace : $\theta = \frac{1,44}{\sqrt{35,1+0,2}} + 0,82$

$\Theta = 1,055$

IV.3.3.5. Surcharges horizontales

Les charges horizontales sont traitées dans le livret 2.01 article 1.3.3 de la SNCF.

- **Forces centrifuges (Q_{tk})**

Lorsque la voie d'un pont est courbe sur la totalité ou sur une partie de sa longueur, la force centrifuge et le dévers de la voie doivent être pris en compte.

Les calculs doivent être élaborés en considérant la vitesse maximale compatible avec le tracé de la ligne. Dans notre cas, nous prendrons une vitesse de 160 km/h.

La valeur caractéristique de la force centrifuge doit être déterminée selon la formule suivante :

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{127 \cdot R} (f \times Q_{vk}) \quad (\text{arti. 1.3.3 .1})$$

Cette force agit selon une direction horizontale, perpendiculairement à la voie, et à une hauteur de 1,80 m au-dessus de la surface de roulement.

Avec :

Q_{tk} : Valeur caractéristique de la force centrifuge (kN) ;

$Q_{vk} = 250$ kN : Valeur caractéristique des charges verticales ;

f : Coefficient de réduction qui vaut 1, lorsque $V \leq 120$ Km/h ; V

: Vitesses maximale (km/h) ;

R : Rayon de courbure, qui vaut 3000 m.

$$\text{Donc : } Q_{tk} = \frac{80^2}{127 \cdot 3000} (1 \times 250)$$

$$\mathbf{Q_{tk} = 16,8 \text{ KN}}$$

La force centrifuge doit toujours être groupée avec la charge verticale. La force centrifuge ne doit pas être majorée dynamiquement.

- **Force de lacet**

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au niveau supérieur des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aussi bien sur les voies en alignement que sur les voies en courbe.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à $\mathbf{Q_{sk} = 100 \text{ kN}}$.

- **Forces de démarrage et de freinage**

Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie.

Les valeurs caractéristiques sont les suivantes :

- **Force de démarrage :**

Pour le schéma de charges UIC 71 et les schémas de charges SW :

$$Q_{lak} = 33 \times L[m] \leq 1000 \text{ KN}$$

$$\mathbf{Q_{lak} = 1000 \text{ KN}}$$

- **Force de freinage :**

Pour le schéma de charges UIC 71 et le schéma SW/0 :

$$Q_{lbk} = 20 \times L[m] \leq 6000 \text{ KN}$$

$$\mathbf{Q_{lbk} = 1000 \text{ KN}}$$

Avec : $L = 54 \text{ m}$.

Pour le schéma de charges SW/2.

$$Q_{lbk} = 35 \times L[m] = 35 \times 27 \times 2$$

$$Q_{lbk} = 1890 \text{ KN}$$

Avec :

L : longueur de la partie d'ouvrage chargée.

En ce qui concerne les schémas de charges SW/0 et SW/2, seules les parties chargées conformément à la figure V.5 et au tableau 5.2 doivent être prise en compte.

IV.3.3.6. Autres actions variables

Les actions variables pour cet ouvrage comprennent les actions naturelles :

- Climatiques (dues au vent) ;
- Thermiques (dues aux variations de température).

- **Action dues au vent**

L'effet du vent est traité selon le Livret 2.01 articles 1.4.2. De la SNCF.

➤ **Vent compatible avec les circulations (W_1)**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie. Il se développe sur toute surface frappée normalement avec une pression de **1,5 kN/m²**. Sur une surface partiellement masquée (par une poutre à treillis comportant des vides et des pleins par exemple), le vent développe la pression qui s'exerce en avant du masque.

On assimile le matériel roulant du chemin de fer à un écran de 3 m de hauteur dont le bord inférieur se trouve à 0,50 m au-dessus du rail et dont la longueur est à déterminer en vue d'obtenir le maximum de la sollicitation calculée.

Un tablier de pont-rail est habituellement considéré comme un écran plein au moins sur la hauteur comprise entre le dessus des rails et le dessous des longerons, pièces de contreventement ou poutres principales.

- La pression normale à la surface en contacte = 1.5 kN/m^2 ;
- La hauteur du masque = la hauteur du tablier + $3 \text{ m} = 2 + 3 = 5 \text{ m}$;

L'effort dû au vent avec circulation :

$$W_1 = 1,5 \times 5,0 = 7,5$$

$$W_1 = \pm 7,5 \text{ kN/ml}$$

➤ Vent sans circulation sur l'ouvrage (W_0)

Les règles du paragraphe précédent restent applicables, la valeur de la pression du vent étant toutefois prise égale à 2 kN/m^2 .

- La hauteur du masque est égale à la hauteur du tablier qui est de 2 m .

L'effort dû au vent sans circulation :

$$W_0 = 2 \times 2 = 4$$

$$W_0 = 4 \text{ kN/ml}$$

• Action dues aux variations de température

Les structures exposées aux conditions atmosphériques sont soumises à des actions provenant des variations de températures.

La grandeur des variations de température est principalement influencée par les conditions climatiques régionales et locales ainsi que par le type d'ouvrage et les propriétés des matériaux.

Les variations de température dans une section peuvent être décomposées en :

- Une variation de température uniforme (température constante sur la hauteur de la section) ;
- Un gradient thermique (température linéaire sur la hauteur de la section).

Les variations de température sont traitées aux règles de l'**EUROCODE1 Partie 2-5 art.6.1.** et le **D.T.R.** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

➤ **Composante de température uniforme**

Les valeurs caractéristiques minimale et maximale de la température de l'air sous abri doivent correspondre à l'emplacement du chantier. Selon le **D.T.R.** : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts, notre pont se situe dans la zone : proche et moyen sud.

Les déformations linéaires sont à considérer entre la température initiale moyenne au moment de la réalisation de l'ouvrage prise égale à $T_0 = +20^\circ\text{C}$ et les températures extrêmes selon la zone, qui sont :

- Température extrême maximale : $T_{e, \max} = +45^\circ\text{C}$;
- Température extrême minimale : $T_{e, \min} = -20^\circ\text{C}$.

Donc les variations de températures à considérer sont :

- Augmentation de la température : $T_N = 45 - 20 = 25^\circ\text{C}$;
- Réduction de la température : $T_N = -20 - 20 = -40^\circ\text{C}$.

➤ **Composante linéaire de la température (composante verticale)**

L'échauffement et le refroidissement de la surface supérieure du tablier de pont entraîneront un gradient thermique maximal positif (surface supérieure plus chaude), et maximal négatif (surface inférieure plus chaude).

Le groupe de tablier de notre pont est le 3 (selon le tableau V.3.) et les valeurs caractéristiques des gradients linéaires de température selon le tableau V.3 sont les suivantes :

- Gradient de température positif ($TM_{, \text{pos}}$) : $+15^\circ\text{C}$
- Gradient de température négatif ($TM_{, \text{nég}}$) : -8°C

Tableau .IV. 3 : Valeurs caractéristiques des gradients linéaires de température pour différents groupes de tabliers de ponts. (EUROCODE 1 partie2-5 tableau 6.1).

Groupes de Tabliers	Ponts routiers		Ponts de chemin de fer	
	Gradient de température positif	Gradient de température négatif	Gradient de température positif	Gradient de température négatif
	$T_{M, pos}$ (°C)	$T_{M, neg}$ (°C)	$T_{M, pos}$ (°C)	$T_{M, neg}$ (°C)
Groupe 1 : Platelage en acier sur poutres métalliques de type caisson, en treillis ou en I.	[18]	[-13]	[18]	[-13]
Groupe 2 : Dalle en béton sur poutres métalliques de type caisson, en treillis ou en I.	[15]	[-18]	[15]	[-18]
Groupe 3 : Tablier en béton : - poutre caisson ; - poutre en T ; - dalle.	[10] [15] [15]	[-5] [-8] [-8]	[10] [15] [15]	[-5] [-8] [-8]

IV.4. Combinaisons

IV.4.1. Introduction

D'après l'article 1.7 du livret 2.01 de la S.N.C.F., la simultanéité des systèmes de chargement ferroviaires définis précédemment peut être prise en compte en considérant les groupes de charges qui sont définis dans le tableau ci-dessous. Il convient d'appliquer chaque groupe de charges comme une action variable unique, c'est-à-dire que l'on considère séparément chacun d'entre eux comme définissant une action caractéristique variable unique à combiner avec des charges autres que celles du trafic.

IV.4.2. Principes

On a défini précédemment les actions élémentaires dues aux circulations pour une voie.

Les actions de circulation ferroviaire sont des actions composées qui sont des

assemblages

de ces actions élémentaires pour une voie comme pour plusieurs voies, ces actions composées, appelées ‘Groupes de charges’, tiennent compte en effet d’une simultanéité des diverses charges élémentaires sur une voies, et d’une simultanéité de chargement de plusieurs voies.

IV.4.3. Groupe de charges

Tableau .IV. 4 : Groupes de charges.

N ^{bre} de voie chargée	Groupe de charge	Voie chargée	UIC71 + SW/0	SW/2	Train à Vide	Freinage / Démarrage	Force centrifuge	Lacet
Une Voie (V1)	Gr1	/	1	0	0	1	0.5	0
	Gr2	/	1	0	0	0.5	1	0
	Gr3	/	1	0	0	1	0.5	1
	Gr4	/	0	1	0	1	0.5	0
	Gr5	/	0	0	1	0	1	0
Deux Voies (V2)	Gr11	V1	1	0	0	1	0.5	0
		V2	1	0	0	1	0.5	0
	Gr12	V1	1	0	0	0.5	1	0
		V2	1	0	0	0.5	1	0
	Gr13	V1	1	0	0	1	0.5	1
		V2	1	0	0	1	0.5	1
	Gr14	V1	1	0	0	0.75	0.5	0
		V2	0	1	0	0.75	0.5	0

Remarques

- Les groupes 3 et 13 ne concernent que les pièces courtes des ponts non ballastés.
- Si l’on considère le freinage sur une voie, il y a lieu de prendre le démarrage sur l’autre voie et vice-versa. Le sens de l’effort cumulé de freinage sur une voie et de démarrage sur l’autre sera choisi afin d’obtenir l’effet le plus défavorable sur l’élément calculé.

- Pour le ‘Train à Vide’, le coefficient dynamique est pris égal à 1.

IV.4.4. Combinaisons des actions

Les formats des combinaisons s’écrivent, à partir des indications des tableaux suivants :

Tableau .IV. 5 : Définition des combinaisons de dimensionnement

Situations		Durable Transitoire	Accidentelle	Sismique
ELU	Equilibre statique	X	X	X
	Résistance	X	X	X
ELS	Rares	X		X
	Fréquents	X		
	Quasi-permanents	X		

Tableau .IV. 6 : Définition des combinaisons à l’ELS

Combinaison ELS	Actions permanentes G_d	Actions variables Q_d	
		De base	Accompagnement
Rares	$G_k (P_k)$	Q_{k1}	$\Psi_{0i} Q_{ki}$
Fréquents	$G_k (P_k)$	$\Psi_{11} Q_{k1}$	$\Psi_{2i} Q_{ki}$
Quasi-permanents	$G_k (P_k)$	$\Psi_{21} Q_{k1}$	$\Psi_{2i} Q_{ki}$

Tableau .IV . 7 : Définition des combinaisons à l’ELU

Combinaison ELU	Actions permanentes G_d	Actions variables Q_d		Actions accidentelles et sismiques
		De base	Accompagnement	
Durable ou transitoire	$\gamma_G G_k (\gamma_P P_k)$	$\gamma_{Q1} Q_{k1}$	$\gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki}$	
Accidentelle	$\gamma_{GA} G_k (\gamma_{PA} P_k)$	$\Psi_{11} Q_{k1}$	$\Psi_{2i} Q_{ki}$	Ad
sismique	$G_k (P_k)$	$\Psi_{Si} Q_{ki}$		As

Les valeurs des coefficients γ et ψ sont données dans les tableaux suivants :

Tableau .IV. 8 : Coefficients ψ

Actions	Gr 1	Gr 2	Gr 4	Gr 5	Gr 11	Gr 12	Gr 14	Autres actions d'exploitation	Actions naturelles	
									Vent	thermiques
Ψ_0	0.8	0.8	0	1	0.8	0.8	0	0.8	0.6	0.6
Ψ_1	0.8	0.8	0.8	0	0.6	0.6	0.8	0.5	0.5	0.6

Tableau .IV. 9 : Coefficient γ

Situation				Durable ou transitoire	accidentelle	Sismique
Cas A Perte d'équilibre statique	Actions permanentes	Défavorable	γ_{Gsup}	1.1	1.0	1.0
		Favorable	γ_{Ginf}	0.9	1.0	1.0
	Actions de circulation défavorables		γ_Q	1.45 (Gr 5) 1.35 (SW/2) 1.00 (Autres)	1.0	1.0
	Autres actions variables défavorables		γ_Q	1.5	1.0	1.0
	Actions accidentelles		γ_A		1.0	
	Actions sismiques		γ_s			1.0
Cas B Rupture structurale	Actions permanentes	Défavorable	γ_{Gsup}	1.35	1.0	1.0
		Favorable	γ_{Ginf}	1.0	1.0	1.0
	Actions de circulation défavorables		γ_Q	1.45 (Gr 5) 1.35 (SW/2) 1.00 (Autres)	1.0	1.0
	Autres actions variables défavorables		γ_Q	1.5	1.0	1.0
	Actions accidentelles		γ_A		1.0	
	Actions sismiques		γ_s			1.0

Notations :

On désigne par :

G_{max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.

G1 : L'ensemble des parties des actions permanentes, y compris les parties du poids propre, qui ont un effet stabilisateur.

G2 : L'ensemble des parties des actions permanentes, y compris les parties du poids propre, qui ont un effet déstabilisateur.

Q : actions variables ;

Q₁ : actions de base ;

Q_i : actions d'accompagnement ;

AQS : charges sur accotements solidaire ;

T : actions thermiques ;

W₀ : action du vent sans circulation ferroviaire

W₁ : action du vent avec circulation ferroviaire

Ψ : Coefficient pour les actions variables (ELU et ELS).

γ : Coefficient pour les actions à l'ELU.

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique.

IV.4.5. Les combinaisons**IV.4.5.1. E.L.U. d'équilibre statique**

Forme générale :

$$\gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + \gamma_{Q1} Q1 + \sum 1,5 \psi_{0i} Q_i$$

$$\gamma_{G1} = 0,9$$

$$\gamma_{G2} = 1,1$$

À vide :

$$0,9 G1 + 1,1 G2 + 1,5 W_0$$

Une voie chargée :

$$\begin{aligned} & \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + 1,45 Gr_2 + 1,2 AQS + 0,9 T_k + 0,9 W_1 \\ & \text{Max} [1,45 Gr_1 ; 1,35 Gr_4] + 1,2 AQS + 0,9 T_k \\ & 1,5 T_k + 1,16 Gr_1 + 1,2 AQS \\ & 1,5 W_k + 1,0 Gr_5 + 1,2 AQS \end{aligned}$$

Deux voix chargées :

$$\begin{aligned} & \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + 1,45 Gr_{12} + 1,2 AQS + 0,9 T_k + 0,9 W_1 \\ & \text{Max} [1,45 Gr_{11} ; 1,35 Gr_{14}] + 1,2 AQS + 0,9 T_k \\ & 1,5 T_k + 1,16 Gr_{11} + 1,2 AQS \end{aligned}$$

IV.4.5.2. E.L.U. fondamental (Résistance)

Forme générale :

$$\begin{aligned} & \gamma_P P_k + 1,35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,5 \psi_{0i} Q_i \\ & \gamma_P = 1,00 \end{aligned}$$

À vide :

$$\gamma_P P_k + 1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 W_0$$

Une voie chargée :

$$\begin{aligned} & \gamma_P P_k + 1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,45 Gr_2 + 1,2 AQS + 0,9 T_k + 0,9 W_1 \\ & \text{Max} [1,45 Gr_1 ; 1,35 Gr_4] + 1,2 AQS + 0,9 T_k \\ & 1,5 T_k + 1,16 Gr_1 + 1,2 AQS \\ & 1,5 W_k + 1,0 Gr_5 + 1,2 AQS \end{aligned}$$

Deux voies chargées :

$$\begin{aligned} & \gamma_P P_k + 1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,45 Gr_{12} + 1,2 AQS + 0,9 T_k + 0,9 W_1 \\ & \text{Max} [1,45 Gr_{11} ; 1,35 Gr_{14}] + 1,2 AQS + 0,9 T_k \\ & 1,5 T_k + 1,16 Gr_{11} + 1,2 AQS \end{aligned}$$

Les E.L.U. d'équilibre statique et fondamental ne diffèrent que par les actions permanentes, la

partie de combinaison relative aux actions variable est identique

IV.4.5.3. E.L.U. accidentels (Résistance, équilibre statique)

Forme générale :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + \psi_{11} Q_{k1} + 0,5 T_k$$

$$P_k = 0 \text{ (pour équilibre statique)}$$

À vide :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + 0,6 T_k$$

Une voie chargée :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + 0,8 Gr_4 + 0,5 T_k$$

Deux voies chargées :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + 0,6 Gr_4 + 0,5 T_k$$

P_k : n'est pas à considérer et G_{\max} et G_{\min} sont à remplacer par G_1 et G_2 pour l'équilibre statique.

IV.4.5.4. E.L.S. Rares

Forme générale :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + Q_{k1} + \sum \psi_{0i} Q_{ki}$$

A vide :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + W_0$$

Une voie chargée :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + Gr_2 + 0,8 AQS + 0,6 T_k + 0,6 W_1 Gr_1$$

$$\text{ou } Gr_4 + 0,8 AQS + 0,6 T_k$$

$$T_k + 0,8 Gr_1 + 0,8 AQS$$

$$W_1 + 1,0 Gr_5 + 0,8 AQS$$

Deux voies chargées :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + Gr_{12} + 0,8 AQS + 0,6 T_k + 0,6 W_1$$

$$Gr_{11} \text{ ou } Gr_{14} + 0,8 AQS + 0,6 T_k$$

$$T_k + 0,8 Gr_{11} + 0,8 AQS$$

IV.4.5.5. E.L.S. fréquents

Forme générale :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + \psi_{11} Q_{k1} + 0,5 T_k$$

A vide :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + 0,6 T_k$$

Une voie chargée :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + 0,8 (Gr_1 \text{ ou } Gr_4) + 0,5 T_k$$

Deux voies chargées :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + 0,6 (Gr_{11} \text{ ou } Gr_{14}) + 0,5 T_k$$

IV.4.5.6. E.L.S. quasi-permanents

Forme générale :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + 0,5 T_k$$

IV.5. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons défini les différentes actions agissant sur le tablier, ainsi que les combinaisons des charges à prendre en compte pour le calcul des sollicitations.

Dans le chapitre suivant nous allons modéliser notre pont et déterminer tous les diagrammes des moments fléchissant des différentes charges ainsi que les efforts tranchants, efforts normaux dans les éléments constituant du pont et les déplacements.

Chapitre V :

Modélisations et sollicitations

V.1. Modélisation

V.1.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons modéliser le pont avec le logiciel ‘**CSiBridge**’. Ce logiciel permet de définir la géométrie, les conditions aux limites, chargements sur la structure, etc. de façon graphique, numérique ou combinée, en utilisant les outils disponibles.



Figure .V.1. Image du logiciel ‘CSiBridge ‘ version15

V.1.2. Présentation du logiciel

CSiBridge est un logiciel produit spécifiquement pour le calcul et la conception des ponts, il est issu du module **Bridge** proposé par les versions 14 du logiciel **SAP2000**, Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d’éléments autorisant l’approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d’analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, en béton précontraint et en charpente métallique. Le programme **CSiBridge** offre les possibilités d’analyse suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique.

V.I.3. Les étapes de la modélisation

V.1.3.1. 1^e étape : Créer un nouveau modèle

Pour définir un nouveau modèle, on sélectionne 'Blank template' et définir l'unité de travail « N,m,c ».

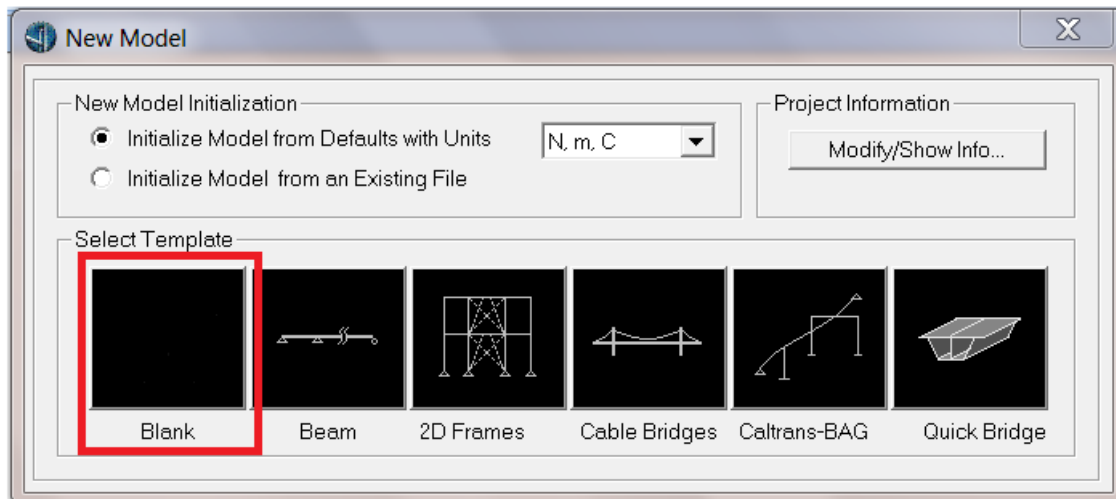


Figure .V. 2. Nouveau modèle.

V.1.3.2. 2^e étape : La ligne de référence

La deuxième étape dans la création d'un modèle de pont est de définir la ligne que suivra l'ouvrage, ceux sont des lignes de référence utilisées pour définir l'alignement horizontal et vertical du pont « Layout line » ainsi que les voies réservées à la circulation.

Elles sont définies en utilisant des points repères, les inclinaisons pour l'alignement horizontal, et la pente de l'alignement vertical. Ces lignes peuvent être droites, pliées ou courbées, à la fois horizontalement et verticalement.

