

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
LABORATOIRE DE GENIE SISMIQUE ET DYNAMIQUE DES STRUCTURES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème

Etude du tablier d'un pont dalle hyperstatique en béton précontraint (Pont rail)

Encadré par :

M^{me} D. CHERID

M^{me} H. MOHABEDDINE

Proposé par :

cosider Engineering
كوسيدار

Réalisé par :

KELLOU Walid

KHELLOUF M^{ed} Nadjib

JUIN 2012

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassan Badi. El-Harrach 16200, Alger, Algérie.

Remerciements

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à toutes les personnes qui ont collaboré de près ou de loin au bon déroulement de notre projet de fin d'étude.

Nous remercions plus particulièrement :

- Nos encadreurs mesdames D. CHERID et H.MOHABEDDINE pour leur confiance, leur patience et leur aide tout au long de ce projet ;

-Le chef de département, M^{me} KETTAB ainsi que tous les enseignants du département Génie Civil,

-M. LECHANI, de l'entreprise « COSIDER Engineering » pour nous avoir proposé ce sujet,

Enfin, les membres du jury pour avoir examiné notre modeste mémoire.

Dédicace s

Je dédie ce travail ;

*A ma chère mère qui m'a entouré de toute son affection et
son amour,*

*A mon père qui a tant attendu ce moment et qui m'a
toujours poussé à aller plus loin,*

*A mes frères, Khaled, Yanis et Nassim, qui ont su être
patients et compréhensifs,*

A mes grands parents qui ont tant prié pour moi,

A toute ma famille,

Enfin, A tous mes amis d'enfance et mes amis d'études

...Walid ...

Dédicaces

*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.

Je dédie ce travail ;

Nadjib.

ملخص :

يهدف هذا العمل الى دراسة و تصميم سطح جسر بلطي منجز بخرسانة سابقة الاجهاد. هو عبارة عن جسر سكة حديدية ذو ثلاثة مقاطع طوله الاجمالي 75م. تستند الدراسة على تقدير الافعال و القوى المؤثرة اضافة الى تبرير و مراجعة الحسابات عند مختلف مراحل الانجاز .

انجز التصميم بحبكة اعلامية CSiBridge.

كلمات مفتاحية : جسر سكة حديدية , سطح جسر بلطي , خرسانة مضغوطة , خطوط التاثير.

Résumé :

Ce travail consiste à étudier le tablier d'un pont de type dalle pleine en béton précontraint. C'est un pont rail à trois travées égales de longueur totale de 75 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 prestressed concrete. It is a rail bridge with three equal spans; its total length is 75 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, prestressed concrete, influence lines.

Sommaire

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I : Présentation du projet

Introduction	3
I.1. Présentation du Groupe COSIDER	3
I.1.1 COSIDER Engineering	3
I.2. Définition du projet	3
I.2.1 Consistance des travaux	3
I.2.2 Condition spéciale à considérer.....	5
I.2.3 Caractéristiques techniques de base	5
I.2.4 Ponts rails	5
I.3. Présentation de l'ouvrage	6
I.3.1 Description de l'ouvrage	6
I.3.2 Tracé en plan	6
I.3.3 Profil en long.....	7
I.3.5 Les culées	9
I.3.6 Les piles.....	9
Conclusion	10

Chapitre II : Conception

Introduction	11
II.1. Profil en long	11
II.1.1. Introduction	11
II.1.2. Choix d'une travure.....	11
II.2. Profils en travers.....	12
II.2.1. Introduction	12
II.2.2. Choix du type de dalle.....	13
II.2.3. Epaisseur économique.....	13
II.3. Vue en plan :	13
II.4. Elancement :	14

II.4.1.	Portée unitaire	15
II.5.	Domaine d'emploi.....	15
II.6.	Avantages des ponts-dalles dans le cadre de leur domaine d'emploi	16
II.6.1.	Minceur et légèreté relatives	16
II.6.2.	Construction rustique	16
II.6.3.	Grande réserve de sécurité	16
II.6.4.	Liberté dans la conception des formes	16
II.7.	Equipements du tablier.....	17
II.7.1.	Disposition de retenue.....	17
II.7.2.	Garde-corps	17
II.7.3.	Trottoirs.....	17
II.7.5.	Etanchéité.....	18
II.7.6.	Collecte et évacuation de l'eau de pluie.....	18
II.7.7.	Joint de dilatation	19
II.7.8.	Les appareils d'appui.....	20
II.7.9.	Confort	20
Conclusion	21

Chapitre III : Caractéristiques des matériaux

Introduction	22
III.1. Caractéristiques du béton	22
III.1.1. Définition	22
III.1.2. Formulation du béton	22
III.1.3. Résistance caractéristique à la compression	23
III.1.4. Résistance caractéristique à la traction	23
III.1.5. Contrainte limite	23
III.1.6. Diagramme contrainte – déformation du béton	25
III.1.7. Module d'élasticité ou module de déformation longitudinal du béton	26
III.1.8. Coefficient de poisson	26
III.2. Les aciers.....	27
III.2.1. Les aciers passifs.....	27
III.2.2. Diagramme contrainte – déformation	27
III.2.3. Contrainte limite.....	27