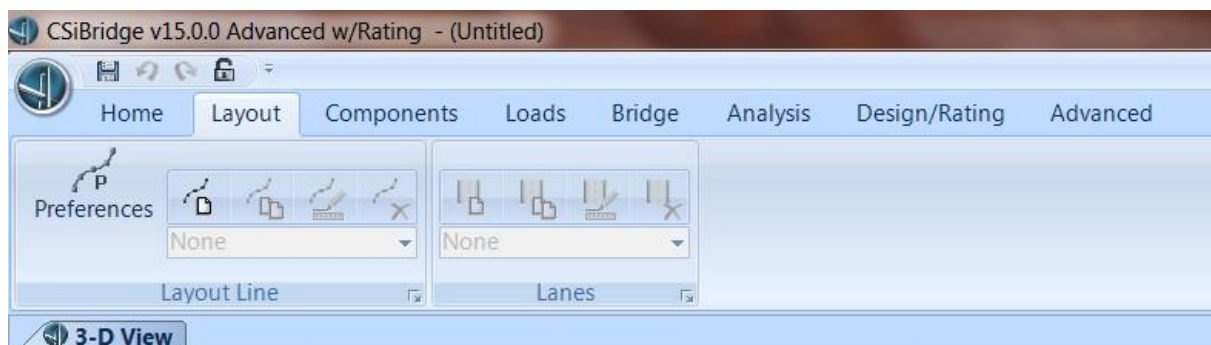


Figure .V. 2 : Panneau de la Ligne de référence.

Dans le cas de notre pont, la Ligne de référence est rectiligne d'une longueur de 54 m. on introduit cette ligne de référence dans le tableau 'Bridge Layout Line Data'.

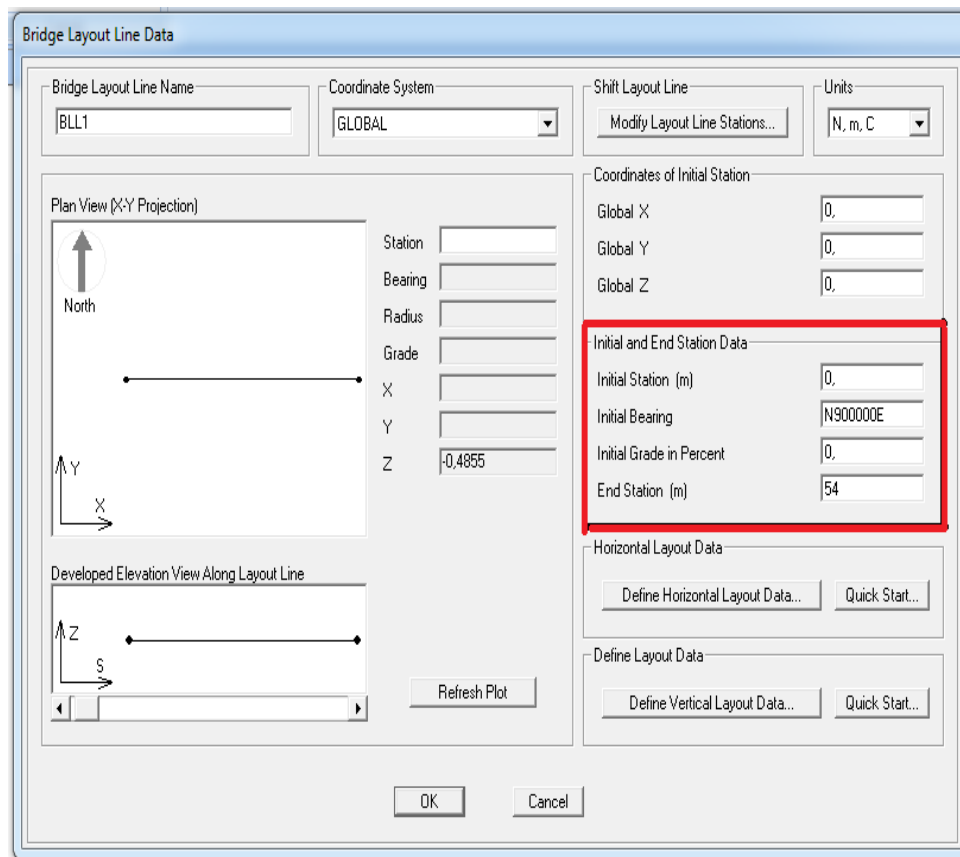


Figure .V. 3 : Création de la Ligne de référence.

V.1.3.3 3^e étape : Les propriétés des matériaux et des sections

L'étape suivante consiste à définir les propriétés des matériaux et des sections dans le panneau 'Component' (Composants).

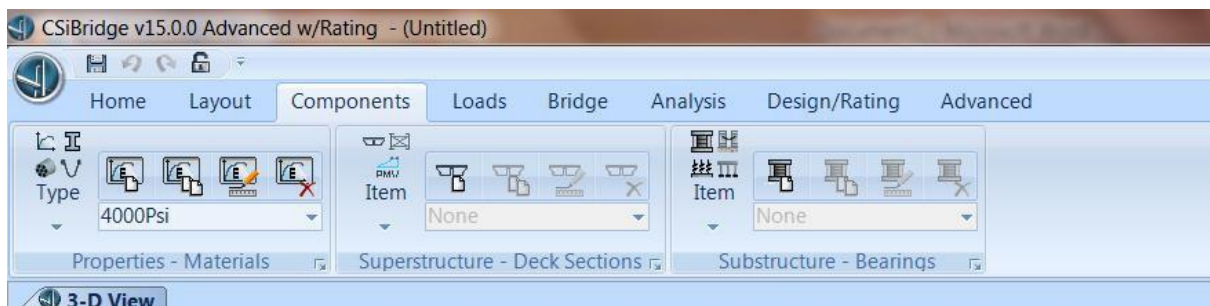


Figure .V. 4 : Panneau des composants.

Nous avons défini deux types de béton :

- Pour L'infrastructure : 30 MPa.
- Pour la superstructure : 35 MPa.

Ensuite, nous définissons les sections dans 'Frame properties' du panneau 'Components' : section de la pile, section de la culée, section du chevêtre

Dans ce tableau, nous choisissons le type du matériau, la largeur (Width) et la longueur (Depth) des sections.

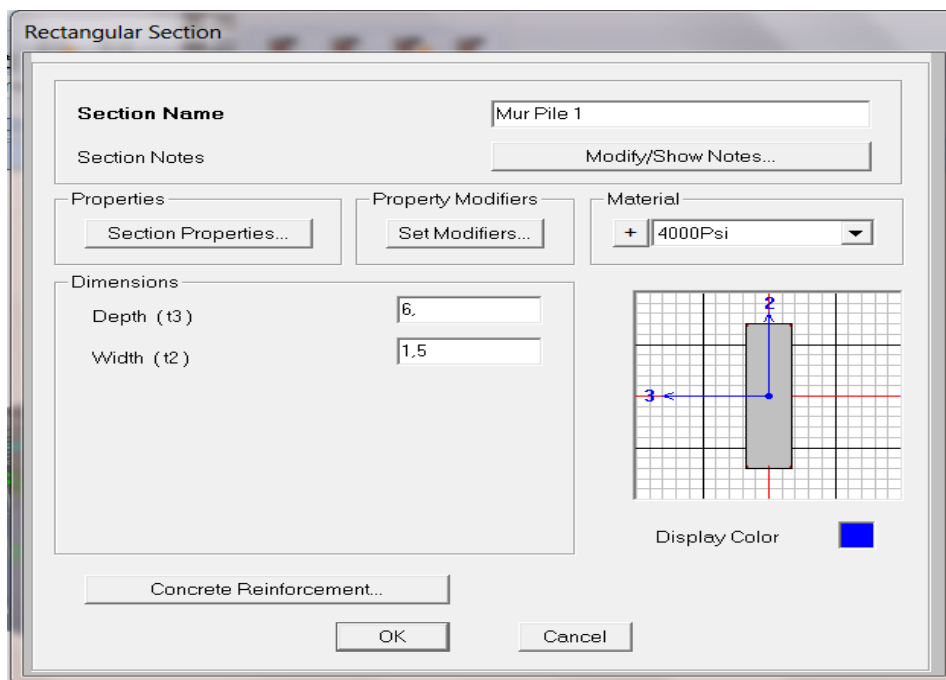


Figure .V. 6 : Tableau de définition des propriétés des sections.

Ainsi, nous avons défini les piles, les culées et le chevêtre au-dessus des piles.

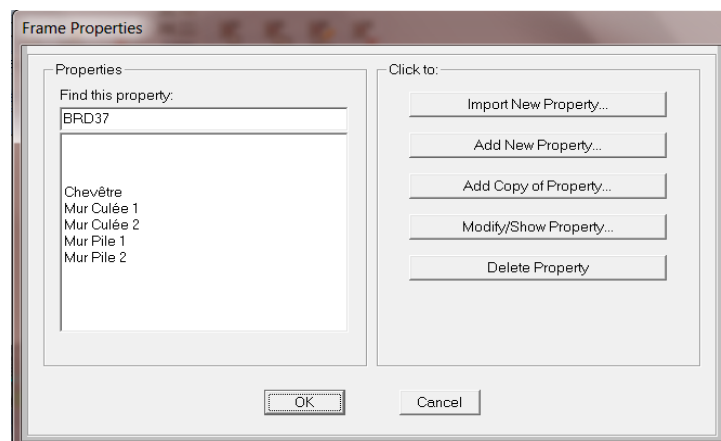


Figure .V. 7 : Liste des sections.

V.1.3.4 4^e étape : La superstructure.

Passons maintenant à la superstructure. Dans le panneau ‘Components’, on a une icône ‘Superstructure – Deck Sections’

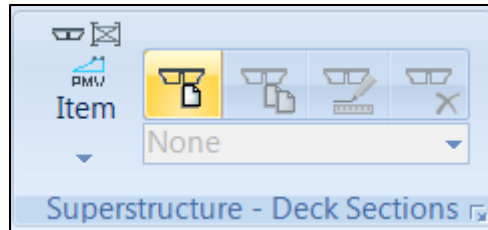


Figure .V. 8 : Icône Superstructure.

Dans ce tableau, nous avons plusieurs types de dalles. Nous choisissons ‘Concrete Flat Slab’ (Bloc plat en béton) qui correspond mieux à la forme de notre dalle et nous introduisons les dimensions de la section transversale.

Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	DALLE PLEINE
Material Property	5000Psi
Number of Interior Girders	3
Total Width	13.58
Total Depth	2,
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	0,35
f2 Horizontal Dimension	0,35
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	3,79
Left Overhang Outer Thickness (t5)	0,45
Right Overhang Data	
Right Overhang Length (L2)	3,79
Right Overhang Outer Thickness (t6)	0,45
Live Load Curb Locations	
Distance To Inside Edge of Left Live Load Curb	0,
Distance To Inside Edge of Right Live Load Curb	0,

Figure .V. 9 : Tableau des dimensions de la section transversale.

V.1.3.5 5^e étape : L'infrastructure.

Une fois la superstructure est définie, nous passons à l'infrastructure dans l'icône 'Substructure'. Dans cette partie, nous définissons les piles et les culées.

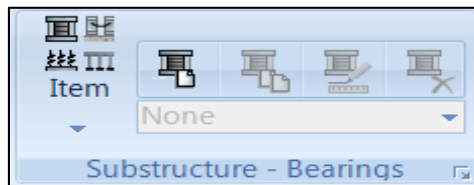


Figure .V. 10 : Icône Infrastructure.

Nous avons défini deux culées différentes dans l'icône 'Bridge Abutment Data',

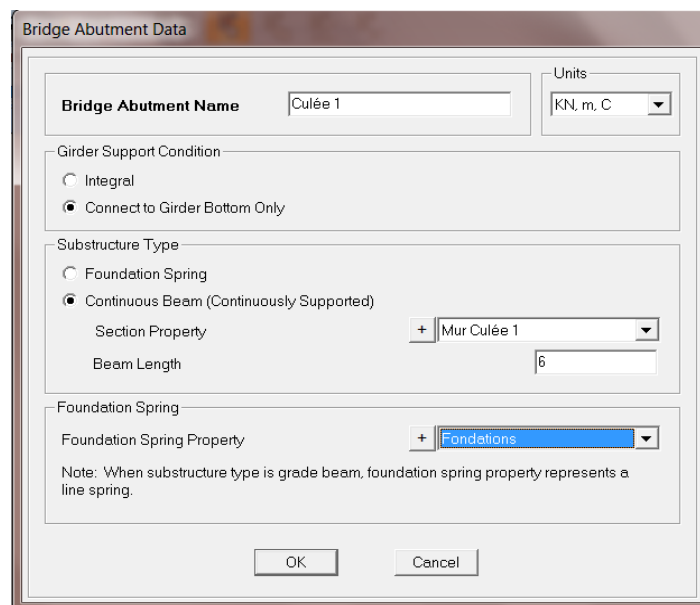


Figure .V. 11 : Détail des propriétés de la culée. Et deux piles différentes dans 'Bridge Bent Data'.

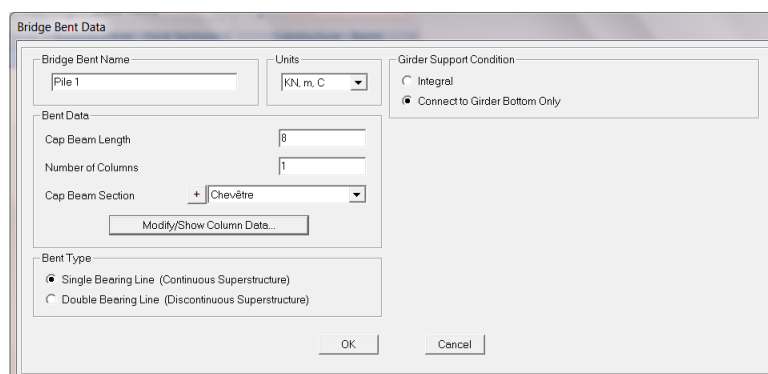


Figure .V. 12 : Détail des propriétés de la pile.

Les détails de la pile sont ajustés dans ‘Show Column Data’.

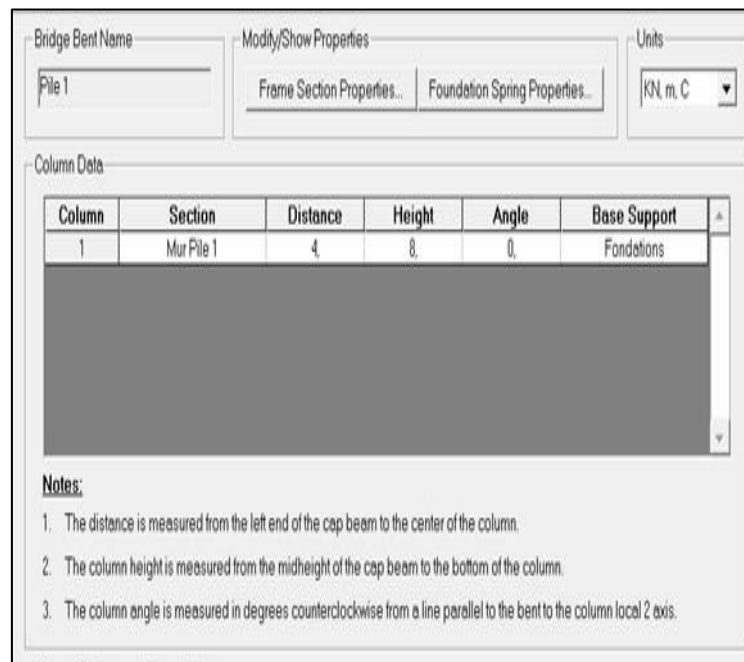


Figure .V. 13 : Détails de la pile.

V.1.3.6 6^e étape : La conception du pont

A cette étape tous les éléments du pont sont définis, il ne reste que la conception du modèle. Pour cela nous passons au panneau ‘Bridge’.



Figure .V. 14 : Panneau Pont.

Le tableau ‘Bridge Object Data’ contient tous les éléments du pont (travées, culées, piles...),

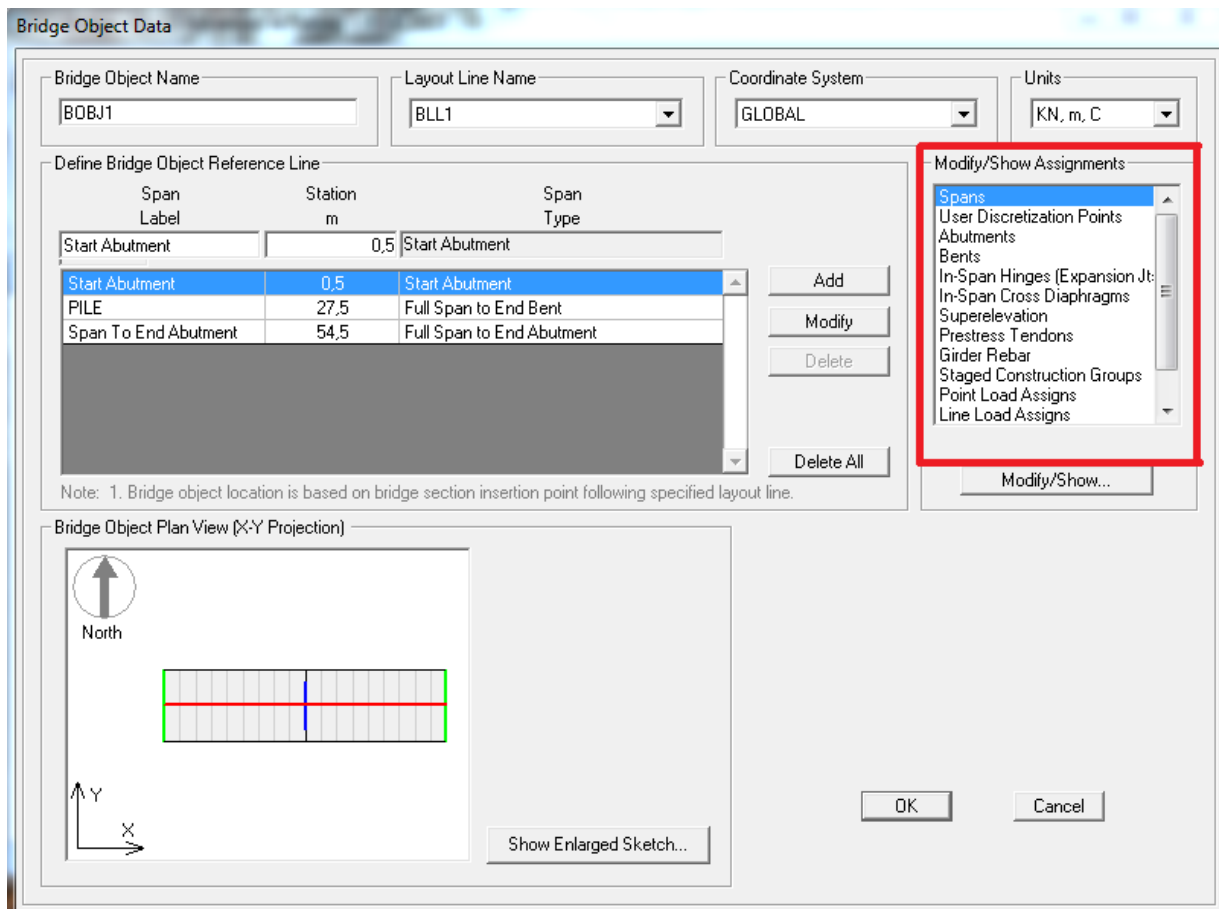


Figure .V. 15 : Tableau ‘Bridge Object Data’

Nous définissons les longueurs des travées, ensuite les emplacements des culées et des piles. Nous pouvons introduire aussi un biais au pont dans ce tableau. Ce tableau nous permet aussi de définir le tracé des câbles de précontrainte, le détail du ferrailage passif et les différents chargements.

V.1.3.7 7^e étape : l’analyse

En fin, nous pouvons lancer l’analyse du modèle dans le panneau ‘Analysis’ en appuyant sur l’icône ‘Run Analysis’.

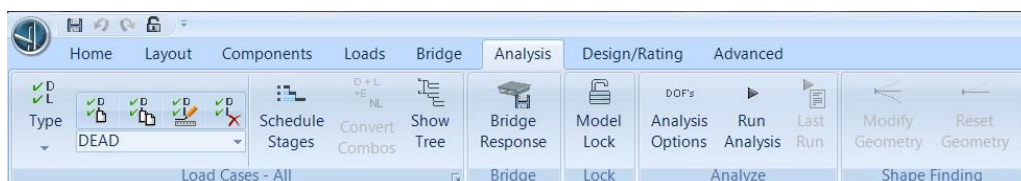


Figure .V. 16 : Panneau Analyse.

Une fois l'analyse achevée, nous obtenons le modèle suivant :

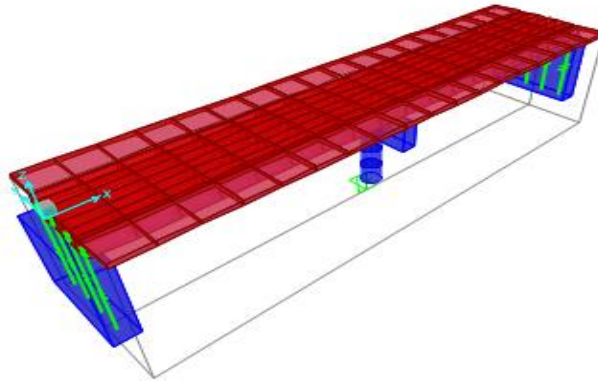


Figure .V. 17 : Modèle du pont en 3-D

V.1.4 Introduction des charges dans le CSiBridge

La charge permanente due au poids propre de la dalle est calculée directement selon les caractéristiques géométriques et les caractéristiques des matériaux définies dans le logiciel.

Pour introduire les différentes surcharges, nous passons au panneau 'Loads' (Charges). Il faut tout d'abord créer un modèle de charges dans l'icône 'Load Patterns'.

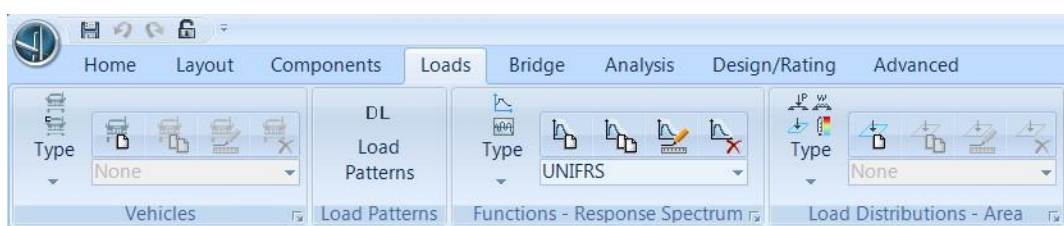


Figure .V. 18 : Panneau 'Load Patterns'

Ensuite, nous sélectionnons le type de chargement (Concentré, répartition linéaire ou surfacique) dans l'icône 'Load Distribution'.

Pour le cas des charges roulantes, il faut tout d'abord créer un 'Path' (Chemin) dans le panneau 'Layout', ce chemin va définir le tracé que suit la charge roulante. Dans notre cas, on

créé deux chemins sur toute la longueur du pont excentrés chacun de 2,1 m de l'axe.