III.2.4.	Les aciers actifs	29
III.2.5.	Procédé utilisé	29
III.2.6.	Caractéristiques des torons	30
III.2.7.	Diagramme des contraintes-déformations.....	30
III.2.8.	Espacement des armatures de précontrainte.....	31
Conclusion	31

Chapitre IV : Pré-dimensionnement

Introduction	32
IV.1. La dalle		32
IV.1.1. Epaisseur de la dalle ' h ' :		32
IV.1.2. Largeur de la dalle L_t		32
IV.1.3. Largeur de l'encorbellement L_e		33
IV.1.4. Epaisseur de l'encorbellement h_0, e_1, e_2		33
IV.2. Caractéristique de la dalle		34
IV.2.1. Calcul de la section de la dalle		34
IV.2.2. Calcul du centre de gravité Y_G		34
IV.2.3. Calcul du moment d'inertie de la dalle		35
IV.2.4. Calcul du rayon de giration		36
IV.2.5. Rendement Géométrique.....		36
IV.2.6. Détermination la largeur équivalente		36
Conclusion		37

Chapitre V : Charges et surcharges

Introduction	38
V.1. Calcul des charges permanentes.....		38
V.1.1. Poids propre de la dalle		38
V.1.2. Poids des trottoirs et corniches.....		38
V.1.3. Poids du garde-corps		38
V.1.4. Poids propre du béton de pente		39
V.1.5. Poids propre du ballast et des équipements de la voie du chemin de fer		40
V.1.6. Poids propre de la couche d'étanchéité		40
V.2. Evaluation des surcharges		41

V.2.1.	Surcharges sur trottoirs :	41
V.2.2.	Surcharges sur le garde-corps :	41
V.2.3.	Surcharges ferroviaires.....	41
V.2.3.1.	Surcharges verticales	42
V.2.3.2.	Chargements verticaux	43
V.2.3.3.	Transmission des charges aux structures.....	43
V.2.3.4.	Effets dynamiques :	44
V.2.3.5.	Surcharges horizontales.....	46
V.2.3.6.	Autres actions variables.....	48
V.3.	Combinaisons	51
V.3.1.	Introduction	51
V.3.2.	Principes	52
V.3.3.	Groupe de charges	52
V.3.4.	Combinaisons des actions	53
V.3.5.	Les combinaisons	55
V.3.5.1.	E.L.U. d'équilibre statique.....	55
V.3.5.2.	E.L.U. fondamental (Résistance)	56
V.3.5.3.	E.L.U. accidentels (Résistance, équilibre statique).....	57
V.3.5.4.	E.L.S. Rares.....	57
V.3.5.5.	E.L.S. fréquents	58
V.3.5.6.	E.L.S. quasi-permanents.....	58
Conclusion		58

Chapitre VI : Lignes d'influence

Introduction	59
VI.2. Calcul analytique.....	59
VI.2.1 Calcul des moments intermédiaires (moments sur appuis)	60
VI.2.2 Calcul de la ligne d'influence.....	62
VI.3. Vérification à l'aide du logiciel d'analyse structurelle SAP2000	64
VI.3.1 Présentation du logiciel SAP2000	64
VI.3.2 Etape de modélisation	64
VI.4. Comparaison des résultats obtenus	66
Conclusion	67

Chapitre VII : Modélisation

Introduction	68
VII.1. Présentation du logiciel	68
VII.2. Les étapes de la modélisation.....	69
VII.2.1. 1 ^e étape : le nouveau modèle	69
VII.2.2. 2 ^e étape : La ligne de référence	69
VII.2.3. 3 ^e étape : Les propriétés des matériaux et des sections	70
VII.2.4. 4 ^e étape : La superstructure.	72
VII.2.5. 5 ^e étape : L'infrastructure.....	73
VII.2.6. 6 ^e étape : La conception du pont	74
VII.2.7. 7 ^e étape : l'analyse.....	75
VII.3. Introduction des charges dans le CSiBridge	75
Conclusion	76

Chapitre VIII : Sollicitations

Introduction	77
VIII.1. Les diagrammes des moments fléchissants	77
VIII.1.1. Moment fléchissant dû au poids propre de la dalle	77
VIII.1.2. Moment fléchissant dû aux charges permanentes	77
VIII.1.3. Moment fléchissant dû aux surcharges d'exploitation.....	78
VIII.1.3.1. Chargement sur une seule voie	78
VIII.1.3.2. Chargement sur deux voies	78
VIII.2. Les enveloppes des moments les plus défavorables.....	79
VIII.2.1. A l'E.L.U.....	79
VIII.2.2. A l'E.L.S.	80
VIII.3. Les diagrammes des efforts tranchants	80
VIII.3.1. Efforts tranchant dû aux surcharges d'exploitation.....	81
VIII.3.1.1. Chargement sur une seule voie	81
VIII.3.1.2. Chargement sur deux voies	81
VIII.4. Enveloppe des efforts tranchants les plus défavorables à l'E.L.U.	82
VIII.5. Les déformations	83
VIII.5.1. Déformation verticale.....	83
VIII.5.2. Déplacement longitudinal.....	83