Et pour définir la charge roulante, nous passons au panneau 'Loads' dans l'icône 'Vehicles'

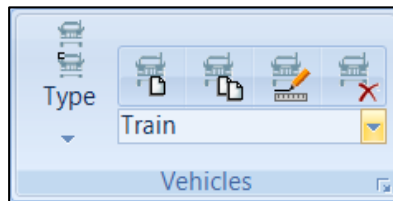


Figure .V. 19 : Icône 'Vehicles'

A la fin, il faut assigner toutes les charges à des 'load Patterns' spécifiques et les disposer sur le pont. Cette étape se fait dans le panneau 'Bridge'.

V.2 Sollicitations

V.2.1. Introduction

Après avoir modélisé le pont convenablement, nous allons déterminer les différentes sollicitations dans l'ouvrage.

V.2.2. Les diagrammes des moments fléchissants

Le logiciel nous donne le moment fléchissant dû aux charges permanentes à chaque 2m selon la discrétisation choisie au début de la conception du pont

V.2.2.1. Moment fléchissant dû au poids propre de la dalle

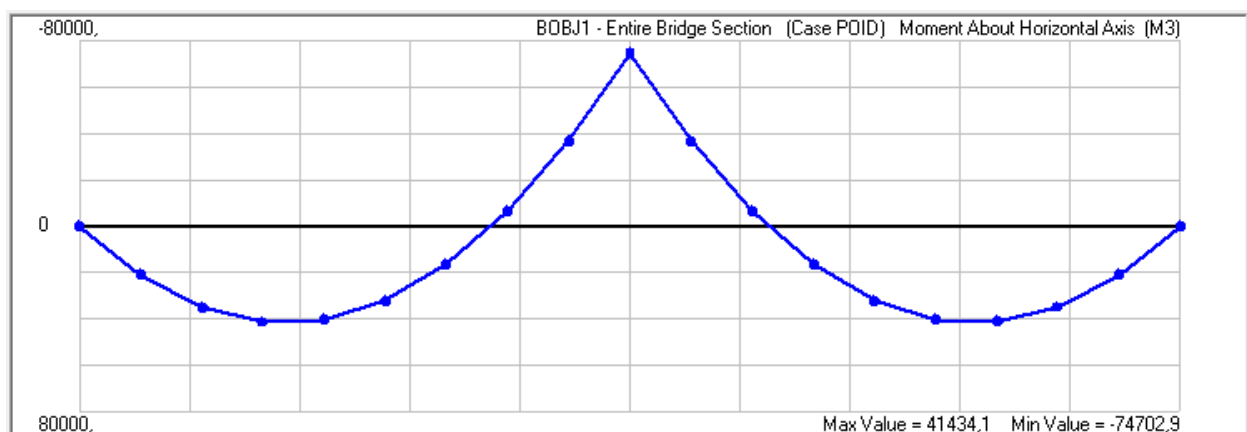


Figure. V. 20 : Diagramme du moment fléchissant dû au poids propre de la dalle.

V.2.2.2. Moment fléchissant dû aux charges permanentes

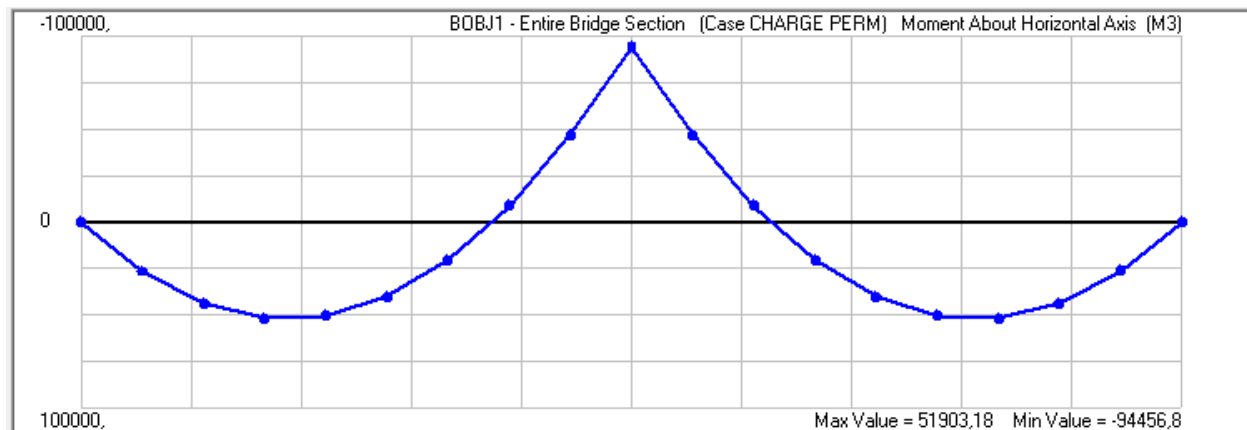


Figure .V. 21 : Diagramme du moment fléchissant dû aux charges permanentes.

La valeur de M dû aux charges permanentes (poids de la dalle +les équipements)

- sur l'appui intermédiaire est : $M_{\text{appui}} = -94458,8 \text{ KN.m}$.
- Sur mi- travée : $M_{\text{travées}} = 51903,18 \text{ KN.m}$

V.2.2.3. Moment fléchissant dû aux surcharges d'exploitation

L'enveloppe des moments maximums et minimums est donnée par le logiciel, pour un passage de la charge roulante sur toute la longueur du pont.

Le pont comporte deux voies, on calculera alors le moment fléchissant pour les deux cas de chargement possibles : surcharges dans une voie uniquement et surcharges sur deux voies.

V.2.2.3.1. Chargement sur une seule voie

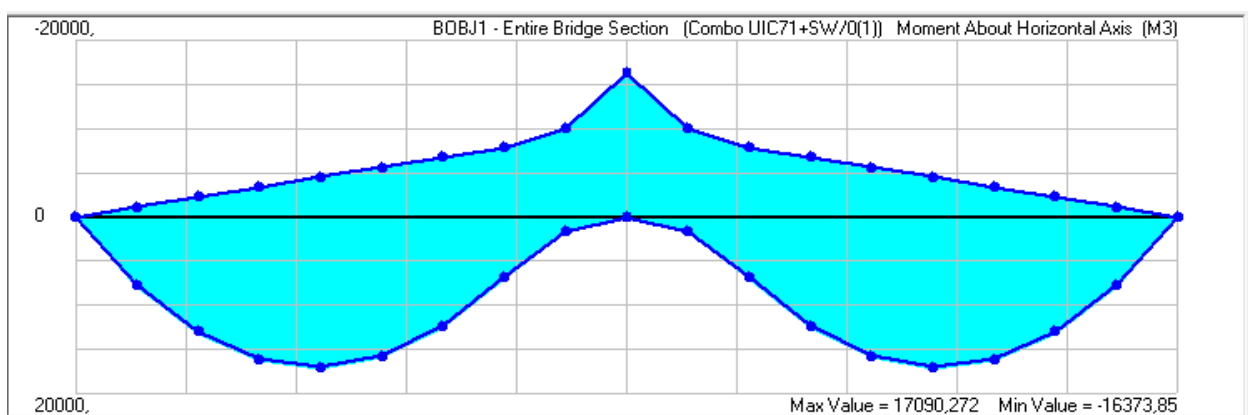


Figure .V. 22 : Enveloppe des moments dus aux surcharges UIC71 + SW/0 sur une voie.

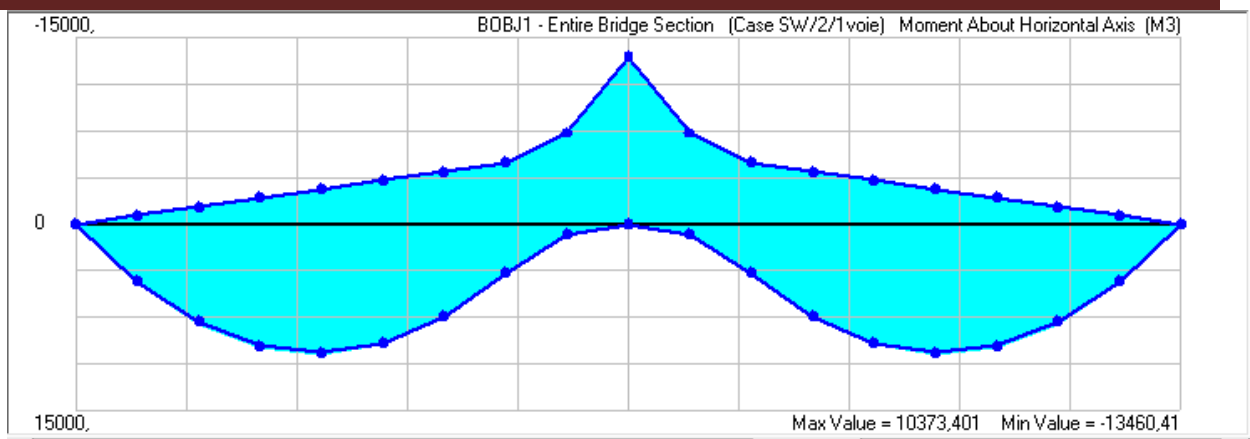


Figure .V. 23 : Enveloppe des moments dus aux surcharges SW/2 sur une voie.

V.2.2.3.2 Chargement sur deux voies

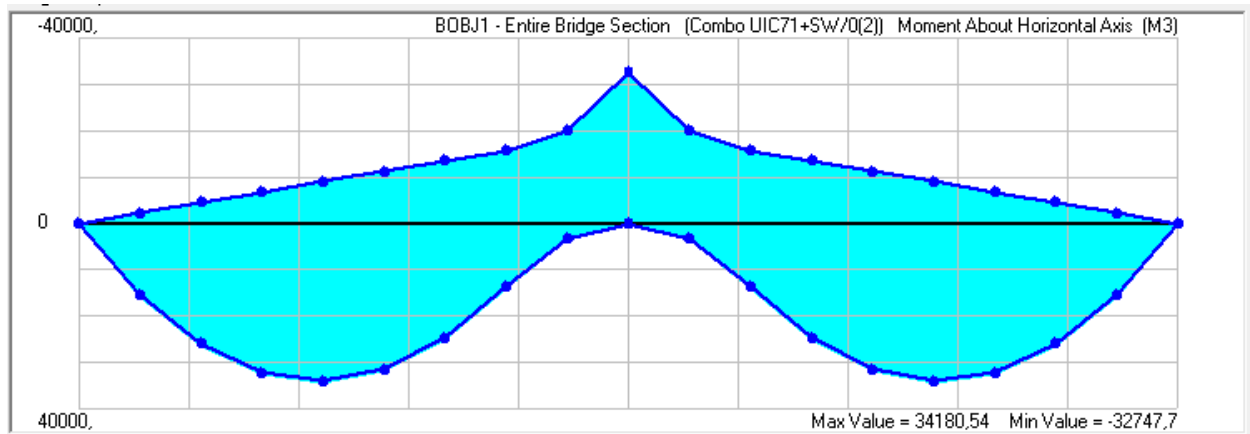


Figure.V.24 : Enveloppe des moments dus aux surcharges UIC71 + SW/0 sur deux voies.

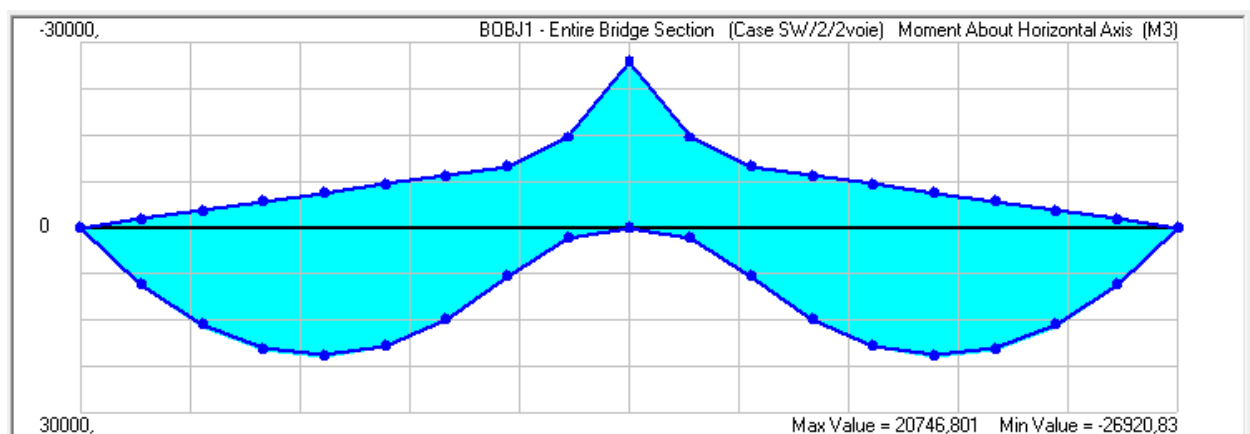


Figure .V. 25 : Enveloppe des moments dus aux surcharges SW/2 sur deux voies.

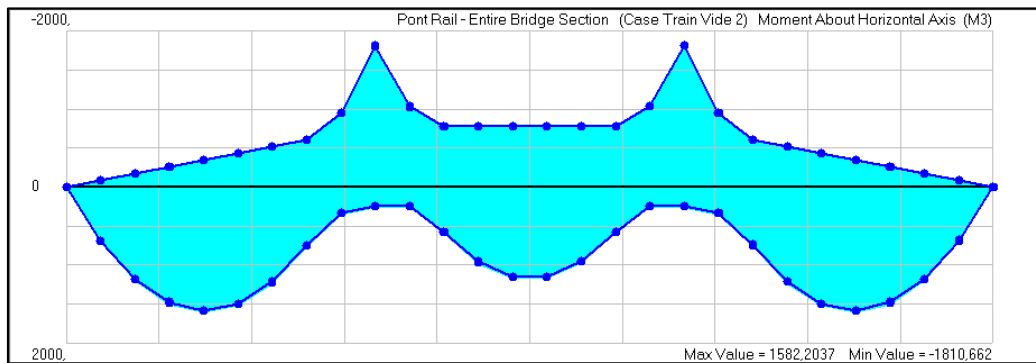


Figure .V. 26 : Enveloppe des moments dus aux surcharges 'Train à vide' sur deux voies.

V.2.3. Les enveloppes des moments les plus défavorables

V.2.3.1. A l'E.L.U.

La combinaison qui nous a donné les moments les plus défavorables est :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,45 Gr_{12} + 1,2 AQS + 0,9 T_k + 0,9 W_1$$

Cette combinaison est à l'état limite ultime fondamental.

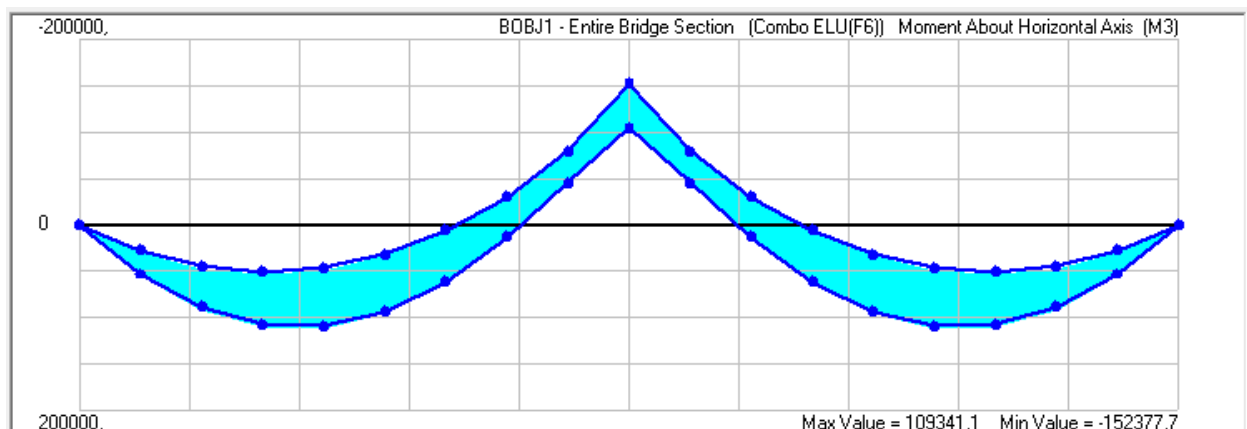


Figure. V. 27 : Enveloppe des moments fléchissant les plus défavorables à l'E.L.U.

V.2.3.2. A l'E.L.S.

La combinaison qui nous a donné les moments les plus défavorables est :

$$G_{\max} + G_{\min} + Gr_{12} + 0,8 AQS + 0,6 T_k + 0,6 W_1$$

Cette combinaison est à l'état limite de service dans la situation rare.

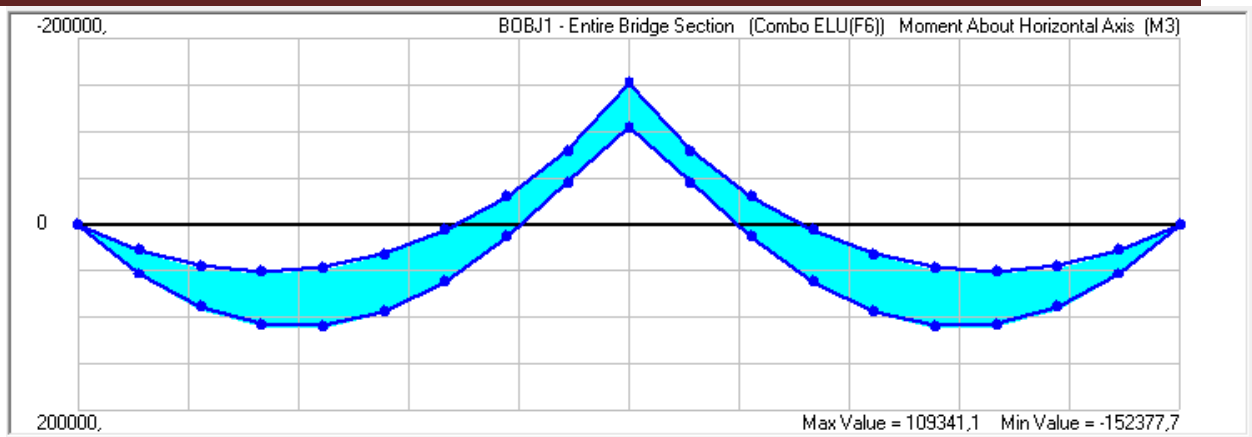


Figure .V. 28 : Enveloppe des moments fléchissant les plus défavorables à l'E.L.S.

V.2.4. Les diagrammes des efforts tranchants

Le calcul de l'effort tranchant se fait parallèlement au calcul de M

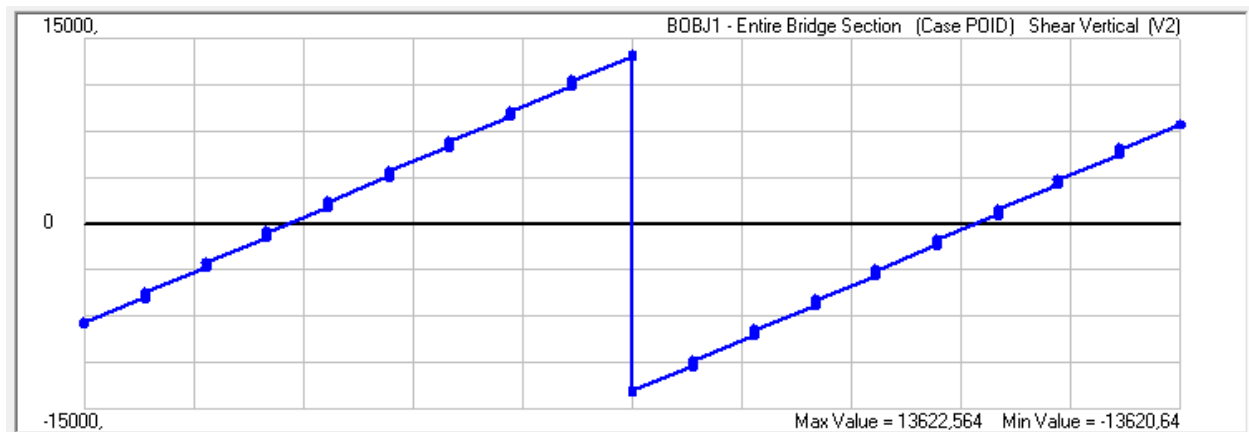


Figure. V. 29 : Diagramme de l'effort tranchant dû au poids propre de la dalle.

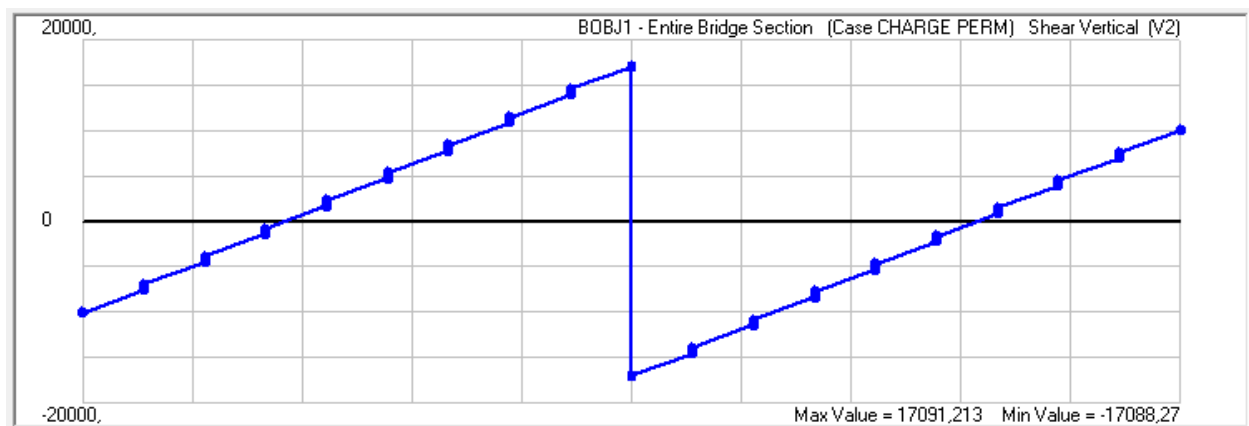


Figure .V. 30 : Diagramme de l'effort tranchant dû aux charges permanentes.

V.2.4.1. Efforts tranchant dû aux surcharges d'exploitation

L'enveloppe des efforts tranchants Maximums et Minimums est donnée par le logiciel, pour un passage de la charge roulante sur toute la longueur du pont.

Le pont comporte deux voies, on calculera alors les efforts tranchants pour les deux cas de chargement possibles : surcharges dans une voie uniquement et surcharges sur deux voies.