Conclusion.....84

Conclusion générale.....85

Références Bibliographiques

Annexe

Liste des figures

Figure I. 1. : Vue en plan (1/500).....	6
Figure I. 2. : Plan en élévation.	7
Figure I. 3. : Coupe longitudinale	8
Figure I. 4. : Coupe transversale de la dalle.	9
Figure.II. 1 : Cas d'un passage supérieur.	12
Figure.II. 2 : Cas d'un passage inférieur comportant deux chaussées séparées par un vide central.	13
Figure.II. 3: Vue en plan d'un pont biais	14
Figure.II. 4: Schéma du garde-corps type BN4.....	17
Figure.II. 5: Pentes transversales pour l'évacuation des eaux.....	19
Figure.II. 6: Joint en élastomère.....	19
Figure.II. 7: Joint avec retenue du ballast.	20
Figure.III. 1: Définition du diagramme contrainte – déformation	25
Figure.III. 2: Diagramme contrainte - déformation de calcul de l'acier à l'ELU	27
Figure.III. 3 : Disposition des torons 15T15.	29
Figure.III. 4: Diagramme des contraintes-déformations de calcul des torons.....	30
Figure.III. 5: Espacement des armatures de précontraintes.....	31
Figure.IV. 1: Dimensionnement des parties transversales de la dalle.....	32
Figure.IV. 2: Détails de l'encorbellement.....	33
Figure.IV. 3: Coupe transversale dans tablier	34
Figure.IV. 4: Schéma de la demi-dalle.....	34
Figure.IV. 5: Largeur équivalente.	37
Figure.V. 1 : Coupe transversale du trottoir avec la corniche.....	38
Figure.V. 2: Schéma du béton de pente.....	39
Figure.V. 3: Distribution des charges sur le garde-corps	41
Figure.V. 4: Schéma de charge UIC 71 et valeurs caractéristiques des charges verticales.	42
Figure.V. 5: Schémas de charges SW.	42

Figure.V. 6 : Répartition sur une bande a_1	44
Figure.V. 7 : Répartition sur une bande a_2	44
Figure VI 1 : Représentation de la dalle.....	59
Figure VI 2 : Convention de signe (Clapeyron)	60
Figure VI 3 : travée de rive AB	62
Figure VI 4 : travée intermédiaire BC.....	62
Figure VI 5 : travée de rive CD	62
Figure VI 6 : Capture d'écran (1) SAP 2000.....	64
Figure VI 7 : Capture d'écran (2) SAP 2000.....	64
Figure VI 8. : Capture d'écran (3) SAP 2000	65
Figure VI 9. : Capture d'écran (4) SAP 2000	65
figure VI 10. : Capture d'écran (5) SAP 2000	66
Figure VI 11 : Capture d'écran (6) SAP 2000	66
Figure.VII. 1 : Nouveau modèle.....	69
Figure.VII. 2: Panneau de la Ligne de référence.....	69
Figure.VII. 3: Création de la Ligne de référence.	70
Figure.VII. 4: Panneau des composants.	70
Figure.VII. 5: Définition des matériaux.	70
Figure.VII. 6: Tableau de définition des propriétés des sections.	71
Figure.VII. 7: Liste des sections.....	71
Figure.VII. 8: Icône Superstructure.....	72
Figure.VII. 9: Tableau des dimensions de la section transversale.	72
Figure.VII. 11 : Détail des propriétés de la culée.....	73
Figure.VII. 12: Détail des propriétés de la pile.	73
Figure.VII. 10: Icône Infrastructure.	73
Figure.VII. 13: Détails de la pile.....	74
Figure.VII. 14: Panneau Pont.....	74
Figure.VII. 15: Tableau 'Bridge Object Data'	74
Figure.VII. 16: Panneau Analyse.	75
Figure.VII. 17: Modèle du pont en 3-D	75
Figure.VII. 18: Panneau 'Load Patterns'	76
Figure.VII. 19: Icône 'Vehicles'	76

Figure.VIII. 1: Diagramme du moment fléchissant dû au poids propre de la dalle.....	77
Figure.VIII. 2: Diagramme du moment fléchissant dû aux charges permanentes.	77
Figure.VIII. 3: Enveloppe des moments dus aux surcharges UIC71 + SW/0 sur une voie.	78
Figure.VIII. 4: Enveloppe des moments dus aux surcharges SW/2 sur une voie.	78
Figure.VIII. 5: Enveloppe des moments dus aux surcharges UIC71 + SW/0 sur deux voies..	78
Figure.VIII. 6: Enveloppe des moments dus aux surcharges SW/2 sur deux voies.....	79
Figure.VIII. 7: Enveloppe des moments dus aux surcharges ‘Train à vide’ sur deux voies. ...	79
Figure.VIII. 8: Enveloppe des moments fléchissants les plus défavorables à l’E.L.U.	79
Figure.VIII. 9: Enveloppe des moments fléchissants les plus défavorables à l’E.L.S.	80
Figure.VIII. 10: Diagramme de l’effort tranchant dû au poids propre de la dalle.	80
Figure.VIII. 11: Diagramme de l’effort tranchant dû aux charges permanentes.	80
Figure.VIII. 12: Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges UIC71 + SW/0 sur une voie.	81
Figure.VIII. 13: Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges SW/2 sur une voie.	81
Figure.VIII. 14: Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges UIC71 + SW/0 sur deux voies.	81
Figure.VIII. 15: Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges SW/2 sur deux voies..	82
Figure.VIII. 16: Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges ‘Train à vide’ sur deux voies.	82
Figure.VIII. 17: Enveloppe des efforts tranchants les plus défavorables à l’E.L.U.....	82
Figure.VIII. 18: La déformée verticale de la dalle due à son poids propre (en mètre).	83
Figure.VIII. 19 : Le déplacement longitudinal sous l’action de démarrage et de freinage.....	83