V.2.4.1.1. Chargement sur une seule voie

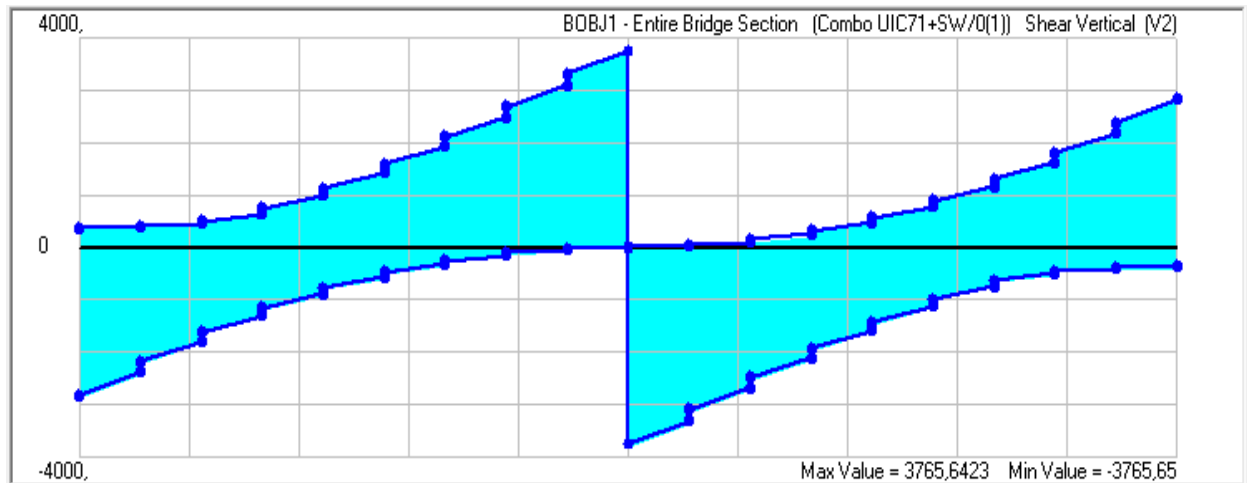


Figure .V. 31 : Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges UIC71 + SW/0 sur une voie.

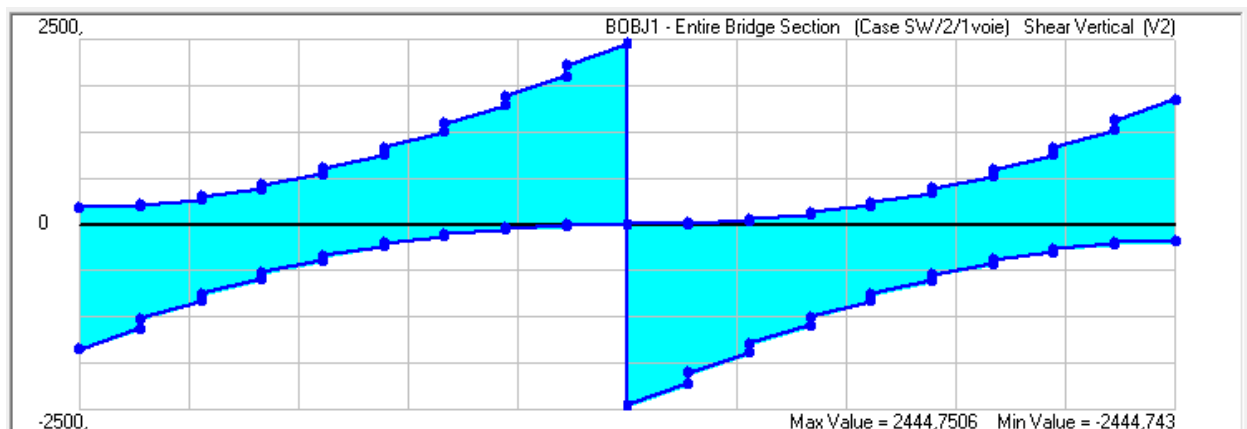


Figure .V. 32 : Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges SW/2 sur une voie.

V.2.4.1.2. Chargement sur deux voies

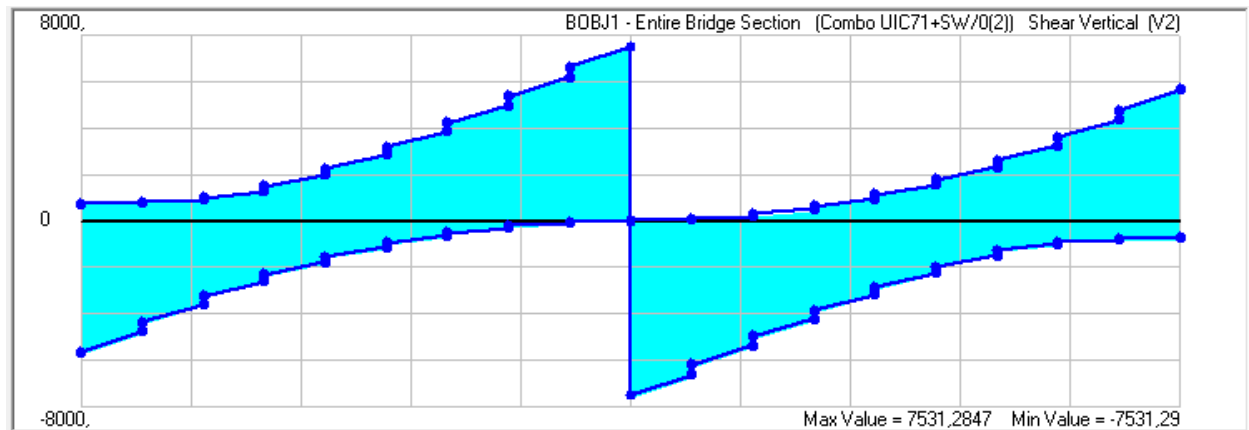


Figure.V.33: Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges UIC71 + SW/0 sur deux voies.

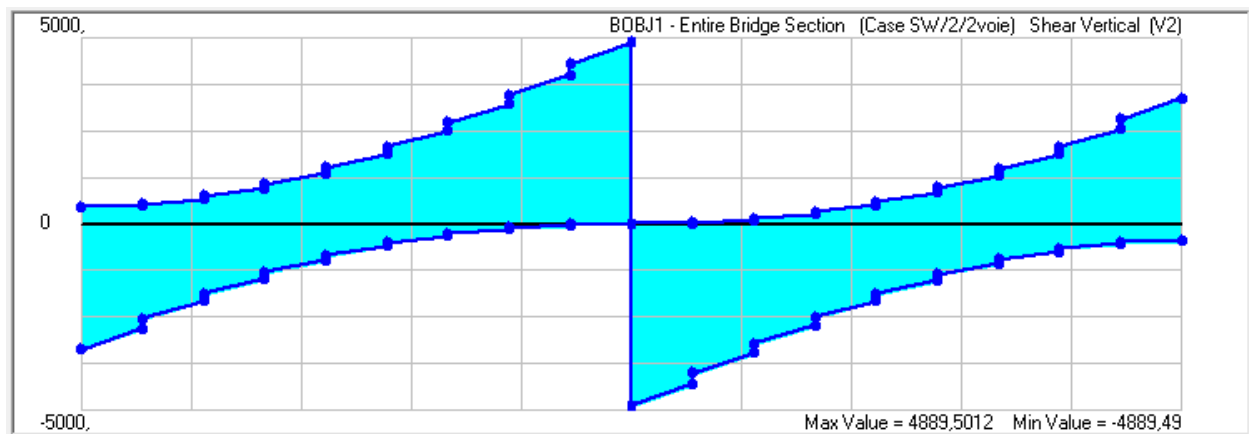


Figure .V. 34 : Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges SW/2 sur deux voies.

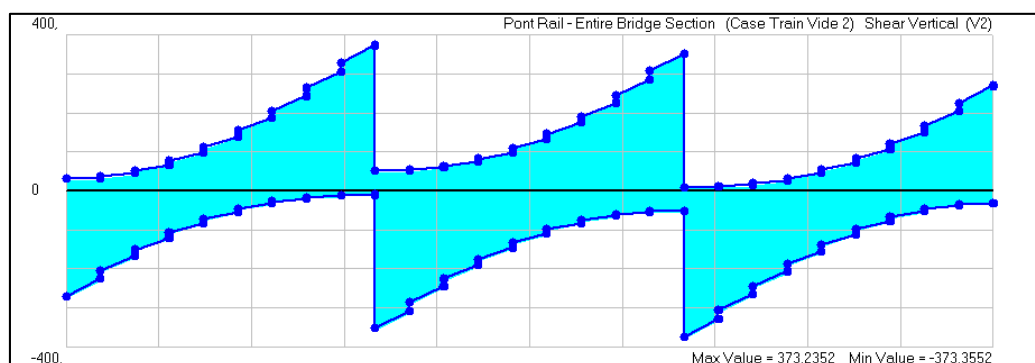


Figure .V. 35 : Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges 'Train à vide' sur deux voies.

V.2.5. Enveloppe des efforts tranchants les plus défavorables à l'E.L.U.

La combinaison qui nous a donné les efforts tranchants les plus défavorables est :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,45 G_{r12} + 1,2 AQS + 0,9 T_k + 0,9 W_1$$

Cette combinaison est à l'état limite ultime fondamental.

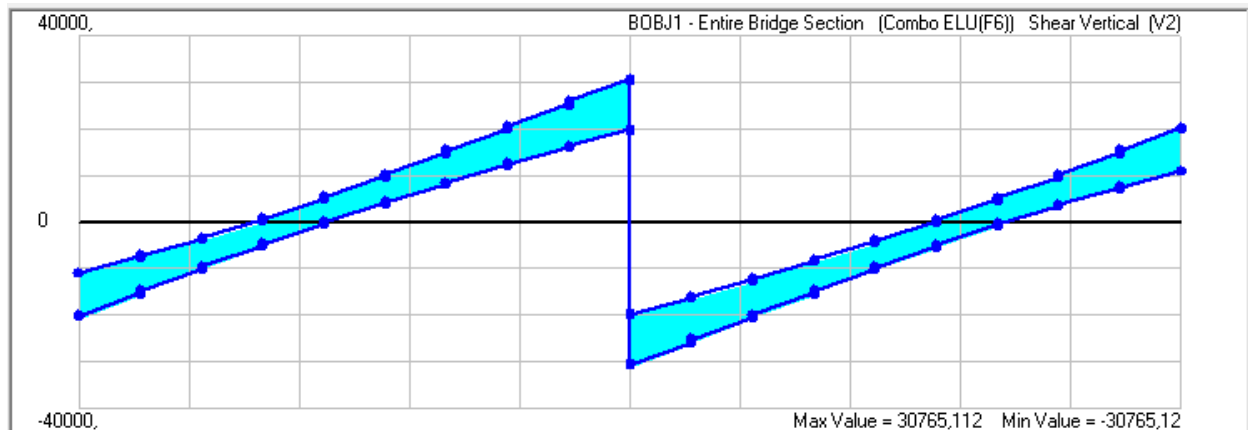


Figure .V. 36 : Enveloppe des efforts tranchants les plus défavorables à l'E.L.U.

Remarque :

Tous les diagrammes sont tracés en KN, m.

Les résultats obtenus sont détaillés dans l'annexe .

V.2.6 Les déformations

Le logiciel nous permet de visualisé les différentes déformations.

V.2.7 Déformation verticale

Le tablier se déforme sous son poids propre, et nous obtenons la déformée suivante :

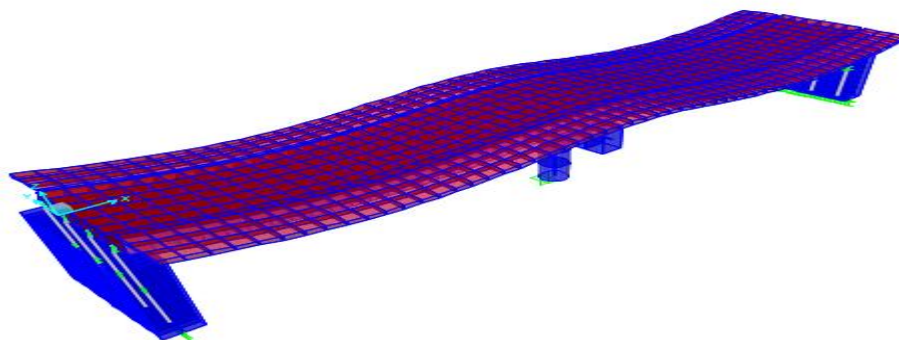


Figure. V. 37: La déformée verticale de la dalle due à son poids propre (en mètre).

La déformée maximale est égale à : $\delta = 10,20 \text{ mm}$

V.2.8. Déplacement longitudinal

Le déplacement du tablier doit être limité à 30 mm sous l'action de démarrage et de freinage pour le cas des voies possédants des dispositifs de dilatation à chaque extrémité du pont.

(Livret 2.01 art.1.8.1.2 de la S.N.C.F)

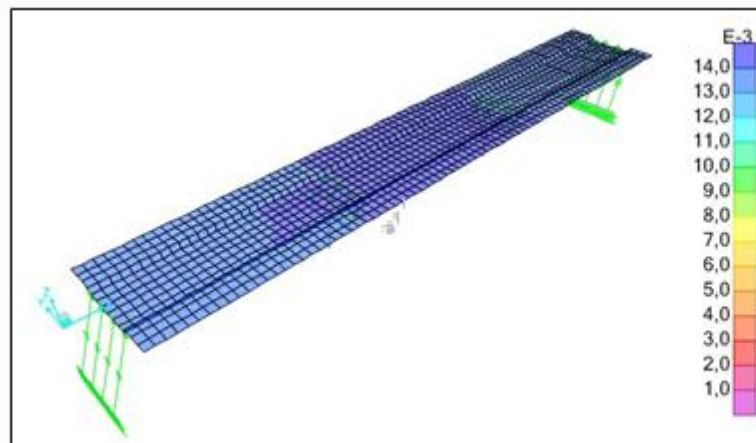


Figure .V. 38 : Le déplacement longitudinal sous l'action de démarrage et de freinage (en mètre).

Le déplacement maximal est égal à : $U_X = 8,2 \text{ mm}$.

V.3. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons appris comment modéliser un pont grâce au logiciel 'CSIBridge' de déterminer les sollicitations pour les différentes combinaisons de charges, et déterminer ainsi celles qui sont les plus défavorables. Mais aussi d'avoir l'enveloppe des moments fléchissant et l'enveloppe des efforts tranchants, et ceux relatifs au passage des charges roulantes, le détail des résultats est donné en annexe 1.

Chapitre VI :

Etude de la précontrainte

VI.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons étudier la force de précontrainte, le nombre de câbles ainsi que leur tracé, et le calcul des pertes de précontrainte.

VI.2. Généralités

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges qui le sollicitent.

Cette définition est très générale et peut être aussi appliquée à tout élément précontraint

Dans le cas particulier du béton qui résiste bien en compression et très mal en traction, la précontrainte consiste à introduire des contraintes de compression permanentes, uniformes ou non, dans les zones où les charges extérieures provoquent des contraintes de traction

Dans une structure en béton armé les sections résistent d'une façon passive dans les zones tendues où le béton peut se fissurer et devenir inactif ceci provoque un comportement hétérogène. Par contre pour les structures en béton précontraint le traitement mécanique qui consiste à pré-comprimer certaines zones peut être considéré comme une manière active de résister aux charges extérieures de plus on rend le béton capable de résister efficacement à la traction en empêchant ainsi le béton de se fissurer. On assiste alors à un matériau homogène «comme pour les structures métalliques» et élastique. Cette propriété est très fondamentale, et dépend essentiellement de la proportion des charges extérieures appliquées. On distingue deux types de précontraintes principales précontrainte par pré-tension et précontrainte par post-tension.

VI.3. Domaine d'application

L'invention du béton précontraint est due à l'ingénieur français Eugène Freyssinet. Les premières applications pratiques sont tentées en 1933. Dans les années qui suivent, les performances exceptionnelles de ce nouveau concept sont brillamment démontrées.

Grâce à ces avantages le béton précontraint est utilisé dans les ouvrages d'art et les bâtiments de dimensions importantes : il est l'utilisation courante pour les ponts et d'un emploi très répandu pour les poutrelles préfabriquées des planchers de bâtiments.

On le retrouve dans de nombreux autres types d'ouvrages, parmi lesquels nous citerons les réservoirs,

les pieux de fondation et tirants d'ancrage, certains ouvrages maritimes, les barrages...

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton

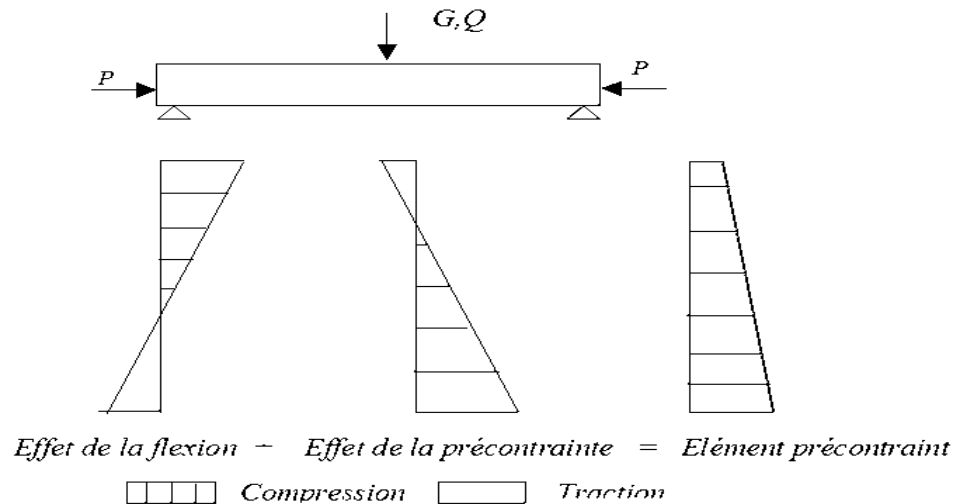


Figure. VI. 1. Principe de la précontrainte.

Cette précontrainte peut être :

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

VI.4. Précontrainte par post-tension

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer. Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier.

La précontrainte par post tension se présente sous deux formes :

- *Une précontrainte par post-tension interne.*
- *Une précontrainte par post-tension externe*

- **Etapes générales de réalisation** :

- Placement des gaines dans le coffrage.
- Coulage du béton.

- Après le durcissement du béton, la mise en tension des câbles.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- L'injection d'un coulis de ciment.

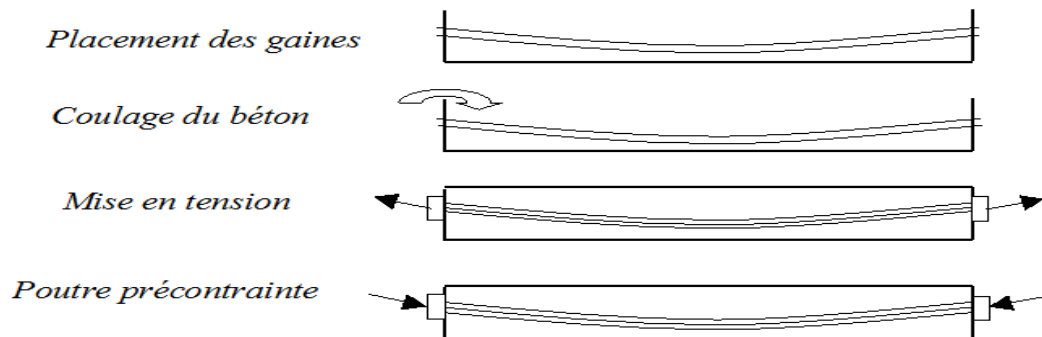


Figure. VI. 2. Etape de réalisation de la précontrainte.

La mise en tension peut être faite en tendant l'acier aux deux extrémités de la pièce (actif - actif) ou en tendant une seule extrémité uniquement (actif - passif).

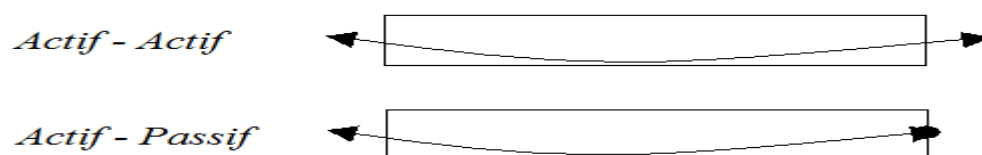


Figure. VI. 3. Mise en tension des câbles.

L'injection est une opération extrêmement importante, car elle assure un double rôle :

- La protection des armatures de précontrainte contre la corrosion.
- L'amélioration de l'adhérence entre les armatures et les gaines.

L'opération de l'injection doit être réalisée dès que possible après la mise en tension des armatures.

Le produit d'injection doit répondre aux impératifs suivants :

- Avoir une assez faible viscosité pour couler facilement et pénétrer dans toutes les ouvertures et entre fils des câbles de précontrainte ;
- Conserver cette faible viscosité pendant un délai suffisant pour que l'injection puisse s'effectuer dans de bonnes conditions avant le début de prise ;

- Après durcissement, avoir une résistance suffisante pour assurer efficacement l'adhérence de l'armature au béton ;
- Présenter un retrait minimal ;
- Ne pas être agressif vis-à-vis de l'acier de précontrainte.

Le produit d'injection était autrefois un mortier formé de ciment, de sable et de l'eau ; aujourd'hui le sable est à peu près complètement abandonné, au profit de coulis de ciment CPA, comportant un adjuvant.

L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend, généralement, les éléments suivants :

- **Dispositif d'ancrage** : on distingue, principalement, deux types d'ancrage :
 - **Ancrage actif** : situé à l'extrémité de la mise en tension.
 - **Ancrage passif (ancrage mort)** : situé à l'extrémité opposée à la mise en tension.
- **Les coupleurs** : dispositif permettant les prolongements des armatures.
- **Matériels de mise en tension** : vérins, pompes d'injection, pompe d'alimentation des vérins
- **Les accessoires** : gaines, tubes d'injection etc.

VI.5. Tension à l'origine (B.P.E.L. 91 Chap.3 art.3.1)

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

$\sigma_{p0} = \text{Min} (0,80 f_{prg} ; 0,90 f_{peg})$ en post tension ; Avec :

- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- Contrainte limite garantie : $f_{peg} = 1660 \text{ MPa}$

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0,80 \times 1860 ; 0,90 \times 1660) = \text{Min} (1488 ; 1494)$$

$$\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$$

VI.6. Détermination du tracé optimal

L'allure du tracé est parabolique dans chacune des travées, l'excentricité des armatures actives étant nulle en appui de rive.

VI.6.1. Détermination de l'expression de la parabole du tracé optimal

Pour cela, il faut fixer les distances d'enrobage minimales qu'il faut respecter pendant la construction en point de flèche maximale et sur les appuis intermédiaires.

$$d' = \frac{1}{2} \varphi_{gaine} + d_{enrobage} + \varphi_{passive} \quad (\text{B.P.E.L. 91 révisé 99})$$

$$\text{Avec : } d = \max(0,5\varphi_{gaine}; d_{enrobage})$$

On a choisi des 15T15 soit : $\varphi_{gaine} = 9,5$ cm.

$d = d_{enrobage} = 5$ cm. (B.P.E.L.91 art.10.4.)

$$d' = \frac{1}{2}(9,5) + 5 + 1,6 = 11,35 \text{ cm}$$

Les excentricités à $0,4L$ à mi-travée et $0,6L$ à l'appui sont données par les équations Suivantes :

$$\begin{cases} e_m = -(v' - d') \\ e_b = (v - d) \end{cases}$$

Avec :

$v = 0,84$ m ; $v' = 1,16$ m ; $d' = 0,115$ m.

$$\begin{cases} e_m = -1,05 \text{ m} \\ e_b = 0,79 \text{ m} \end{cases}$$

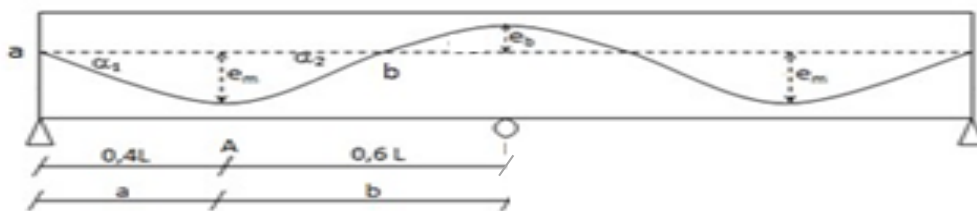


Figure. VI. 4. Schéma illustrant le tracé du câble de précontrainte.

VI.6.2. Les équations des paraboles

Les équations de la parabole sont tirées du "B.P.E.L. 91" sont comme suit :

Partie I : $0 \leq x \leq a$

$$e(x) = e_m \left[1 - \left(\frac{x}{a} \right)^2 \right]$$

Partie II : $0 \leq x \leq b$

$$e(x) = 2 \times (e_m - e_b) \left(\frac{x}{b} \right)^3 - 3 \times (e_m - e_b) \left(\frac{x}{b} \right)^2 + e_m$$

Avec :

$$a = 0,4L = 10,8 \text{ m}$$

$$b = 0,6L = 16,2 \text{ m}$$

Application numérique :

Partie I : $0 \leq x \leq a$ (Axe en A)

$$e(x) = -1,05 + 4,24 \times 10^{-3} \cdot x^2$$

Partie II : $0 \leq x \leq b$ (axe en A)

$$e(x) = -8,66 \cdot 10^{-4} \cdot x^3 + 2,1 \cdot 10^{-2} \cdot x^2 - 1,05$$

VI.7. Calcul des moments hyperstatiques dus à la précontrainte

Pour le calcul du moment hyperstatique, on applique l'équation des trois moments,

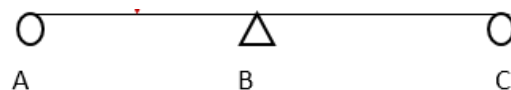


Figure. VI. 5. Méthode des trois moments.

sur la 1^o et la 2^o travée, on obtient le système d'équations suivant :

$$\begin{cases} M_A + 4M_B + M_C = \frac{6EI}{L} (w_{Bg} + w_{Bd}) \end{cases}$$

Avec : $M_B = M_{\text{Hyp}}$

Remarque :

Les moments sur appuis de rive sont nul ($M_A = M_C = 0$)

Donc :

$$\left\{ 4M_B = \frac{6EI}{L} w_{gB} \right. \quad \text{D'ou} \quad \left\{ M_B = \frac{3EI}{2L} w_{gB} \right.$$

Avec

$$w_{bg} = \frac{1}{EI} \int_0^l M_i - 1(x) \cdot \frac{x}{l} \cdot dx$$

On obtient :

$$M_{\text{hyp}} = 0,16 P$$

Remarque :

Le détail du calcul est donné dans l'annexe. Enfin, on obtient :

VI.8. Calcul de la force de précontrainte

Dans la section la plus sollicitée au droit de l'appui, la contrainte de compression due au précontraint doit être supérieure à la contrainte de traction due au moment :

$$\sigma_p \geq \sigma$$

Avec :

$$\sigma_p = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_b \cdot V}{I}$$

Et

$$\sigma = \frac{M_{\text{Max}} \cdot V}{I} - \frac{M_{\text{Hyp}} \cdot V}{I}$$

D'où :

$$P \geq \frac{M_{\text{Max}} \cdot \frac{V}{I}}{\frac{1}{B} + \frac{V}{I} (e_b + 0,16)}$$

Avec :

Moment maximal sur appui intermédiaire est égale à : $M_{\text{hyp}} = 66,65 \text{ MN.m}$

$B = 16,5 \text{ m}^2$; $v = 0,84$; $v' = 1,16$

A.N:

$$P \geq 63,02 \text{ MN}$$

VI.9. Calcul du nombre de câbles: (B.P.E.L. 4.1.3)

Le calcul du nombre de câbles se fait par la formule suivante :

$$n \geq \frac{P}{P_{\text{Câble}}}$$

Avec $P_{\text{Câble}}$ la valeur de calcul de la précontrainte qui est égale à :

- La plus défavorable de deux valeurs caractéristiques P_1 et P_2 (définies ci-après) pour les justifications vis-à-vis des états limites de service :

$$P_1 = P_0 (1,02 - 0,80 \Delta P)$$

$$P_2 = P_0 (0,98 - 1,20 \Delta P)$$

- Sa valeur probable P_m pour les justifications vis-à-vis des états-limites-ultimes : $P_m = P_0 (1 - \Delta P)$

Avec :

ΔP sont les pertes de précontrainte que nous estimons à 25%.

Et :

$$p_0 = \sigma_{p0} \times A_p = 1488 \times 2250 \cdot 10^{-6} = 3,34 \text{ MN}$$

$$p_{cable} = (0,98 - 1,2 \cdot 0,25) \times P_0$$

$$\text{Donc : } p_{cable} = 0,68 \times P_0$$

$$n \geq \frac{63,02}{0,68 \cdot 3,34} = 27,68$$

Le nombre de câble que nous prendrons est : **n = 28 câbles.**

VI.10. Calcul des pertes

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre l'effort exercé par le vérin lors de sa mise en tension, et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois :

- dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de frottement ;
- dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

- Les pertes instantanées : se produisent lors de la mise en tension des câbles de précontrainte, et elles sont de trois types :
 - Perte par frottement.
 - Perte par recul à l'ancrage.
 - Perte due au raccourcissement instantané du béton.
- Les pertes différées : se produisent dans un temps plus ou moins long après la mise en tension, et elles sont de trois types :
 - Perte due au retrait du béton.
 - Perte due au fluage.
 - Perte due à la relaxation des aciers.

Nous avons calculé auparavant la force de précontrainte avec les pertes à 32%, cependant nous devons vérifier que les pertes réelles ne dépassent pas cette valeur

VI.10.1. Pertes de tension instantanées

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée $'\Delta\sigma_{pi}(x)'$

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}(x)$

VI.10.1.1. Perte de tension par frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée $\Delta\sigma_{p0}$ à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x », sa nouvelle valeur est donné par la relation :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{-(f\alpha(x) + \varphi x)}$$

Par simplification, on prendra :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \times [1 - (f\alpha(x) + \varphi x)]$$

Avec :

- σ_{p0} : la tension à l'origine ;
- f : coefficient de frottement en courbe [rd] ;
- α : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x [rd] ;
- φ : coefficient de frottement en ligne [m^{-1}].

Et :

$$\Delta P(x) = P_0 (f\alpha(x) + \varphi \cdot x)$$

$$\Delta\sigma(x) = \sigma_0 (f\alpha(x) + \varphi \cdot x)$$

On a : $\sigma_0 = \frac{144}{2} = 744 \text{ MPa}$

$$f = 0,2$$

$$\varphi = 0,002$$

$$\alpha(x) = |\theta(x) - \theta(0)| = |e'(x) - e'(0)|$$

Tableau. IV. 1. Valeurs des pertes par frottement à différentes sections.

Sections (m)	0	5,4	10,8	21,6	27	32,4	37,8	40,5
$\Delta\sigma_{frot}(x)$ (MPa)	0	19,52	39,64	64,57	72,17	61,66	45,29	79,96

VI.10.1.2. Perte de tension par recul de l'ancrage

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

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

La tension sous vérin vaut σ_0 et après blocage des clavettes et glissement de l'ancrage σ_2 ; le glissement de l'ancrage se répercute jusqu'à l'abscisse λ de tension

La valeur de la tension à l'abscisse « x » est donnée par la relation :

$$\Delta\sigma = 2\sigma_0\psi(\lambda - x)$$

Avec : λ la longueur d'influence du glissement g égale à :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_0 \psi}}$$

Avec :

- g : Recul d'ancrage ;
- E_p : Module d'élasticité de l'acier.

$$\Delta\sigma_{recul}(x) = 2\sigma_0\psi(\lambda - x)$$

Ou

$$\psi = f \frac{\alpha}{l} + \varphi$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_0\Psi}}$$

Tel que :

$$g=6 \text{ mm} =6.10^{-3} \text{ m}$$

$$E_p = 1,9.10^5 \text{ MPa}$$

A.N :

$$\lambda = 18 \text{ m}$$

$$\alpha(\lambda) = 0,29$$

$$\Psi = 0,004$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{recul}(x)=5,95(18-x)$$

Les résultats des pertes par recul d'ancrage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. VI. 2. Valeurs des pertes par recul d'ancrage à différentes sections.

Sections (m)	0	5,4	10,8	21,6	27	32,4	37,8	40,5
$\Delta\sigma_{recul}(x)$ MPa	107,1	77,35	47,6	17,85	0	0	0	0

VI.10.1.3. Perte de tension par déformations instantanées du béton

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

- E_p : module d'élasticité des armatures ;
- E_{ij} : module de déformation instantanée du béton à « j » jours ;
- $\sigma_b(x)$: contrainte normale du béton

On a la relation :

$$\Delta\sigma_r(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_b} \sigma_b(x)$$

$$E_p = 1,9 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$E_b = 11000 X \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_b = 3,6 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$p - \Delta p = n \times A_s (\sigma_0 - \Delta\sigma_{fr+rec}) :$$

$$M_{hyp} = 0,16 P$$

$$D'o\grave{u} : M = 15 \text{ M N.m}$$

Tableau. I. 3. Valeurs des pertes par déformations instantanées du béton à différentes section.

Sections (m)	0	5,4	10,8	21,6	27	32,4	37,8	40,5
$\Delta\sigma_{recul}(x)$ MPa	8,37	14,49	24,76	11,59	0,29	8,98	10,29	27,35

VI.10.1.4. Pertes de tension instantanées totales

Les pertes instantanées totales sont égales à :

$$\Delta\sigma_{pi} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_{rec} + \Delta\sigma_{racc}$$

Tableau. VI. 4. Valeurs des pertes instantanées totales.

Sections (m)	0	5,4	10,8	21,6	27	32,4	37,8	40,5
$\sum \sigma_{inst}(MPa)$	115.2	111.3	112	94	72.46	70.64	95.58	107.3
Pertes instantanées %	15.48	14.96	15.05	12.63	9.74	9.49	7.47	14.42

VI.10.2. Pertes de tension différées

La valeur totale de ces pertes de tension différées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée $\Delta\sigma_{pd}(x)$.

La tension au point d'abscisse « x », après pertes de tension instantanées et différées, appelée tension finale, est notée.

$$\sigma_{Pf}(x) = \sigma_{P0} - \Delta\sigma_{Pi}(x) - \Delta\sigma_{Pd}(x).$$

VI.10.2.1. Perte de tension due au retrait du béton

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

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r [r(t) - r(t_0)]$$

- ε_r : retrait total du béton ;
- t_0 : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte ;
- $r(t)$: une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

Très souvent, on néglige le terme « $r(t) - r(t_0)$ », ce qui conduit à la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r$$

On a

$$E_p = 190000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4} \text{ (région sèche)}$$

Cette valeur représente la perte générée par le retrait du béton sur toute la longueur de la dalle,

Cependant, pour la moitié de la dalle On a 28,5 MPa.

Tableau. VI. 5. Valeurs des pertes dues au retrait du béton à différentes section.

Sections (m)	0	5,4	10,8	21,6	27	32,4	37,8	40,5
$\Delta\sigma_{retrait}(x)$ (MPa)	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5

VI.10.2.2. Perte de tension due au fluage du béton

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

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

$\sigma_{bc}(x)$: Contrainte de compression du béton due à la précontrainte et aux charges (poids propre) et aux surcharges (M max).

$$\sigma_{bc}(x) = \frac{p - \Delta p}{B} + \frac{e(x)}{I} [(p - \Delta p) \cdot e(x) \pm M_{min}(x) \pm M_{Hyp}(x)]$$

$$E_p = 1,9 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$E_b = 1,6 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$M_{Hyp} = 15 \text{ MN}$$

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. I. 6. Valeurs des pertes dues au fluage du béton à différentes sections.

Section (m)	0	5,4	10,8	21,6	27	32,4	37,8	40,5
$\Delta\sigma_{fluage}(x)$ (MPa)	33.06	2.4	1.3	16.06	46.96	87.12	33.6	42.24

VI.10.2.3. Perte de tension due à la relaxation de l'acier

La perte finale de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times (\mu - \mu_0) \times \sigma_p(x)$$

- $\sigma_{pi}(x)$: contrainte dans les armatures de précontrainte, après les pertes instantanées ;
- ρ_{1000} : Coefficient de relaxation des aciers à 1000 heures ;
- f_{prg} : contrainte limite garantie à la rupture ;
- μ_0 : étant un coefficient pris égal à :

- 0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).
- 0,30 pour les armatures à relaxation normale (RN).
- 0,35 pour les autres armatures.

On a :

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

$$\mu_0 = 0,43$$

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

$$M = \frac{\sigma_p(x)}{f_{prg}} = \frac{\sigma_0 - \sum \Delta\sigma_{inst}(x)}{1860}$$

Tableau. VI. 7. Valeurs des pertes dues à la relaxation d'acier.

Sections (m)	0	5,4	10,8	21,6	27	32,4	37,8	40,5
$\Delta\sigma_{relax}(x)$ MPa	8.67	8.52	8.55	7.85	6.95	6.87	6.18	8.3

VI.10.2.4. Les pertes de tension différées totales

Les pertes différées totales sont égales à :

$$\Delta\sigma_{Pd} = \Delta\sigma_{rel} + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_r$$

Tableau. VI. 8. Valeurs des pertes différées totales.

Sections (m)	0	5,4	10,8	21,6	27	32,4	37,8	40,5
Pertes déferée total (%)	9.42	8.25	7.14	6.99	11.06	16.4	9.18	10.63

VI.10.3. Les pertes totales de précontraintes :

Les pertes totales de précontraintes sont égales à :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{pi} + \Delta\sigma_{pd}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. VI. 9. Valeurs des pertes totales de précontrainte.

Section (m)	0	5,4	10,8	21,6	27	32,4	37,8	40,5
$\Delta\sigma_{Tot}$ (MPa)	185.34	150.72	165.11	164.41	154.87	193.13	123.85	186.41
Pertes totales %	24.9	20.25	22.19	19.6	20.8	25.9	16.65	15.05

Conclusion :

Ayant pris au départ un pourcentage de pertes de précontraintes de 32%, et que le résultat issu des calculs nous donne des pertes près de 25%, nous devrions donc revoir l'estimation des pertes à la baisse ce qui réduirait le nombre de câbles de précontraintes.

VI.11. Disposition des câbles

Le nombre de câbles de précontrainte est très grand, on ne peut les disposer sur la même nappe. Donc nous devons les disposer sur deux nappes en respectant :

L'entraxe minimal de l'ancrage et le bord égale à 25 cm. L'entraxe minimal entre ancrage est égal à 40 cm.

VI.11.1. Choix de disposition

- Nous prendrons l'entraxe de 40 cm entre les câbles de la nappe supérieure et les câbles de la nappe inférieure.
- Nous prendrons l'entraxe des ancrages de 40 cm horizontalement, et l'entraxe de l'ancrage et le bord égal à 60 cm

- Nous disposons 15 câbles dans la nappe supérieure et 13 câbles dans la nappe inférieure.

VI.11.2. Détermination de la position des câbles

On va déterminer la position des câbles de précontrainte de la nappe supérieure et de la nappe inférieure.

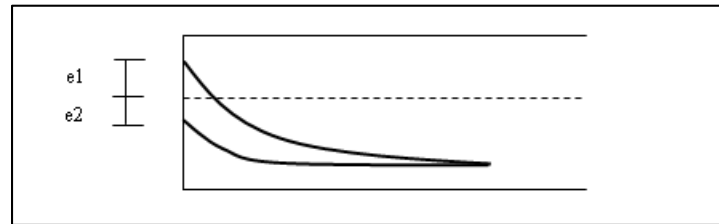


Figure. VI.6. Disposition des câbles.

$$\begin{cases} e_1 + e_2 = 40 \text{ cm} \\ 15e_1 = 13e_2 \end{cases}$$

D'où

$$\begin{cases} e_1 = 18,57 \text{ cm} \\ e_2 = 21,43 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.11.3. L'équation des câbles

Les deux nappes de câbles ont une équation d'une parabole de la forme :

$$e(x) = e_m \left[1 - \left(\frac{x}{a} \right)^2 \right]$$

Avec : $a = 10,8\text{m}$

VI.11.3.1. Nappe supérieure

On a : $e'_m = e_m + e_1 = 1,24 \text{ m}$

Donc :

$$e_s(x) = e_m \left[1 - \left(\frac{x}{a} \right)^2 \right]$$

$$e_s(x) = 1,05 - 1,05 \cdot 10^{-2} \cdot X^2$$

VI.11.3.2. Nappe inférieure

On a : $e'_m = e_m - e_2 = 0,84 \text{ m}$

Donc : $e_i(x) = 0,84 \left[1 - \left(\frac{x}{a} \right)^2 \right]$

$$e_s(x) = 0,84 - 0,84 \cdot 10^{-2} \cdot X^2$$

Nous obtiendrons le schéma suivant :

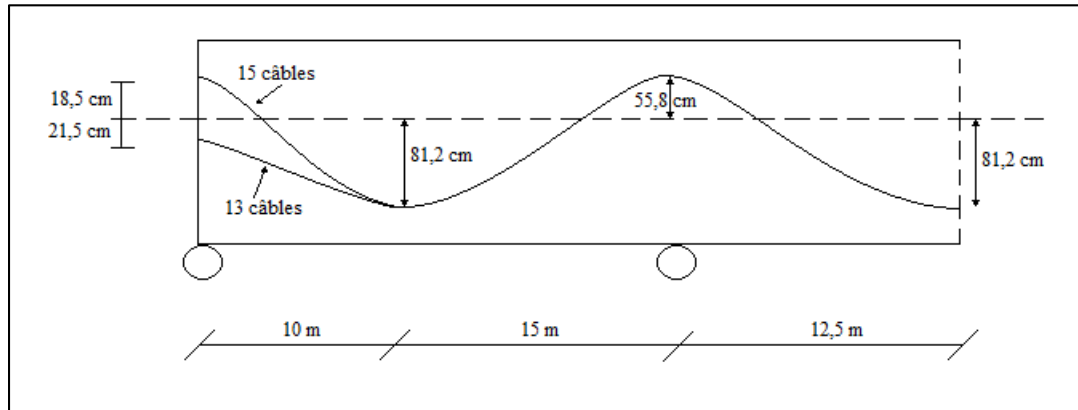


Figure. VI.7. Disposition finale des câbles.

VI.12. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de calculer le nombre de câbles de précontrainte nécessaire, ainsi que leur tracé qui est schématisé dans la figure ci-dessus (*Figure. I. 8 : Disposition finale des câbles*)., cependant le chapitre suivant est consacré aux calculs des ferrillages passifs et la vérification des contraintes de traction obtenues après la mise en tension des câbles de précontrainte.



CHAPITRE VII :

FERAILLAGE PASSIF DE LA DALLE

VII .1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons calculer les quantités d'armature nécessaires pour le ferrailage des différentes sections de la dalle selon les règlements B.A.E.L.91 révisé 99 (1999).

VII.2. Ferrailage longitudinale de la dalle

Dans le sens longitudinal, les efforts de traction sont repris principalement par la précontrainte, son premier rôle est de combler la faiblesse du béton à supporter ces efforts. Et de ce point la dalle ne nécessite pas de ferrailage passif longitudinal, cependant la condition de non-fragilité du béton exige une quantité minimum d'armature pour palier le problème de fissuration du béton.

VII.2.1. Condition de non-fragilité

Selon le règlement B.A.E.L.91, la condition de non-fragilité s'écrit :

$$A_{s,min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{tj} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 0.9 h = 1.8 \text{ m}$$

$$A_{s,min} \geq 0,23 \times 100 \times 1.8 \times \frac{2.7}{400} = 27.95 \text{ cm}^2$$

Alors, nous aurons :

- Ferrailage supérieur : **6HA25** par mètre.
- Ferrailage inférieur : **6HA25** par mètre.

VII.2.2. Vérification des sections tendues

Dans le Chapitre Etude de la précontrainte nous avons trouvé que les fibres supérieures des sections en travée sont tendues, donc nous devons vérifier que le ferrailage calculé précédemment soit suffisant.

VII.2.2.1. Vérification de la section en travée de rive

Nous avons trouvé une contrainte de traction égale à $\sigma_{\text{sup}}=1.21\text{MPa}$

$$\frac{X}{1.21} = \frac{2.0-X}{15.93} \Rightarrow X=0.141 \text{ m.}$$

$$F = \frac{1.21 \times 0.141}{2} \times 1 = 0.0853 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{0.0853}{400/1.15} = 2.45 \text{ m}^2$$

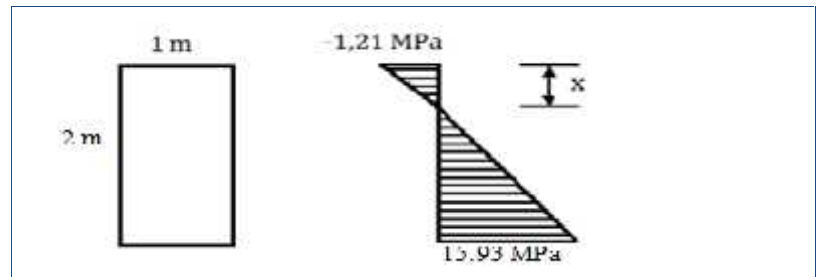


Figure. VII. 1 : Schéma des contraintes à mi travée

La quantité d'armature selon la condition de non-fragilité peut reprendre l'effort de traction, donc il n'est pas nécessaire de prévoir des aciers supplémentaires.