Liste des tableaux

Tableau.II. 1: Relation entre le nombre de travées et l’élancement.	14
Tableau.IV. 1: Calcul du centre de gravité.....	35
Tableau.IV. 2: Moment d’inertie de la dalle.	36
Tableau.V. 1: Récapitulatif des charges permanentes.....	40
Tableau.V. 2: Valeurs caractéristiques des charges verticales pour schémas de charge SW...	42
Tableau.V. 3 : Valeurs caractéristiques des gradients linéaires de température pour différents	

groupes de tabliers de ponts..	51
Tableau.V. 4: Groupes de charges.....	52
Tableau.V. 5: Définition des combinaisons de dimensionnement	53
Tableau.V. 6: Définition des combinaisons à l'ELS	53
Tableau.V. 7 : Définition des combinaisons à l'ELU	53
Tableau.V. 8: Coefficients ψ	54
Tableau.V. 9: Coefficient γ	54
Tableau VI. 1 : Valeurs du moment fléchissant.....	63
Tableau VI. 2 : Résultat SAP 2000.....	67
Tableau VI. 3 : Résultats Calcul analytique.....	67

Introduction générale

L'Algérie a consenti ces dernières années des efforts considérables dans le secteur des travaux publics pour assurer son développement économique et social. Le programme national de développement 2010-2014 et les grands projets d'infrastructures (Autoroute Est-Ouest, barrages, modernisation des chemins de fer, etc.) qui sont en train d'être réalisés en sont la Preuve.

En effet, les Travaux Publics bénéficient d'une enveloppe de 102 milliards de dollars, consacrés à divers projets dont figure le développement du réseau ferroviaire.

Le projet « Réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire à voie unique BOUGHEZOUL-M'SILA » s'inscrit dans la stratégie de modernisation, de développement et d'extension du réseau ferroviaire national,

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, COSIDER Engineering nous a proposé un projet qui porte sur « *l'étude du tablier d'un pont dalle hyperstatique en béton précontraint* » (*Pont-rail, BOUGHEZOUL- MSILA*).

Ce projet portera dans un premier temps sur l'évaluation des différentes charges et surcharges, la modélisation du pont et enfin l'interprétation des résultats obtenus.

En ce sens, notre travail sera partagé en deux parties, la première est consacrée à l'ingénierat et l'autre au master.

Ce mémoire concerne la partie ingénierat, il est structuré de la manière suivante :

Tout d'abord, nous commencerons par présenter le projet. Nous nous intéresserons à la conception générale des ponts-dalles selon le guide de conception S.E.T.R.A, nous citerons aussi leurs avantages et leurs inconvénients.

Par la suite, nous verrons les caractéristiques des différents matériaux utilisés, à savoir le béton, l'acier, et les câbles de précontrainte (procédé DYWIDAG par post-tension).

Nous passerons au pré-dimensionnement du tablier selon le guide de conception S.E.T.R.A, puis, nous déterminerons les caractéristiques géométriques de la dalle (section, inertie, etc.).

Nous évaluerons ensuite les différentes charges et surcharges. Nous porterons une attention particulière aux surcharges ferroviaires définies dans le livret 2.01 de la S.N.C.F. Nous évoquerons aussi les différentes combinaisons de charges.

Afin de mieux voir l'effet des charges mobiles sur une dalle/poutre, nous appliquerons dans le chapitre VI les méthodes de RDM pour le calcul des lignes d'influence sous l'effet d'une charge mobile unitaire.

Une fois les caractéristiques géométriques et mécaniques et le chargement sont définis, nous passerons à la modélisation du pont. Et pour s'y faire, nous utiliserons un logiciel commercial développé par **CSI Berkeley**, destiné au calcul de ponts à savoir **CSiBridge**. En effet, la complexité de la structure et le fonctionnement en hyperstatique font que le recours à cet outil est nécessaire.

Enfin, nous extrairons les différentes sollicitations (moments fléchissants et efforts tranchants...) ainsi que les déformations engendrées par les charges et surcharges.

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

Chapitre I

Présentation du projet

Dans le cadre de l'élaboration du mémoire de projet de fin d'étude, le bureau d'étude **COSIDER Engineering** nous a proposé l'étude d'un pont-dalle hyperstatique en béton précontraint destiné à supporter deux voies ferroviaires, reliant BOUGHEZOUL à M'SILA.