VII .3. Ferrailage transversal de la dalle

VII.3.1. Détermination des moments transversaux

Le calcul des efforts transversaux dans la dalle se fait avec le logiciel **CSiBridge**. Le logiciel nous donne une cartographie des moments transversaux.

Les moments transversaux les plus défavorables sont obtenus par la combinaison d'actions à l'Etat Limite Ultime (E.L.U.) suivante :

$$1,35 G_{\text{max}} + G_{\text{min}} + 1,45 Gr_{12} + 1,2 AQS + 0,9 T_k + 0,9 W_1$$

Et à l'Etat Limite de Service (E.L.S.), les moments les plus défavorables sont obtenus par la combinaison d'action :

$$G_{\text{max}} + G_{\text{min}} + Gr_{12} + 0,8 AQS + 0,6 T_k + 0,6 W_1$$

Les valeurs obtenues sont rédigées dans le tableau suivant :

Tableau.VII .1: Valeurs des moments transversaux.

Désignation	Moments transversaux (10^3 kN.m)	
	A mi-travée	A l'appui intermédiaire
A l'E.L.U.	9,66	-5,37
A l'E.L.S.	6,98	-4,17

VII.3.2. Calcul du ferrailage transversal

VII.3.2.1. A mi-travée

Les moments obtenus sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{A l'E.L.U. : } M_u = 9.66 \text{ MN.m} \\ \text{A l'E.L.S. : } M_s = 6.98 \text{ MN.m} \end{array} \right.$$

Le calcul de la section d'armature se fait avec le logiciel **SOCOTEC** suivant le règlement B.A.E.L.91, et on trouve :

➤ Vérifications A l'E.L.U. :

- Ferrailage supérieur : $A_s = 0 \text{ cm}^2$

- Ferrailage inférieur : $A'_s = 35.6 \text{ cm}^2$

➤ Condition de non-fragilité :

Selon le règlement B.A.E.L.91, la condition de non-fragilité s'écrit :

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} A_{s, \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \\ f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} \\ b = 1 \text{ m} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow A_{s, \min} \geq 22.36 \text{ cm}^2$$

$$d = 1.8 \text{ m}$$

On aura :

$$\text{- Ferrailage supérieur : } A_s = 22.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Ferrailage inférieur : } A'_s = 35.6 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'E.L.S.

On a : $M_{ser} = 6,98 \text{ MN.m}$

On est dans le cas des fissurations préjudiciables. On doit s'assurer que les contraintes ne dépassent pas les contraintes admissibles pour le béton et l'acier.

- Contraintes du béton des fibres inférieures : $\sigma'_b = 0 \leq \sigma_b = 21 \text{ MPa}$
- Contraintes du béton des fibres supérieures : $\sigma'_b = 4.1 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 21 \text{ MPa}$
- Contraintes des armatures inférieures : $\sigma'_s = 225.8 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 228.6 \text{ MPa}$
- Contraintes des armatures supérieures : $\sigma'_s = 52.5 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors nous adoptons un :

- Ferrailage supérieur : **6 HA24** par mètre.
- Ferrailage inférieur : **6 HA32** par mètre.

VII.3.2.2. A l'appui intermédiaire

Les moments obtenus sont :

$$\text{A l'E.L.U. : } M_u = -5.37 \text{ MN.m}$$

$$\text{A l'E.L.S. : } M_{ser} = -4.17 \text{ MN.m}$$

Nous suivons le même procédé qu'avant. Les résultats trouvés sont :

A l'E.L.U. :

$$\text{- Ferrailage supérieur : } A_s = 20.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Ferrailage inférieur : } A'_s = 0 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non-fragilité

$$A_{s, \min} \geq 22.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Ferrailage supérieur : } A_s = 22.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Ferrailage inférieur : } A'_s = 22.36 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'E.L.S.**

- Contraintes du béton des fibres inférieures : $\sigma'_b = 2.9 \leq \sigma_b = 21 \text{ MPa}$
- Contraintes du béton des fibres supérieures : $\sigma_b = 0 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 21 \text{ MPa}$
- Contraintes des armatures inférieures : $\sigma'_s = 211.8 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 228.6 \text{ MPa}$
- Contraintes des armatures supérieures : $\sigma_s = 35.9 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors nous adoptons un :

- Ferrailage supérieur : **6HA24** par mètre.
- Ferrailage inférieur : **6HA24** par mètre.

VII.4. Justification de la dalle aux contraintes tangentielles

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales. Il est théoriquement nécessaire d'effectuer les vérifications aux états limites ultime et de service, les phénomènes dus à l'effort tranchant étant nettement moindres à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime.

VII.4.1. Détermination de l'effort tranchant

La détermination des efforts tranchants aux différentes sections de la dalle se fait avec le logiciel **CSI Bridge**. Les résultats obtenus sont sous la forme d'une enveloppe des efforts tranchants.

Les combinaisons qui donnent les efforts tranchants les plus défavorables sont :

$$\text{A l'E.L.U. : } 1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,45 Gr12 + 1,2 AQS + 0,9 T_k + 0,9 W_1$$

$$\text{A l'E.L.S. : } G_{\max} + G_{\min} + Gr12 + 0,8 AQS + 0,6 T_k + 0,6 W_1$$

Les valeurs obtenues sont rédigés dans le tableau suivant :

Tableau. VII. 2: Valeurs de l'effort tranchant.

Désignation	Efforts tranchants (MN)
	Sur appui intermédiaire
A l'E.L.U.	19,7
A l'E.L.S.	12,8

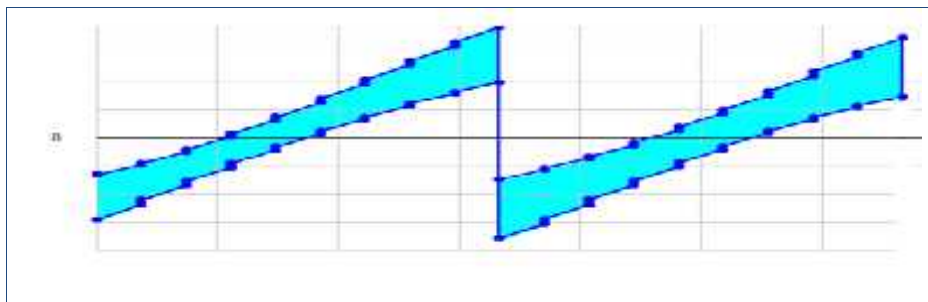


Figure. VII. 2: Enveloppe des efforts tranchants à l'E.L.U. (kN)

VII.4.2. Calcul du ferrailage de l'effort tranchant

VII.4.2.1. Ferrailage de la section sur appui de rive

Il faut calculer la contrainte tangentielle et vérifier l'expression :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

➤ Calcul de τ :

La contrainte tangentielle se calcul par la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant à l'E.L.U. = 14,6 MN.

L'application numérique nous donne : $\tau_u = 1.69 \text{ MPa}$

➤ **Vérification :**

Compte tenu des valeurs de v et γ_b à considérer, le règlement impose la vérification suivante :

Dans le cas de fissuration préjudiciable, nous proposons des armatures droites (45°),

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

Avec :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15$$

Donc :

$$\tau_u \leq \tau_u = 4 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Calcul de la section d'acier :**

L'espacement S_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme doit vérifier :

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm.}$$

D'autre par le diamètre des armatures d'âme doit être inférieure aux valeurs suivantes :

$$\theta_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \theta_t \right)$$

$$\theta_t \leq 22 \text{ mm.}$$

Le pourcentage minimum d'armatures transversales (ρ_t) dans l'âme doit vérifier la relation suivante :

$$\rho_t \geq \frac{\tau_u}{0,8 f_e}$$

Avec :

$$\rho_t = \frac{A_t}{b \cdot S_t}$$

Donc :

$$A_t \geq \frac{\tau_u \cdot b \cdot S_t}{0.8 f_e}$$

On adopte un espacement : $S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 63.5 \text{ cm}^2$

VII.4.2.2. Ferrailage de la section sur appui intermédiaire :

On a :

$$V_u = 19,7 \text{ MN.}$$

Nous suivrons la même méthodologie que précédemment, nous obtenons :

$$\tau_u = 2.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc $A_t = 85.5 \text{ cm}^2$

Conclusion :

Nous adoptons :

- Pour la section sur appui de rive : **HA18** espacés de 20 cm.
- Pour la section sur appui intermédiaire : **HA22** espacés de 20 cm.

VII.5. Ferrailage des encorbellements

Les encorbellements sont sollicités par les charges et les surcharges suivantes:

- Le poids propre des encorbellements ;
- Le poids propre des équipements ;
- Les surcharges sur trottoir et garde-corps.

VII.5.1. Calcul des efforts dans les sections d'encastrement

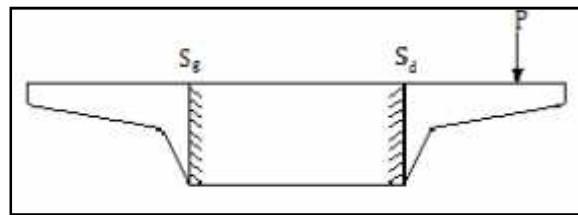


Figure. VII. 3: Coupe transversale de la dalle.

Pour le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants dus aux charges et surcharges, on suppose que les encorbellements sont encastrés à la dalle au niveau des sections S_d et S_g , les sollicitations M et T dues à une charge linéaire $P(x)$ appliquée sur l'encorbellement au droit d'une section 'S' excentré de "e" par rapport à S_d sont données par :

$$\begin{cases} M = - P(X) \cdot e \\ T = P(X) \end{cases}$$

Dans le cas d'une charge répartie généralement, on a $P(x) = p$: densité de charge linéaire constante.

VII.5.2. Calcul des charges et surcharges

VII.5.2.1. Calcul du poids propre de l'encorbellement

On devise l'encorbellement en quatre sections ; comme le montre la figure suivante :

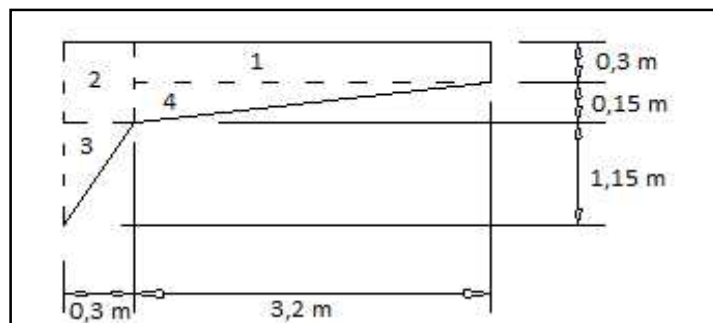


Figure. VII. 4 : Coupe transversale de l'encorbellement.

Tableau. VII. 3 : Calcul de centre de gravité de l'encorbellement.

Sections	X_i (m)	Y_i (m)	S_i (m ²)	$X_i \cdot S_i$ (m ³)	$Y_i S_i$ (m ³)
1	1,900	0,150	0,9600	1,8240	0,1440
2	0,150	0,225	0,1350	0,0203	0,0304
3	0,100	0,833	0,1725	0,0173	0,1437
4	1,370	0,350	0,2400	0,3288	0,0840
Σ	/	/	1,5075	2,1903	0,4021

$$X_G = 1,453 \text{ m}$$

$$Y_G = 0,267 \text{ m}$$

Le poids propre de l'encorbellement est égal à : $P_P = S \times \rho_B = 3,769 \text{ t/ml}$

Donc :

$$M = -P \cdot X_G = - 5,476 \text{ t.m/ml}$$

$$T = -P = - 3,769 \text{ t/ml}$$

➤ **Poids propre du trottoir avec corniche**

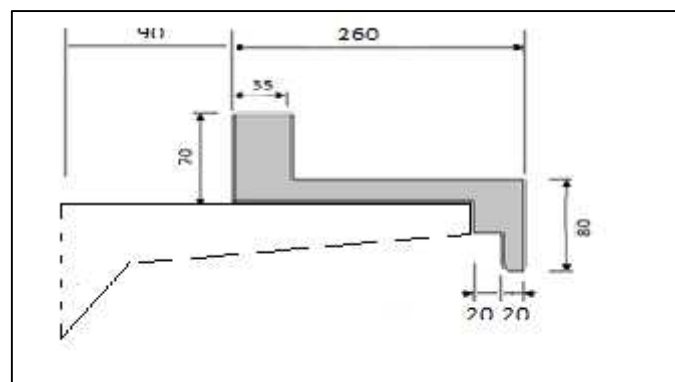


Figure. VII. 5: Coupe transversale du trottoir avec corniche.

Tableau.VII. 4 : Calcul du centre de gravité du trottoir avec corniche.

Sections	Si	Xi	Si. Xi
1	0,245	1,075	0,2634
2	0,450	2,375	1,0688
3	0,060	3,200	0,1920
4	0,060	3,400	0,2040
Σ	0,815	1,7281	1,7281

$$X_G = 1,408 \text{ m}$$

Le poids propre du trottoir avec corniche est égal à : $P_t = 4,225 \text{ t/ml}$

Donc :

$$M = -P_t \cdot X_G = - 5,949 \text{ t.m/ml}$$

$$T = -P_t = - 4,225 \text{ t/ml}$$

➤ **Poids du garde-corps :**

$$P_{G.C} = 0,065 \text{ t/ml}$$

Avec : $X_G = 3,5 \text{ m}$

Donc : $M = -P_{G.C} \cdot X_G = - 0,227 \text{ t.m/ml}$

$$T = -P_{G.C} = - 0,065 \text{ t/ml}$$

➤ **Poids du ballast :**

Le poids volumique du ballast qu'on prend en considération est égal à $\rho_{Ballast} = 1,75 \text{ t/m}^3$ (poids propre du ballast sans les traverses des rails), donc :

$$P_{Ballast} = \rho_{Ballast} \times S \quad \text{avec } S = 1.17 \text{ m}^2$$

$$P_{Ballast} = 2,048 \text{ t/ml} \quad \text{Et : } X_G = 0,7 \text{ m}$$

Donc :

$$M = -P_{Ballast} \cdot X_G = - 1,434 \text{ t.m/ml}$$

$$T = -P_{Ballast} = - 2,048 \text{ t/ml}$$

VII.5.2.2. Surcharges sur trottoir

$$P_{AQS} = 0,45 \text{ t/m}^2 \quad \Rightarrow \quad P = 1 \times P_{AQS} = 1,2 \times 0,45 = 0,54 \text{ t/ml}$$

$$\text{Avec : } X_G = 2,9 \text{ m}$$

On aura:

$$M = -P \cdot X_G = - 1,566 \text{ t.m/ml}$$

$$T = -P = - 0,54 \text{ t/ml}$$

VII.5.2.3. Surcharges sur le garde-corps

$$P = 0,11 \text{ t/ml} \quad \text{Avec : } X_G = 3,5 \text{ m}$$

On aura :

$$M = -P \cdot X_G = - 0,385 \text{ t.m/ml}$$

$$T = -P = - 0,11 \text{ t/ml}$$

Remarque :

Les surcharges ferroviaires sont en dehors de la zone d'encorbellement, donc on ne prend pas en considération leurs effets.

VII.5.3. Combinaisons d'actions :**A l'E.L.U. :**

$$M_U = 1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1,35 (- 5,476 - 5,949 - 0,227 - 1,434) + 1,5 (- 1,566 - 0,385) \\ = - 20,59 \text{ t.m/ml}$$

$$T_U = 1,35 T_G + 1,5 T_Q = 1,35 (- 3,769 - 4,225 - 0,065 - 2,048) + 1,5 (- 0,54 - 0,11) \\ = 14,62 \text{ t/ml}$$

A l'E.L.S. :

$$M_{ser} = M_G + M_Q = - 5,476 - 5,949 - 0,227 - 1,434 - 1,566 - 0,385 = - 15,04 \text{ t.m/ml}$$

$$T_{ser} = T_G + T_Q = - 3,769 - 4,225 - 0,065 - 2,048 - 0,54 - 0,11 = 10,76 \text{ t/ml}$$

VII.5.4. Calcul du ferrailage de flexion

Le ferrailage des sections dangereuses des encorbellements S_D et S_G définies précédemment, se fait avec le logiciel **SOCOTEC** suivant les règles B.A.E.L. 91.

VII.5.4.1. Calcul à l'E.L.U. :

En introduisant dans le logiciel les valeurs des charges et surcharges à l'E.L.U., nous aurons:

Les armatures supérieures : $A_s = 4,75 \text{ cm}^2$

Les armatures inférieures : $A_{s'} = 4,12 \text{ cm}^2$

➤ Condition de non fragilité :

Selon le règlement B.A.E.L.91, on a :

$$A_{s, \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Avec :

$$\left. \begin{array}{l} f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} \\ b = 1 \text{ m} \\ d = 0,9h = 1,44 \text{ m} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow A_{s, \min} \geq 22.36 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée

Donc : on prend **6HA22** soit $22,81 \text{ cm}^2$ par mètre pour le ferrailage supérieur.

Conclusion :

Nous adoptons un ferrailage :

- La nappe supérieure **6HA22** par mètre
- La nappe inférieure **6HA10** par mètre.

VII.5.4.2. Vérification à l'E.L.S. :

On a:

$$M_{ser} = - 150,4 \text{ kN/ml}$$

$$T_{ser} = 107,6 \text{ KN}$$

On est dans le cas des fissurations préjudiciables. On doit s'assurer que les contraintes ne dépassent pas les contraintes admissibles pour le béton et l'acier.

- Contraintes du béton des fibres inférieures : $\sigma'_b = 0 \leq \sigma_b = 21 \text{ MPa}$
- Contraintes du béton des fibres supérieures : $\sigma_b = 1,2 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 21 \text{ MPa}$
- Contraintes des armatures inférieures : $\sigma'_s = 206 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 228,6 \text{ MPa}$
- Contraintes des armatures supérieures : $\sigma_s = 10,6 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Toutes contraintes sont respectées, donc on garde le même ferrailage défini à l'E.L.U.

VII.5.5. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = - 0,1462 \text{ MN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,102 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \text{Min} (0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) \quad \text{Fissurations préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,102 \text{ MPa} \leq 35 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

Section minimale d'armature d'âme :

$$S_{t, \text{Max}} \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\Phi \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \Phi_L) = 16 \text{ mm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec :

$$K = 0$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Et on choisit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

On obtient : $A_t \geq 0,64 \text{ cm}$

Vérification du pourcentage minimal : (condition de non-fragilité)

$$\frac{A_t f_o}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_t \geq 2 \text{ cm}^2$$

Soit **4 épingles de HA8** avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

VII.6. Schéma de ferrailage de la dalle :

En plus du ferrailage calculé auparavant, les prescriptions de l'article 6.1.3.1 du règlement B.P.E.L. relatives aux armatures de peau préconisent, sous réserve de modification selon le livret 2.01 de la S.N.C.F. concernant les sections minimales requises par mètre :

- Armatures disposées parallèlement à la fibre moyenne : $4,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (au lieu de 3) ;
- Armatures disposées parallèlement à la section transversale : $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (au lieu de 2).

Donc :

- Pour les armatures de peau parallèles à la fibre moyenne, on adopte 3HA16/ml.
- Pour les armatures de peau parallèles à la section transversale, on adopte 4HA10/ml.

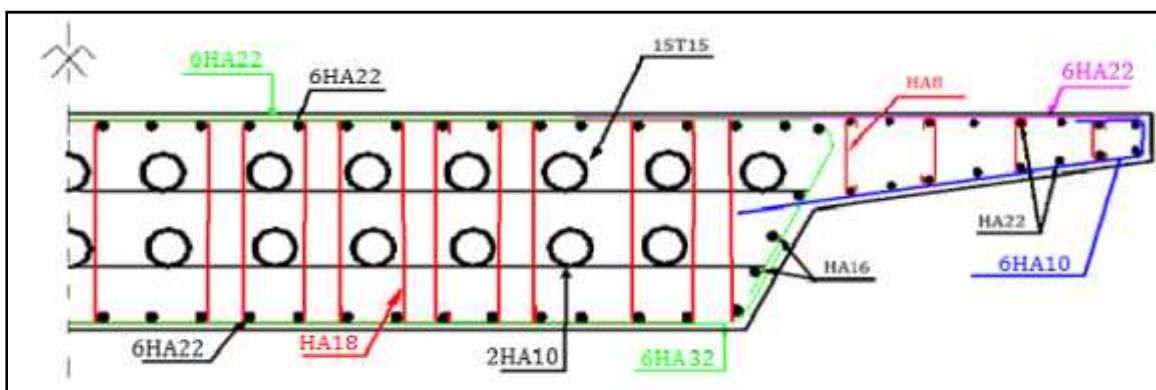


Figure. VII. 6: Schéma de ferrailage en travée.

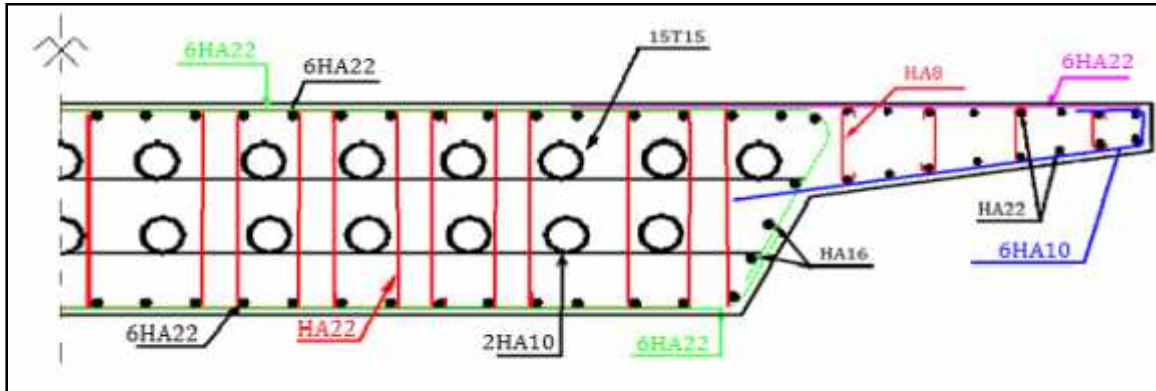


Figure. VII. 7 : Schéma de ferrailage sur appui intermédiaire.

VII.7. Conclusion :

Grâce à la précontrainte, nous avons économisé une grande quantité d'armature dans le sens longitudinal.

Conclusion générale

Conclusion générale :

L'élaboration d'un projet de pont-rail est une bonne expérience dans le cycle de formation d'élève ingénieur, qui nécessite la réflexion et le bon sens d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part.

Au terme de notre travail, nous sommes arrivés aux conclusions suivantes :

- Les ponts rails doivent respecter des normes plus strictes que les ponts routiers, d'ailleurs, l'épaisseur économique de la dalle doit être majorée de 1,8 par rapport à celle d'un pont routier,
- Les systèmes hyperstatiques présentent l'avantage de réduire considérablement le moment maximum en travée, ceci permet un accès aux grandes portées ainsi d'offrir une grande sécurité vis-à-vis de la rupture
- L'utilisation de la précontrainte dans les ouvrages d'art est très importante au point de vue économique et résistance, car elle nous permet d'éviter des structures très lourdes et bénéficier d'une grande portées et une grande résistance
- L'utilisation des logiciels comme '**CSiBridge**' est très important pour un ingénieur en génie civil, car il est très efficace pour l'évaluation des différentes sollicitations, il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques, avec une grande précision et plus rapidement avec moins d'erreurs

Au cours de ce projet :

- Nous avons appris à mener bien l'étude d'un projet en général.
- Nous avons saisi les spécificités des ponts ferroviaires.
- Nous nous sommes familiarisés avec l'interface 'CSiBridge' dont nous avons appris l'exploitation.
- Nous nous sommes confrontés à des difficultés engendrées principalement par les nombreux aspects nouveaux présents dans cet ouvrage et pour les surmonter, nous avons dû faire preuve d'esprit d'initiative et de responsabilité.

Références bibliographiques

BAEL 91 révisé 99 (1999) Bulletin Officiel des Marchés publics de travaux. Cahier des clauses techniques générales. Fascicule n° 62 - Titre I - Section I. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - Ministère de l'Economie, des Finances et de l'industrie Commission Centrale des Marchés. 126 p. 12 annexes.

BPEL 91 révisé 99 (1999). Bulletin officiel des Marchés publics de travaux. Cahier des clauses techniques générales. Fascicule n° 62 - Titre I - Section II Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Ministère de l'Economie, des Finances et de l'industrie Commission Centrale des Marchés. 124 p. 15 annexes.

Catalogue DSI (DAWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL), gamme des câbles et des ancrages DAWIDAG. Allemagne.

CHAUSSIN R., FUENTES A., LACROIX R., PERCHAT J. (1992). La précontrainte. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris. 525 p.

COMPUTERS AND STRUCTURES INC (CSI). Introduction to CSiBridge Version 15 (2010). Berkeley Californie. 58 p.

Document Technique Règlementaire (D.T.R.) B.C. 2.2. Charges permanentes et charges d'exploitation (1988). Ministère de l'aménagement du territoire, de l'urbanisme et de la construction. Alger. 42 p. 3 annexes.

Document Technique Règlementaire (D.T.R.). Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (2009). Ministère des travaux publics. Alger. 52 p.

EUROCODE 1 (1997): Bases de calcul et actions sur les structures - Partie 2-5: Actions sur les structures - Actions thermiques. Prénorme européenne. ENV 1991-2-5. Comité Européen de Normalisation (CEN). Secrétariat Central. Bruxelles. 62 p. 4 annexes.

FASCICULE N° 4. Fourniture d'aciers. TITRE II Armatures à haute résistance pour constructions en béton précontraint par pré- ou post-tension. Paris. 63 p.

FASCICULE N° 61. Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art TITRE II. - programmes de charges et épreuves des ponts-routes. Paris. 78 p.

FASCICULE N° 67 TITRE I (1985). Étanchéité des ponts routes, Support en béton de ciment. Paris. 104 p.

FRARMA A. et BENHALLA N. (1990). Etude d'un pont dalle courbe hyperstatique a six (06) travées en béton précontraint. Thèse de fin d'étude. Ecole Nationale des Travaux Publics. 255 p.

Henry Thonier (1992). Le béton précontraint aux états-limites. Ecole Nationale de Ponts et Chaussées. Paris. 287 p.

LIVRET 2.01, de la S.N.C.F. (1995). Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes. Paris. 306 p

Réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire à voie unique BOUGHEZOUL - M'SILA (151 km). (2009) Volume 2 : Spécifications techniques particulières. Ministère des transports. Alger. 269 p.

SETRA (2000) Guide de calcul PSIDP-EL. Guide de conception Ponts-Dalles. France. 140 p. 3 annexes.

SETRA (1999). Guide du projeteur, ouvrages d'Art, ponts courants. Alpha Presses. 306 p. 2 annexes.

SETRA (1992) Ponts dalles en béton précontraint. Programme de calcul PSIDP-EL. Bagneux. 61 p. 4 annexes.

Annexes

Tableau des moments fléchissants dû au poids de la dalle

x (m)	M (kN.m)	x (m)	M (kN.m)
0,000	0,000	38,889	4 550,326
2,778	7 600,680	41,667	2 089,286
5,556	12 746,569	43,044	0,000
8,333	15 437,669	44,444	-2 826,544
11,111	15 673,978	47,222	-10 197,165
13,889	13 455,497	50,000	-20 022,575
16,667	8 782,226	52,778	-7 978,684
19,444	1 654,165	55,064	0,000
19,936	0,000	55,556	1 610,417
22,222	-7 928,686	58,333	8 744,728
25,000	-19 966,328	61,111	13 424,249
27,778	-10 153,417	63,889	15 648,979
30,556	-2 795,296	66,667	15 418,920
31,956	0,000	69,444	12 734,070
33,333	2 108,035	72,222	7 594,430
36,111	4 556,575	75,000	0,000

Tableau des efforts tranchants dû au poids propre de la dalle.

x (m)	T (kN)	x (m)	T (kN)
0,000	-3 178,107	38,889	444,112
2,778	-2 294,382	41,667	1 327,837
5,556	-1 410,658	44,444	2 211,561
8,333	-526,934	47,222	3 095,285
11,111	356,791	50,000	3 979,010
13,889	1 240,515	52,778	-3 893,939
16,667	2 124,240	55,556	-3 010,214
19,444	3 007,964	58,333	-2 126,490
22,222	3 891,689	61,111	-1 242,765
25,000	4 775,413	63,889	-359,041
27,778	-3 090,786	66,667	524,684
30,556	-2 207,061	69,444	1 408,408
33,333	-1 323,337	72,222	2 292,133
36,111	-439,612	75,000	3 175,857

Tableau des moments fléchissants dû aux charges permanentes.

x (m)	M (kN.m)	x (m)	M (kN.m)
0,000	0,000	38,889	7 217,698
2,778	12 196,363	41,667	3 266,010
5,556	20 450,292	43,044	0,000
8,333	24 761,786	44,444	-4 628,114
11,111	25 130,845	47,222	-16 464,671
13,889	21 557,469	50,000	-32 243,664
16,667	14 041,659	52,778	-12 891,296
19,444	2 583,413	55,064	0,000
19,936	0,000	55,556	2 518,638
22,222	-12 817,267	58,333	13 986,137
25,000	-32 160,382	61,111	21 511,201
27,778	-16 399,896	63,889	25 093,830
30,556	-4 581,845	66,667	24 734,025
31,956	0,000	69,444	20 431,785
33,333	3 293,771	72,222	12 187,110
36,111	7 226,952	75,000	0,000

Tableau des efforts tranchants dû aux charges permanentes.

x (m)	T (kN)	x (m)	T (kN)
0,000	-5 011,070	38,889	623,711
2,778	-3 770,311	41,667	2 042,987
5,556	-2 351,035	44,444	3 462,264
8,333	-931,758	47,222	4 881,540
11,111	487,518	50,000	6 300,817
13,889	1 906,795	52,778	-6 346,473
16,667	3 326,071	55,556	-4 927,197
19,444	4 745,348	58,333	-3 507,920
22,222	6 164,624	61,111	-2 088,644
25,000	7 583,901	63,889	-669,367
27,778	-5 053,395	66,667	749,910
30,556	-3 634,119	69,444	2 169,186
33,333	-2 214,842	72,222	3 588,463
36,111	-795,566	75,000	5 007,739

UIC 71 + SW/0 : Une voie chargée.

X (m)	Moment fléchissant		Effort tranchant	
	Max	Min	Max	Min
0,00	2,69	-14,14	274,84	-2 538,39
2,78	1 654,79	-190,08	282,11	-2 163,05
5,56	2 732,75	-386,25	375,14	-1 663,46
8,33	3 345,52	-580,85	633,09	-1 226,77
11,11	3 507,24	-774,08	970,11	-848,54
13,89	3 259,26	-965,85	1 379,37	-544,20
16,67	2 613,69	-1 155,74	1 853,72	-316,63
19,44	1 579,17	-1 347,07	2 358,20	-162,77
22,22	624,04	-2 058,67	2 848,39	-96,39
25,00	444,40	-3 897,67	3 306,59	-86,21
27,78	604,63	-2 212,75	447,98	-2 846,03
30,56	1 501,49	-1 647,00	471,83	-2 328,12
33,33	2 304,62	-1 457,00	695,05	-1 652,93
36,11	2 723,33	-1 257,27	880,66	-1 359,87
38,89	2 718,83	-1 262,66	1 227,52	-986,11
41,67	2 309,89	-1 453,17	1 654,25	-694,11
44,44	1 484,35	-1 643,81	2 153,98	-486,57
47,22	607,23	-2 215,19	2 676,96	-452,81
50,00	455,91	-3 876,70	3 179,95	-443,17
52,78	638,93	-2 024,04	89,01	-3 005,77
55,56	1 619,69	-1 332,40	127,69	-2 525,44
58,33	2 644,69	-1 140,21	257,19	-2 022,95
61,11	3 278,61	-951,15	459,53	-1 531,24
63,89	3 513,12	-760,74	737,92	-1 099,36
66,67	3 338,04	-569,00	1 093,46	-737,51
69,44	2 712,20	-376,09	1 511,34	-451,91
72,22	1 626,51	-182,33	1 987,87	-291,76
75,00	2,51	-14,24	2 537,99	-275,41

UIC 71 + SW/0 : Deux voies chargées.

X (m)	Moment fléchissant		Effort tranchant	
	Max	Min	Max	Min
0,00	0,00	0,00	549,68	-5 076,78
2,78	12 682,51	-1 526,89	564,23	-4 326,10
5,56	21 426,28	-3 053,82	750,29	-3 326,91
8,33	26 511,22	-4 580,72	1 266,19	-2 453,54
11,11	27 913,30	-6 107,49	1 940,22	-1 697,09
13,89	25 963,31	-7 634,37	2 758,73	-1 088,40
16,67	20 763,27	-9 161,36	3 707,43	-633,25
19,44	12 375,20	-10 688,20	5 049,32	-255,84
22,22	4 784,52	-15 727,36	6 009,89	-178,46
25,00	4 315,17	-29 474,95	6 613,18	-172,42
27,78	4 387,35	-17 231,10	895,96	-5 692,06
30,56	11 529,36	-13 158,15	943,67	-4 656,24
33,33	18 257,27	-11 604,82	1 231,82	-3 623,97
36,11	21 574,62	-10 051,48	1 761,33	-2 719,74
38,89	21 571,62	-10 056,03	2 455,04	-1 972,22
41,67	18 247,90	-11 613,72	3 308,50	-1 388,23
44,44	11 513,40	-13 171,47	4 307,95	-973,13
47,22	4 370,70	-17 256,96	5 353,92	-905,63
50,00	4 305,24	-29 515,71	6 359,90	-886,34
52,78	4 771,45	-15 759,38	178,02	-6 011,55
55,56	12 356,94	-10 709,59	255,39	-5 050,88
58,33	20 748,49	-9 179,69	514,37	-4 045,89
61,11	25 951,80	-7 649,65	919,07	-3 062,48
63,89	27 904,15	-6 119,72	1 475,84	-2 198,72
66,67	26 504,57	-4 589,79	2 186,93	-1 475,01
69,44	21 421,77	-3 060,12	3 022,67	-903,81
72,22	12 680,46	-1 530,06	3 975,74	-583,52
75,00	0,00	0,00	5075,98	-550,82

SW/2 : Une voie chargée.

X (m)	Moment fléchissant		Effort tranchant	
	Max	Min	Max	Min
0,00	0,00	0,00	186,99	-1 572,37
2,78	3 982,09	-519,42	200,63	-1 314,98
5,56	6 807,69	-1 038,86	271,94	-980,29
8,33	8 477,52	-1 558,29	403,02	-704,83
11,11	8 993,17	-2 077,68	591,50	-485,17
13,89	8 359,80	-2 597,10	833,95	-317,08
16,67	6 601,75	-3 116,63	1 125,92	-195,61
19,44	3 995,55	-3 636,02	1 459,87	-115,40
22,22	1 990,36	-5 677,57	1 816,37	-72,36
25,00	1 490,27	-10 088,92	2 191,97	-59,51
27,78	1 455,28	-6 184,54	314,72	-1 801,83
30,56	3 425,05	-4 524,56	359,45	-1 461,43
33,33	5 738,46	-3 952,59	450,72	-1 144,33
36,11	6 894,70	-3 597,29	594,32	-871,26
38,89	6 893,53	-3 598,53	793,36	-653,62
41,67	5 734,96	-3 956,00	1 048,26	-491,87
44,44	3 419,28	-4 529,78	1 354,13	-383,76
47,22	1 449,65	-6 195,21	1 686,78	-324,41
50,00	1 486,47	-10 102,94	2 043,01	-306,32
52,78	1 984,38	-5 690,20	64,94	-1 940,09
55,56	3 988,54	-3 644,16	97,00	-1 577,15
58,33	6 595,78	-3 123,61	195,32	-1 126,49
61,11	8 354,95	-2 602,92	271,37	-926,54
63,89	8 989,33	-2 082,34	423,29	-667,00
66,67	8 474,66	-1 561,75	625,24	-460,07
69,44	6 805,79	-1 041,36	881,67	-309,52
72,22	3 981,16	-520,68	1 196,30	-218,10
75,00	0,00	0,00	1 572,03	-187,45

SW/2 : Deux voies chargées.

X (m)	Moment fléchissant		Effort tranchant	
	Max	Min	Max	Min
0,00	0,00	0,00	373,98	-3 144,73
2,78	7 964,17	-1 038,83	401,25	-2 629,96
5,56	13 615,38	-2 077,73	543,87	-1 960,57
8,33	16 955,03	-3 116,59	806,04	-1 409,66
11,11	17 986,34	-4 155,36	1 183,00	-970,33
13,89	16 719,59	-5 194,20	1 667,91	-634,17
16,67	13 203,50	-6 233,25	2 251,83	-391,22
19,44	7 991,10	-7 272,03	2 919,74	-230,80
22,22	3 980,72	-11 355,13	3 879,00	-130,27
25,00	2 980,54	-20 177,85	4 383,95	-119,01
27,78	2 910,56	-12 369,07	629,44	-3 603,65
30,56	6 850,09	-9 049,12	718,89	-2 922,86
33,33	11 476,91	-7 905,18	901,45	-2 288,66
36,11	13 789,40	-7 194,59	1 188,64	-1 742,52
38,89	13 787,06	-7 197,05	1 744,33	-1 187,10
41,67	11 469,92	-7 912,00	2 096,53	-983,74
44,44	6 838,55	-9 059,55	2 708,25	-767,51
47,22	2 899,30	-12 390,43	3 373,55	-648,82
50,00	2 972,94	-20 205,88	4 086,03	-612,64
52,78	3 968,77	-11 380,41	129,89	-3 880,18
55,56	7 977,08	-7 288,33	194,01	-3 154,30
58,33	13 191,57	-6 247,22	328,48	-2 467,83
61,11	16 709,90	-5 205,84	542,73	-1 853,08
63,89	17 978,67	-4 164,67	846,59	-1 334,00
66,67	16 949,31	-3 123,50	1 250,48	-920,13
69,44	13 611,58	-2 082,72	1 763,35	-619,04
72,22	7 962,33	-1 041,36	2 392,60	-436,21
75,00	0,00	0,00	3 144,05	-374,89

'Train à Vide' : Une voie chargée.

X (m)	Moment fléchissant		Effort tranchant	
	Max	Min	Max	Min
0,00	0,00	0,00	15,58	-134,85
2,78	342,44	-43,29	16,72	-112,84
5,56	588,44	-86,57	22,66	-84,06
8,33	737,99	-129,86	33,59	-60,26
11,11	791,10	-173,14	49,29	-41,25
13,89	747,76	-216,43	69,50	-26,73
16,67	607,96	-259,72	93,83	-16,34
19,44	371,71	-303,00	121,83	-9,62
22,22	165,86	-473,14	152,96	-6,03
25,00	124,19	-903,90	186,62	-4,96
27,78	121,27	-515,38	26,23	-153,47
30,56	285,42	-390,35	29,95	-122,48
33,33	478,20	-390,44	37,56	-95,36
36,11	574,56	-390,53	49,53	-72,60
38,89	574,46	-390,62	72,68	-49,46
41,67	477,91	-390,73	95,45	-37,50
44,44	284,94	-390,84	113,07	-31,98
47,22	120,80	-516,27	142,85	-27,03
50,00	123,87	-905,33	176,06	-25,53
52,78	165,37	-474,19	5,41	-163,99
55,56	371,03	-303,68	9,60	-121,88
58,33	607,38	-260,30	13,69	-102,83
61,11	747,28	-216,91	22,80	-77,21
63,89	790,71	-173,53	35,90	-55,58
66,67	737,72	-130,15	53,38	-38,34
69,44	588,25	-86,78	75,55	-25,79
72,22	342,35	-43,39	102,65	-18,18
75,00	0,00	0,00	134,82	-15,62

‘Train à Vide’ : Deux voies chargées.

X (m)	Moment fléchissant		Effort tranchant	
	Max	Min	Max	Min
0,00	0,00	0,00	31,17	-269,71
2,78	684,87	-86,57	33,44	-225,68
5,56	1 176,88	-173,15	51,51	-151,17
8,33	1 475,99	-259,72	67,17	-120,53
11,11	1 582,20	-346,28	98,58	-82,50
13,89	1 495,52	-432,85	138,99	-53,47
16,67	1 215,93	-519,44	187,65	-32,68
19,44	743,43	-606,01	243,66	-19,23
19,44	743,43	-606,01	263,77	-16,20
22,22	331,73	-946,27	305,93	-12,06
25,00	248,38	-1 807,80	373,24	-9,92
27,78	242,55	-1 030,76	52,45	-306,94
30,56	570,84	-780,69	59,91	-244,95
33,33	956,41	-780,87	75,12	-190,72
36,11	1 149,12	-781,06	99,05	-145,21
38,89	1 148,92	-781,25	132,23	-108,94
41,67	955,83	-781,46	174,71	-81,98
44,44	569,88	-781,68	226,14	-63,96
47,22	241,61	-1032,54	285,69	-54,07
50,00	247,75	-1810,66	352,12	-51,05
52,78	330,73	-948,39	10,82	-327,98
55,56	742,07	-607,37	16,17	-263,88
58,33	1 214,76	-520,61	27,38	-205,65
61,11	1 494,55	-433,83	45,61	-154,42
63,89	1 581,43	-347,06	71,80	-111,17
66,67	1 475,43	-260,30	106,75	-76,68
69,44	1 176,49	-173,56	151,11	-51,59
72,22	684,70	-86,78	205,31	-36,35
75,00	0,00	0,00	269,64	-31,24

Efforts dus au vent sans circulation (W_0).

Distance	P	V2	V3	T	M2	M3
m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
0,00	-2,96	-0,14	-61,23	-43,15	-427,30	-0,98
2,78	-2,96	-0,14	-55,30	-40,09	-265,45	-0,58
5,56	-2,96	-0,14	-46,41	-35,51	-128,29	-0,19
8,33	-2,96	-0,14	-37,53	-30,92	-15,83	0,21
11,11	-2,96	-0,14	-28,64	-26,34	71,95	0,60
13,89	-2,96	-0,14	-19,75	-21,75	135,03	0,99
16,67	-2,96	-0,14	-10,86	-17,17	173,43	1,39
19,44	-2,96	-0,14	-1,97	-12,58	187,13	1,79
22,22	-2,96	-0,14	9,88	-6,47	176,14	2,18
25,00	-2,96	-0,14	15,81	-3,41	140,46	2,58
27,78	-2,97	0,04	-27,85	-18,14	220,82	2,58
30,56	-2,97	0,04	-18,97	-13,55	281,73	2,58
33,33	-2,97	0,04	-10,08	-8,97	317,95	2,58
36,11	-2,97	0,04	-1,19	-4,38	329,48	2,58
38,89	-2,97	0,04	7,70	0,00	316,32	2,58
41,67	-2,97	0,04	16,59	4,79	278,46	2,58
41,67	-2,97	0,04	19,55	6,32	278,46	2,58
44,44	-2,97	0,04	28,44	10,90	215,92	2,58
47,22	-2,97	0,04	34,37	13,96	128,68	2,58
50,00	-2,97	0,04	43,26	18,55	16,76	2,58
52,78	-2,95	0,14	-16,70	7,62	78,24	2,18
55,56	-2,95	0,14	-7,81	12,21	108,17	1,79
58,33	-2,95	0,14	1,08	16,79	113,41	1,39
61,11	-2,95	0,14	9,97	21,38	93,95	0,99
63,89	-2,95	0,14	18,86	25,96	49,81	0,60
66,67	-2,95	0,14	27,74	30,55	-19,03	0,20
69,44	-2,95	0,14	36,63	35,13	-112,56	-0,18
72,22	-2,95	0,14	45,52	39,72	-230,78	-0,58
75,00	-2,95	0,14	54,41	44,30	-373,69	-0,97

Efforts dus au vent avec circulation (W_1).

Distance	P	V2	V3	T	M2	M3
m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
0,00	-6,38	-0,31	-132,03	-93,04	-921,37	-2,12
2,78	-6,38	-0,31	-119,25	-86,45	-572,38	-1,26
5,56	-6,38	-0,31	-100,08	-76,57	-276,63	-0,41
8,33	-6,38	-0,31	-80,91	-66,68	-34,12	0,44
11,11	-6,38	-0,31	-61,75	-56,79	155,14	1,30
13,89	-6,38	-0,31	-42,58	-46,91	291,17	2,15
16,67	-6,38	-0,31	-23,41	-37,02	373,95	3,00
19,44	-6,38	-0,31	-4,25	-27,13	403,50	3,86
22,22	-6,38	-0,31	21,31	-13,95	379,80	4,71
25,00	-6,40	0,00	-72,84	-45,70	291,55	5,56
27,78	-6,40	0,00	-60,06	-39,11	476,13	5,56
30,56	-6,40	0,00	-40,89	-29,22	607,48	5,56
33,33	-6,40	0,00	-21,73	-19,33	685,58	5,56
36,11	-6,40	0,00	-2,56	-9,45	710,44	5,55
38,89	-6,40	0,00	16,61	0,00	682,06	5,55
41,67	-6,40	0,00	35,77	10,33	600,44	5,55
44,44	-6,40	0,00	54,94	20,21	465,58	5,55
47,22	-6,40	0,00	74,11	30,10	277,48	5,55
50,00	-6,40	0,00	93,27	39,99	36,13	5,55
52,78	-6,37	0,31	-36,01	16,43	168,70	4,71
55,56	-6,37	0,31	-16,84	26,32	233,24	3,86
58,33	-6,37	0,31	2,32	36,20	244,53	3,01
61,11	-6,37	0,31	21,49	46,09	202,59	2,15
63,89	-6,37	0,31	40,66	55,98	107,40	1,30
66,67	-6,37	0,31	59,82	65,87	-41,03	0,44
69,44	-6,37	0,31	78,99	75,75	-242,70	-0,41
72,22	-6,37	0,31	98,16	85,64	-497,61	-1,26
75,00	-6,37	0,31	117,32	95,53	-805,76	-2,11

Efforts dus au gradient thermique .