I.1. Présentation du Groupe COSIDER

COSIDER a été créée le 1^{er} janvier 1979 sous forme de société d'économie mixte par la société national de sidérurgie (S.N.S) et le groupe danois 'Christiani' et 'Nielsen'.

En 1982, **COSIDER** devient filiale à 100% de la S.N.S suite au rachat par cette dernière des actions du partenaire Danois.

A la faveur de l'application des lois et des réformes économiques, dont notamment celles relatives à l'autonomie des entreprises publiques en 1988, **COSIDER** fut transformée en société par action en octobre 1989.

COSIDER est actuellement un groupe industriel autonome qui dépend du fonds national d'investissement, restructuré en dix filiales dont figure **COSIDER Engineering**.

Les mutations engagées depuis les dernières années permettent aujourd'hui au **Groupe COSIDER** d'être une entreprise de premier plan reconnue mondialement dans différents métiers tout en véhiculant des valeurs qui ont fait de l'entreprise ce qu'elle est aujourd'hui, une entreprise citoyenne créant de la richesse, de l'emploi et participant à l'essor de l'Algérie.

I.1.1 COSIDER Engineering

Créée en septembre 2010, **Cosider Engineering** propose une multitude de missions allant de l'esquisse aux dossiers d'exécution tous corps d'état pour bâtiment et aux dossiers d'exécution pour travaux publics, menées par des experts du bâtiment et des travaux publics pour compte de différent clients dont les filiales du Groupe **COSIDER**.

Elle a les fonctions de :

- Maîtrise d'œuvre : conception, études d'assistance, suivi, contrôle et réalisation ;
- Maîtrise d'ouvrage délégué : assistance du maître de l'ouvrage pour la gestion de projet afin de l'aider à définir clairement ses besoins tels que la coordination des études et des travaux jusqu'à leur achèvement.

COSIDER Engineering est active dans les domaines de compétences suivants :

- Génie Civil et Bâtiment : Bâtiment et tours à usage d'habitation, de bureaux et des équipements publics.
- Infrastructures et ouvrages spéciaux : Routes, ouvrages d'art...
- Ouvrage hydrauliques et canalisations : Barrage, transferts d'eau, transport d'hydrocarbures.

I.2. Définition 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).

I.2.1 Consistance des travaux

Les travaux comprennent de façon non limitative :

- La réalisation des travaux de terrassements, de la plate forme, des assainissements de la ligne et des gares ;
- La fourniture et la pose de la voie ferrée ;
- La réalisation des ouvrages d'art ferroviaires neufs y compris les travaux de protection de ces ouvrages ;
- La réalisation des passages supérieurs routiers ;
- La réalisation des systèmes de drainage y compris les travaux de protection de ces ouvrages ;
- L'exécution des ouvrages et la réalisation des murs de soutènement ;
- La construction des gares et haltes ;
- La réalisation des systèmes de signalisation et télécommunication.

I.2.2 Condition spéciale à considérer

Le classement des hauts plateaux en une zone de grandes activités sismiques oblige impérativement à considérer le facteur sismique correspondant.

Les conditions météorologiques typiques pour les hauts plateaux sont à prendre en compte, notamment concernant les mesures contre le gel.

I.2.3 Caractéristiques techniques de base

Cette ligne à voie unique est conçue pour une vitesse maximale de 160 km/h. Les caractéristiques géométriques et techniques de base sont mentionnées ci après :

- Longueur de 151.125 km ;
- Caractéristiques géométrique selon les standards UIC (Union International des Chemins de fer) ;
- Ponts-rails et ponts-routes prévus pour double voie ;
- Trafic mixte voyageurs et marchandises ;
- Traction diesel ;
- Ligne sans passages à niveau ;
- Gares de croisement conçues pour garer des trains de 750 m ;
- Ligne clôturée de bout en bout.

I.2.4 Ponts rails

Les ponts de la ligne BOUGHEZOUL-M'SILA ont été conçus pour permettre à la voie projetée de franchir les obstacles rencontrés (vallées, oueds, routes, oléoducs et gazoducs).

Ils sont subdivisés en huit types d'ouvrages, en fonction de leurs longueurs et des voies franchies.

Les ponts d'un type donné d'ouvrage sont identiques pour les caractéristiques suivantes :

- Système statique ;
- Type du profil en travers de la superstructure (définie la distance entre la surface supérieure du tablier et la surface inférieure de la superstructure au milieu du pont) ;
- Détails d'exécution comme corniches, étanchement, drainage ;
- Type d'appui (le choix des types d'appui fait partie du projet d'exécution et du ressort de l'entrepreneur).

L'objet de notre étude est un pont-rail de type « E2 » classé selon les critères précédents. Ce type est caractérisé par :

- Systèmes statique : poutres continues :
- Superstructure : pont à dalle pleine :
- Précontrainte : oui :
- Largeur de la superstructure : 13,00 m ;
- Portée maximale : 25 m ;
- Matériau de construction principal : béton précontraint.