Distance m	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
0	315,771	283,85	-0,01	0,01	0	5,77
2,78	315,771	283,85	-0,01	0,01	0,03	-782,7
5,56	315,771	283,85	-0,01	0,01	0,06	-1 571,16
8,33	315,771	283,85	-0,01	0,01	0,09	-2 359,62
11,11	315,771	283,85	-0,01	0,01	0,12	-3 148,08
13,89	315,771	283,85	-0,01	0,01	0,14	-3 936,54
16,67	315,771	283,85	-0,01	0,01	0,17	-4 725,01
19,44	315,771	283,85	-0,01	0,01	0,2	-5 513,47
22,22	315,771	283,85	-0,01	0,01	0,23	-6 301,93
25	315,771	283,85	-0,01	0,01	0,26	-7 090,39
27,78	393,038	0,06	0,01	-0,01	0,24	-7 088,57
30,56	393,038	0,06	0,01	-0,01	0,21	-7 088,74
33,33	393,038	0,06	0,01	-0,01	0,19	-7 088,92
36,11	393,038	0,06	0,01	-0,01	0,17	-7 089,09
38,89	393,038	0,06	0,01	-0,01	0,14	-7 089,26
41,67	393,038	0,06	0,01	-0,01	0,12	-7 089,43
44,44	393,038	0,06	0,01	-0,01	0,1	-7 089,60
47,22	393,038	0,06	0,01	-0,01	0,07	-7 089,77
50	309,751	0,06	0,01	-0,01	0,05	-7 089,94
52,78	309,751	-283,91	0	0	0,05	-6 303,31
55,56	309,751	-283,91	0	0	0,04	-5 514,67
58,33	309,751	-283,91	0	0	0,03	-4 726,04
61,11	309,751	-283,91	0	0	0,03	-3 937,41
63,89	309,751	-283,91	0	0	0,02	-3 148,78
66,67	309,751	-283,91	0	0	0,02	-2 360,14
69,44	309,751	-283,91	0	0	0,01	-1 571,51
72,22	309,751	-283,91	0	0	0,01	-782,88
75	309,751	-283,91	0	0	0	5,76

Efforts dus au freinage sur une voie.

Distance	P	V2	V3	T	M2	M3
m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
0,00	509,54	23,04	50,37	-39,29	23,19	178,41
2,78	465,10	23,04	50,37	-39,29	-23,38	137,33
5,56	398,43	23,04	50,37	-39,29	-23,30	107,71
8,33	331,77	23,04	50,37	-39,29	-23,21	78,09
11,11	265,10	23,04	50,37	-39,29	-23,12	48,47
13,89	198,43	23,04	50,37	-39,29	-23,03	18,86
16,67	131,77	23,04	50,37	-39,29	-22,94	-10,76
19,44	65,10	23,04	50,37	-39,29	-22,85	-40,38
22,22	-1,57	23,04	50,37	-39,29	-22,76	-70,00
25,00	-68,23	23,04	50,37	-39,29	-22,67	-99,62
27,78	219,95	14,54	50,45	-39,33	-22,93	12,07
30,56	153,28	14,54	50,45	-39,33	-23,06	6,07
33,33	86,62	14,54	50,45	-39,33	-23,18	0,07
36,11	19,95	14,54	50,45	-39,33	-23,31	-5,93
38,89	-46,72	14,54	50,45	-39,33	-23,44	-11,93
41,67	-113,38	14,54	50,45	-39,33	-23,57	-17,93
44,44	-180,05	14,54	50,45	-39,33	-23,69	-23,93
47,22	-246,72	14,54	50,45	-39,33	-23,82	-29,93
50,00	-313,38	14,54	50,45	-39,33	-23,95	-35,93
52,78	23,88	23,44	50,37	-39,30	-23,98	67,32
55,56	-42,79	23,44	50,37	-39,30	-23,88	36,61
58,33	-109,46	23,44	50,37	-39,30	-23,78	5,90
61,11	-176,13	23,44	50,37	-39,30	-23,69	-24,82
63,89	-242,79	23,44	50,37	-39,30	-23,59	-55,53
66,67	-309,46	23,44	50,37	-39,30	-23,49	-86,24
69,44	-376,13	23,44	50,37	-39,30	-23,39	-116,96
72,22	-442,79	23,44	50,37	-39,30	-23,29	-147,67
75,00	-509,46	23,44	50,37	-39,30	-23,19	-178,38

Efforts dus au freinage sur une voie et démarrage sur l'autre.

Distance	P	V2	V3	T	M2	M3
m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
0,00	792,77	35,85	22,37	-17,45	10,30	277,58
2,78	723,62	35,85	22,37	-17,45	-10,39	213,66
5,56	619,90	35,85	22,37	-17,45	-10,35	167,58
8,33	516,17	35,85	22,37	-17,45	-10,31	121,50
11,11	412,45	35,85	22,37	-17,45	-10,27	75,42
13,89	308,73	35,85	22,37	-17,45	-10,23	29,34
16,67	205,01	35,85	22,37	-17,45	-10,19	-16,75
19,44	101,28	35,85	22,37	-17,45	-10,15	-62,83
22,22	-2,44	35,85	22,37	-17,45	-10,11	-108,91
25,00	-106,16	35,85	22,37	-17,45	-10,07	-154,99
27,78	342,20	22,62	22,41	-17,47	-10,18	18,78
30,56	238,48	22,62	22,41	-17,47	-10,24	9,44
33,33	100,19	22,62	22,41	-17,47	10,43	17,94
36,11	-3,54	22,62	22,41	-17,47	10,37	8,61
38,89	-107,26	22,62	22,41	-17,47	10,32	-0,73
41,67	-176,41	22,62	22,41	-17,47	-10,47	-27,90
44,44	-280,13	22,62	22,41	-17,47	-10,52	-37,23
47,22	-383,85	22,62	22,41	-17,47	-10,58	-46,57
50,00	-487,57	22,62	22,41	-17,47	-10,64	-55,90
52,78	37,15	36,46	22,37	-17,45	-10,65	104,74
55,56	-66,58	36,46	22,37	-17,45	-10,61	56,96
58,33	-170,30	36,46	22,37	-17,45	-10,56	9,17
61,11	-274,02	36,46	22,37	-17,45	-10,52	-38,61
63,89	-377,74	36,46	22,37	-17,45	-10,48	-86,40
66,67	-481,47	36,46	22,37	-17,45	-10,43	-134,18
69,44	-585,19	36,46	22,37	-17,45	-10,39	-181,97
72,22	-688,91	36,46	22,37	-17,45	-10,35	-229,75
75,00	-792,63	36,46	22,37	-17,45	-10,30	-277,54

Efforts dus au poids propre de dalle.

Distance	P	V2	V3	T	M2	M3
m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
0,00	-30,02	-3 179,00	0,00	0,00	0,00	-9,96
2,78	-30,02	-2 295,27	0,00	0,00	0,01	7 593,20
5,56	-30,02	-1 411,55	0,00	0,00	0,01	12 741,57
8,33	-30,02	-527,83	0,00	0,00	0,02	15 435,14
11,11	-30,02	355,90	0,00	0,00	0,02	15 673,93
13,89	-30,02	1 239,62	0,00	0,00	0,03	13 457,93
16,67	-30,02	2 123,35	0,00	0,00	0,04	8 787,13
19,44	-30,02	3 007,07	0,00	0,00	0,04	1 661,55
22,22	-30,02	3 890,80	0,00	0,00	0,05	-7 918,82
25,00	-30,02	4 774,52	0,00	0,00	0,05	-19 953,99
27,78	-23,13	-3 090,79	0,00	0,00	0,05	-10 138,77
30,56	-23,13	-2 207,07	0,00	0,00	0,04	-2 780,62
33,33	-23,13	-1 323,35	0,00	0,00	0,04	2 122,73
36,11	-23,13	-439,62	0,00	0,00	0,03	4 571,30
38,89	-23,13	444,10	0,00	0,00	0,03	4 565,07
41,67	-23,13	1 327,83	0,00	0,00	0,02	2 104,06
44,44	-23,13	2 211,55	0,00	0,00	0,02	-2 811,75
47,22	-23,13	3 095,28	0,00	0,00	0,02	-10 182,35
50,00	-23,13	3 979,00	0,00	0,00	0,01	-20 007,73
52,78	-30,49	-3 893,04	0,00	0,00	0,01	-7 968,78
55,56	-30,49	-3 009,31	0,00	0,00	0,01	1 617,82
58,33	-30,49	-2 125,59	0,00	0,00	0,01	8 749,63
61,11	-30,49	-1 241,87	0,00	0,00	0,01	13 426,64
63,89	-30,49	-358,14	0,00	0,00	0,00	15 648,87
66,67	-30,49	525,58	0,00	0,00	0,00	15 416,31
69,44	-30,49	1 409,31	0,00	0,00	0,00	12 728,96
72,22	-30,49	2 293,03	0,00	0,00	0,00	7 586,82
75,00	-30,49	3 176,76	0,00	0,00	0,00	-10,11

Efforts dus aux charges permanentes de la dalle.

Distance	P	V2	V3	T	M2	M3
m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
0,00	-48,55	-5 030,92	0,00	0,01	0,00	-16,10
2,78	-48,55	-3 786,53	0,00	0,01	0,01	12 230,34
5,56	-48,55	-2 361,80	0,00	0,01	0,02	20 519,22
8,33	-48,55	-937,08	0,00	0,01	0,03	24 850,53
11,11	-48,55	487,65	0,00	0,01	0,04	25 224,27
13,89	-48,55	1 912,37	0,00	0,01	0,05	21 640,44
16,67	-48,55	3 337,10	0,00	0,01	0,06	14 099,04
19,44	-48,55	4 761,82	0,00	0,01	0,07	2 600,07
22,22	-48,55	6 186,55	0,00	0,01	0,08	-12 856,46
25,00	-48,55	7 611,27	0,00	0,01	0,09	-32 270,56
27,78	-37,41	-5 073,37	0,00	0,00	0,08	-16 445,84
30,56	-37,41	-3 648,65	0,00	0,00	0,07	-4 582,38
33,33	-37,41	-2 223,93	0,00	0,00	0,06	3 323,51
36,11	-37,41	-618,87	0,00	0,00	0,06	7 271,83
38,89	-37,41	805,86	0,00	0,00	0,05	7 262,59
41,67	-37,41	2 230,58	0,00	0,00	0,04	3 295,77
44,44	-37,41	3 474,97	0,00	0,00	0,03	-4 628,61
47,22	-37,41	4 899,70	0,00	0,00	0,02	-16 510,56
50,00	-37,41	6 324,42	0,00	0,00	0,02	-32 350,08
52,78	-49,31	-6 370,21	0,00	0,00	0,01	-12 930,68
55,56	-49,31	-4 765,15	0,00	0,00	0,01	2 535,10
58,33	-49,31	-3 520,76	0,00	0,00	0,01	14 043,31
61,11	-49,31	-2 096,04	0,00	0,00	0,01	21 593,95
63,89	-49,31	-671,31	0,00	0,00	0,01	25 187,03
66,67	-49,31	753,41	0,00	0,00	0,01	24 822,54
69,44	-49,31	2 178,14	0,00	0,00	0,00	20 500,47
72,22	-49,31	3 602,86	0,00	0,00	0,00	12 220,84
75,00	-49,31	5 027,59	0,00	0,00	0,00	-16,36

Efforts dus à la combinaison la plus défavorable à l'E.L.U.

x (m)	M (kN.m)		V (kN)	
	Max	Min	Max	Min
0,00	-62,51	-90,67	-6 409,95	-14 569,16
2,78	35 981,58	15 402,83	-4 685,40	-11 777,22
5,56	60 913,59	25 440,28	-2 457,09	-8 369,69
8,33	75 099,73	30 036,97	249,49	-5 144,51
11,11	78 504,94	29 193,07	3 185,36	-2 088,86
13,89	71 609,12	22 908,24	6 330,77	752,58
16,67	54 559,99	11 182,46	9 664,97	3 371,36
19,44	27 447,29	-5 983,90	13 086,64	5 776,34
22,22	-3 935,76	-33 673,39	17 176,18	8 203,49
25,00	-30 369,58	-79 356,67	-7 379,14	-17 882,58
27,78	-8 522,05	-39 859,68	-5 392,35	-14 465,22
30,56	18 133,48	-17 649,17	-3 335,44	-10 989,95
33,33	38 750,67	-4 535,85	-774,16	-7 582,40
36,11	48 981,82	3 136,72	2 031,75	-4 386,61
38,89	48 957,63	3 110,67	5 074,77	-1 422,46
41,67	38 677,60	-4 607,52	8 345,01	1 303,57
44,44	18 011,24	-17 766,59	11 800,77	3 679,44
47,22	-8 697,46	-40 047,89	14 511,63	5 436,20
50,00	-30 574,41	-79 606,13	17 928,97	7 422,85
52,78	-3 912,01	-33 677,69	-8 156,33	-17 130,86
55,56	27 420,69	-6 014,48	-6 085,45	-13 779,14
58,33	54 483,29	11 101,30	-3 751,21	-10 363,21
61,11	71 481,96	22 776,51	-1 205,60	-6 978,64
63,89	78 326,14	29 010,76	1 560,54	-3 767,62
66,67	74 869,17	29 804,24	4 550,45	-759,72
69,44	60 631,30	25 156,55	7 721,07	2 027,05
72,22	35 647,71	15 068,64	11 061,75	4 449,94
75,00	-460,05	-489,60	14 615,76	6 456,03

Efforts dus à la combinaison la plus défavorable à l'E.L.S.

x (m)	M (kN.m)		V (kN)	
	Max	Min	Max	Min
0,00	189,77	170,35	-4 289,84	-9 916,88
2,78	24 587,74	10 395,50	-3 030,91	-7 921,82
5,56	41 116,89	16 652,54	-1 420,23	-5 497,89
8,33	50 029,81	18 952,04	520,29	-3 199,72
11,11	51 302,29	17 294,10	2 618,93	-1 018,46
13,89	45 265,31	11 678,49	4 862,09	1 015,06
16,67	32 029,66	2 114,12	7 752,87	3 193,57
19,44	11 639,40	-11 416,59	10 182,39	4 877,55
22,22	-11 910,16	-32 418,87	12 567,73	6 379,67
25,00	-32 186,90	-65 971,10	-5 419,40	-12 663,15
27,78	-16 298,70	-37 910,85	-3 975,29	-10 232,44
30,56	2 700,07	-21 977,62	-2 482,82	-7 761,79
33,33	17 329,16	-12 523,62	-642,51	-5 337,84
36,11	24 590,15	-7 027,16	1 366,51	-3 059,95
38,89	24 573,19	-7 045,39	3 539,05	-941,79
41,67	17 277,94	-12 573,86	5 868,30	1 012,14
44,44	2 605,49	-22 068,88	7 793,96	2 513,47
47,22	-16 421,58	-38 042,56	10 264,64	4 005,72
50,00	-32 330,61	-66 145,59	12 695,34	5 449,74
52,78	-11 891,40	-32 419,45	-6 152,64	-12 043,08
55,56	11 605,87	-11 452,87	-4 845,14	-10 151,13
58,33	31 961,85	2 043,24	-3 161,41	-7 721,41
61,11	45 180,81	11 590,84	-982,99	-4 830,41
63,89	51 173,53	17 162,93	649,68	-3 024,91
66,67	49 865,63	18 786,36	2 785,60	-876,58
69,44	40 917,31	16 451,97	5 046,14	1 119,23
72,22	24 352,85	10 160,39	7 423,97	2 864,10
75,00	-88,75	-109,13	9 948,92	4 321,52

Ferraillage des encorbellements.

Données saisies :

Contrainte du béton : **35,00** MPa
Limite d'élasticité de l'acier : **400** MPa
Coefficient de sécurité du Béton : **1,50**
Coefficient de sécurité de l'acier : **1,15**
Longueur l : **3,50** m
Hauteur total h : **1,60** m
Epaisseur b_0 : **1,00** m
Position c.d.g aciers tendus c : **0,05** m
Charges horizontales H_u : **0,00** kN

Charges :

	X (m)	P (kN)
1	1,45	37,69
2	1,41	42,25
3	3,5	0,65
4	0,7	20,48
5	2,9	5,4
6	3,5	1,1

Résultats des calculs

Contrainte tangente : **0,100** MPa
Contrainte limite : **3,5** MPa
Effort tranchant V_u : **146,20** kN
Moment fléchissant M_u : **200,16** kN.m
Armatures supérieures A : **4,76** cm²
Armatures inférieures A_i : **4,12** cm²
Armatures horizontales réparties A_r : **0,00** cm²
Armatures verticales A_v : **0,00** cm²

V é r i f i c a t i o n à l ' E . L . S . d e l a s e c t i o n d ' e n c a s t r e m e n t d e s e n c o r b e l l e m e n t s .

Données saisies :

Largeur section : **1** m
Hauteur section : **1,6** m
Position centre de gravité des armatures supérieures : **0,05** m
Position centre de gravité des armatures inférieures : **0,05** m
Contrainte du béton : **35** MPa
Limite élastique de l'acier : **400** MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton : **15**
Coefficient de durée d'application des charges : **1,0**
Coefficient de sécurité du béton : **1,5**
Coefficient de sécurité de l'acier : **1,15**

Moment fléchissant ELU : **-205,9** kN.m
Moment fléchissant ELS : **146,2** kN.m

Section armatures supérieures ELS : **22,81** cm²
Section armatures inférieures ELS : **4,71** cm²

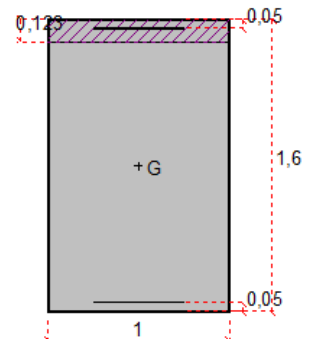
Fissuration préjudiciable :
Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton : **1,2** MPa
Contrainte des armatures supérieures : **10,6** MPa
Contrainte des armatures inférieures : **-26,0** MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton : **0,0** MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : **21,0** MPa
Contrainte admissible des armatures supérieures : **400,0** MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures : **228,6** MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : **21,0** MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,123$ m



Ferraillage transversal de la dalle - à mi-travée de rive - :

Données saisies :

Largeur section : **1** m
Hauteur section : **1,6** m
Position centre de gravité des armatures supérieures : **0,05** m
Position centre de gravité des armatures inférieures : **0,05** m
Contrainte du béton : **35** MPa
Limite élastique de l'acier : **400** MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton : **15**
Coefficient de durée d'application des charges : **1,0**
Coefficient de sécurité du béton : **1,5**
Coefficient de sécurité de l'acier : **1,15**

Moment fléchissant ELU : **9,66** MN.m
Moment fléchissant ELS : **6,98** MN.m

Section armatures supérieures ELS : **22,36** cm²
Section armatures inférieures ELS : **35,6** cm²

Fissuration préjudiciable
Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures : **0,00** cm²
Section des armatures inférieures : **35,6** cm²

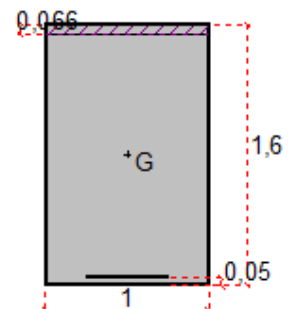
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,066$ m

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton : **4,1** MPa
Contrainte des armatures supérieures : **52,5** MPa
Contrainte des armatures inférieures : **-225,8** MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton : **0,0** MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : **21,0** MPa
Contrainte admissible des armatures supérieures : **400,0** MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures : **228,6** MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : **21,0** MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,333$ m



Ferraillage transversal de la dalle - sur l'appui intermédiaire -

Données saisies :

Largeur section : **1** m
Hauteur section : **1,6** m
Position centre de gravité des armatures supérieures : **0,05** m
Position centre de gravité des armatures inférieures : **0,05** m
Contrainte du béton : **25** MPa
Limite élastique de l'acier : **400** MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton : **15**
Coefficient de durée d'application des charges : **1,0**
Coefficient de sécurité du béton : **1,5**
Coefficient de sécurité de l'acier : **1,15**

Moment fléchissant ELU : **-895** kN.m
Moment fléchissant ELS : **-695** kN.m
Section armatures supérieures ELS : **22,36** cm²
Section armatures inférieures ELS : **22,36** cm²
Fissuration préjudiciable
Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures : **16,83** cm²
Section des armatures inférieures : **0,00** cm²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,051$ m

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton : **0,0** MPa
Contrainte des armatures supérieures : **-211,8** MPa
Contrainte des armatures inférieures : **35,9** MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton : **2,9** MPa
Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : **15,0** MPa
Contrainte admissible des armatures supérieures : **228,6** MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures : **400,0** MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : **15,0** MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,267$ m

Ferraillage transversal de la dalle - à mi-travée centrale -

Données saisies :

Largeur section : **1** m
 Hauteur section : **1,6** m
 Position centre de gravité des armatures supérieures : **0,05** m
 Position centre de gravité des armatures inférieures : **0,05** m
 Contrainte du béton : **35** MPa
 Limite élastique de l'acier : **400** MPa
 Coefficient d'équivalence acier/béton : **15**
 Coefficient de durée d'application des charges : **1,0**
 Coefficient de sécurité du béton : **1,5**
 Coefficient de sécurité de l'acier : **1,15**

Moment fléchissant ELU : **1068,4** kN.m
 Moment fléchissant ELS : **745** kN.m

Section armatures supérieures ELS : **22,36** cm²
 Section armatures inférieures ELS : **23,5** cm²

Fissuration préjudiciable
 Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures : **0,00** cm²
 Section des armatures inférieures : **23,5** cm²
 Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,043$ m

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton : **3,1** MPa
 Contrainte des armatures supérieures : **37,9** MPa
 Contrainte des armatures inférieures : **-216,3** MPa
 Contrainte de la fibre inférieure du béton : **0,0** MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : **21,0** MPa
 Contrainte admissible des armatures supérieures : **400,0** MPa
 Contrainte admissible des armatures inférieures : **228,6** MPa
 Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : **21,0** MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,274$ m