I.3. Présentation de l'ouvrage

I.3.1 Description de l'ouvrage

Le pont est un passage supérieur franchissant une brèche naturelle situé entre le (PK 230+651) et le (PK 230+726). Il comporte trois travées solidaires ayant chacune une longueur de 25 m. Le tablier est de type dalle-pleine précontraint longitudinalement avec deux larges encorbellements.

L'allure générale du pont est définie par le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

I.3.2 Tracé en plan

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

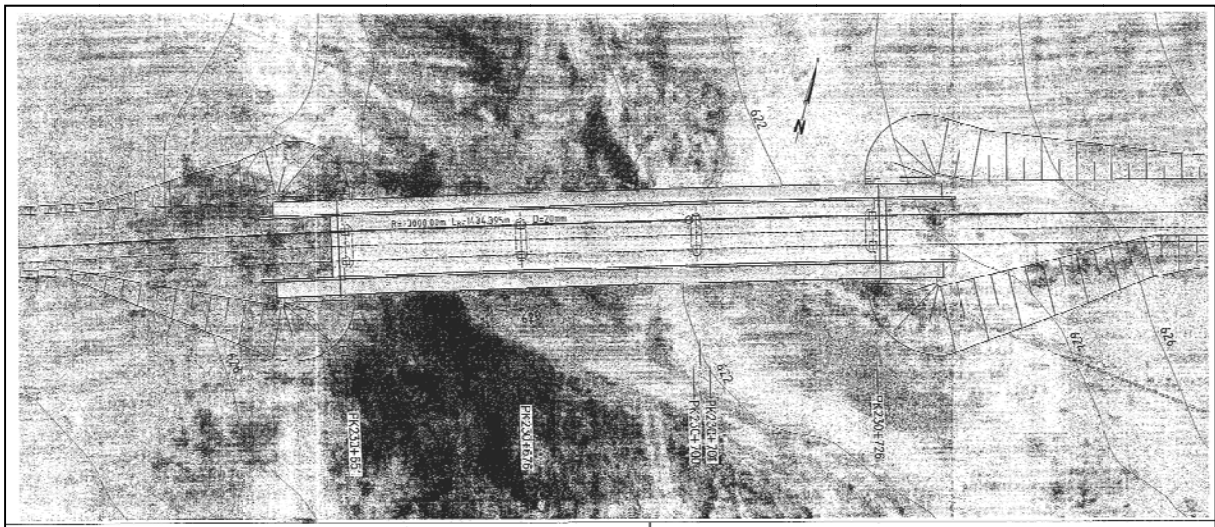


Figure I. 1. : Vue en plan (1/500).

I.3.3 Profil en long

Le pont présente une longueur totale de 75 m entre les axes des culées, comportant trois travées égales.

Le profil longitudinal présente un tronçon droit ayant une pente de 0,2%.

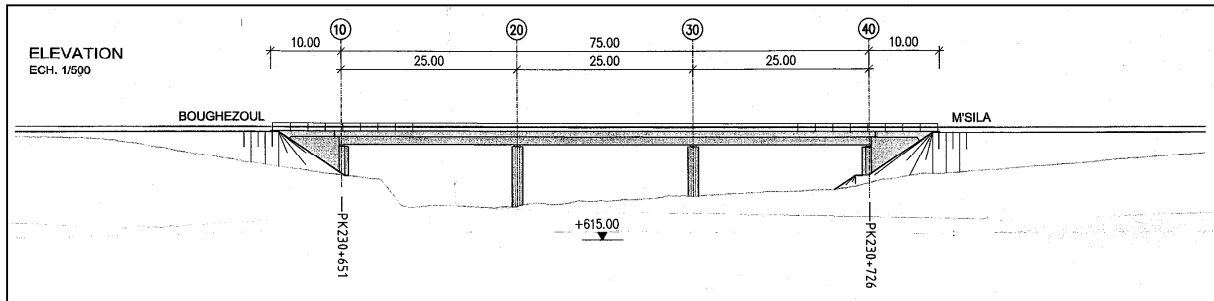


Figure I. 2. : Plan en élévation.

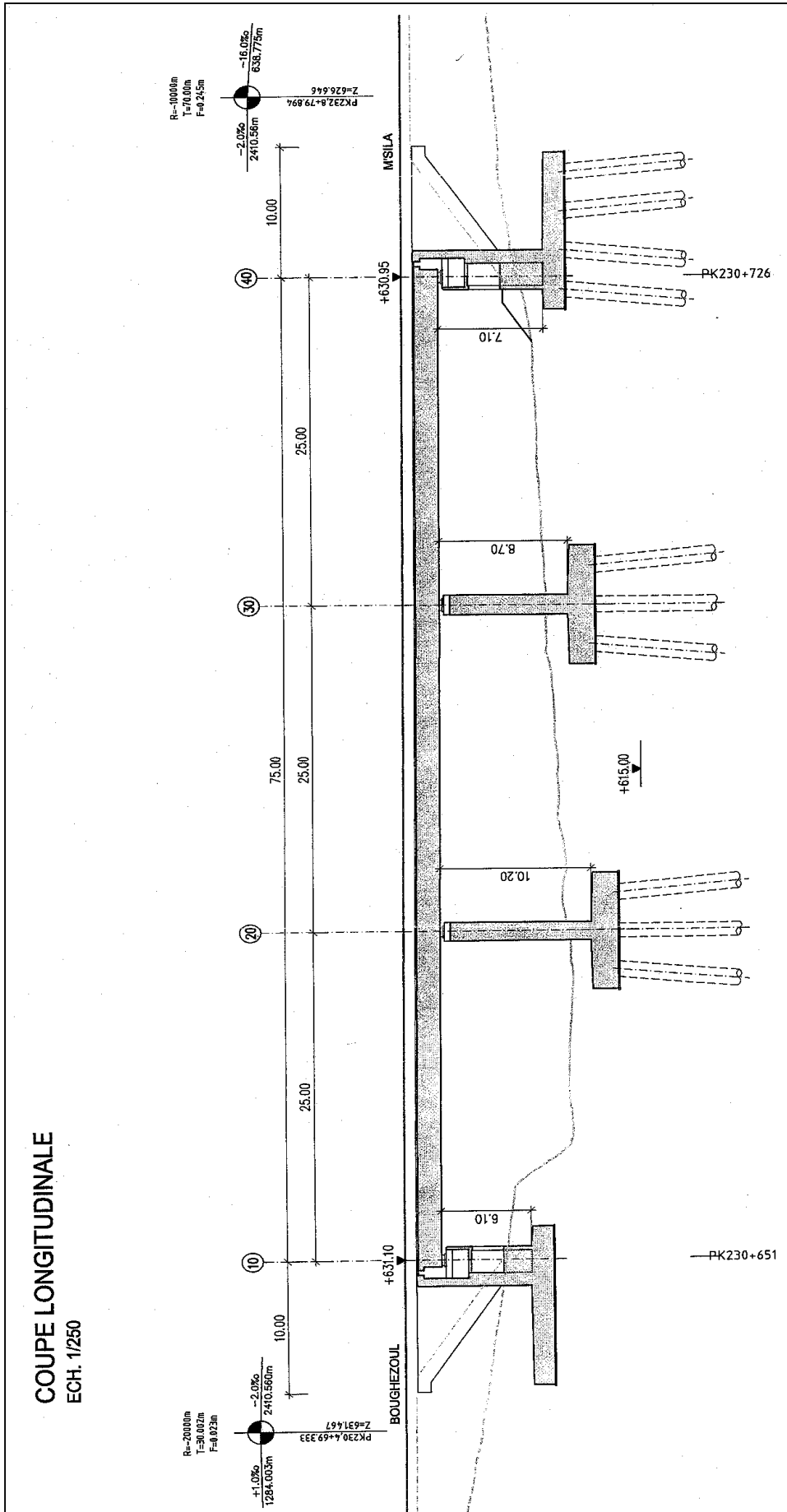


Figure I. 3. : Coupe longitudinale

I.3.4 Profil en travers

Le profil transversal de la plate-forme ferroviaire présente une largeur de 8,6 m pour une largeur du tablier de 13 m.

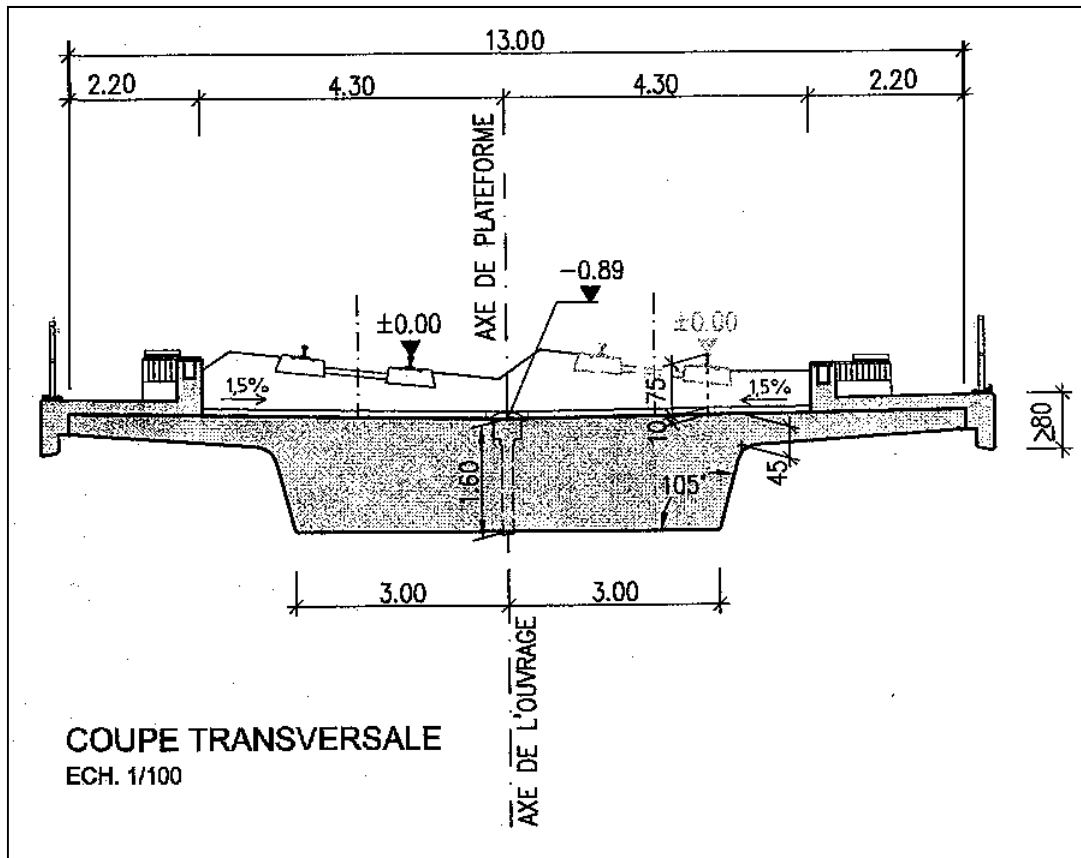


Figure I. 4. : Coupe transversale de la dalle.

I.3.5 Les culées

Ces culées portent les extrémités du tablier et retiennent le sol en pente. Elles sont implantées suivant les PK ci-dessous :

- Culée 1 : PK 230+651 (coté BOUGHEZOUL) ;
- Culée 2 : PK 230+726 (coté M'SILA).

I.3.6 Les piles

Elles ont pour rôle de transmettre au sol le chargement du tablier. Le choix du type de piles dépend essentiellement de leurs caractéristiques géométriques et mécaniques, du site d'implantation de l'ouvrage et des différentes sollicitations agissant sur les piles.

De nombreux facteurs influent sur l'implantation des piles. Ils concernent en particulier :

- La topographie du site ;
- La géologie et la géotechnique ;
- L'hydrologie et l'hydraulique ;
- Les réseaux, l'urbanisation et les servitudes diverses ;
- Le type de fondations prévues ;
- L'analyse technico-économique ;
- L'évolution à terme des caractéristiques des voies franchies.

Ainsi, l'implantation des piles ne pourra se faire qu'entre les PK cités ci-dessous :

- P1 : PK 230+676 ;
- P2 : PK 230+701.

Conclusion

Vu la limite de temps et l'envergure du projet, nous nous arrêterons sur l'étude de la superstructure.

Dans le chapitre II, nous étudierons les différentes caractéristiques des ponts-dalles.

Chapitre II

Conception

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.1. Profil en long

II.1.1. 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 voix 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.1.2. 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.2. Profils en travers

II.2.1. 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.

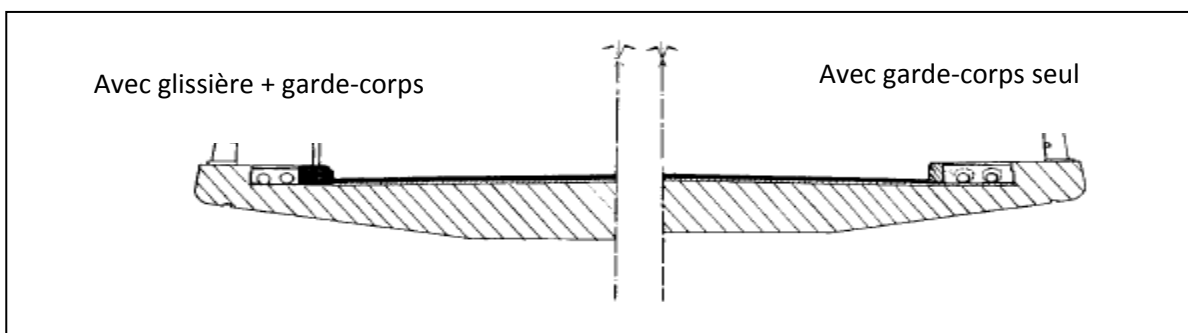


Figure.II. 1 : Cas d'un passage supérieur.

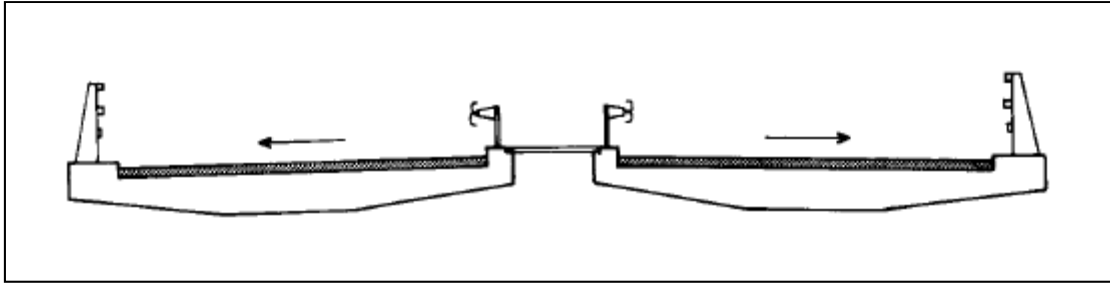


Figure.II. 2 : Cas d'un passage inférieur comportant deux chaussées séparées par un vide central.

II.2.2. 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.

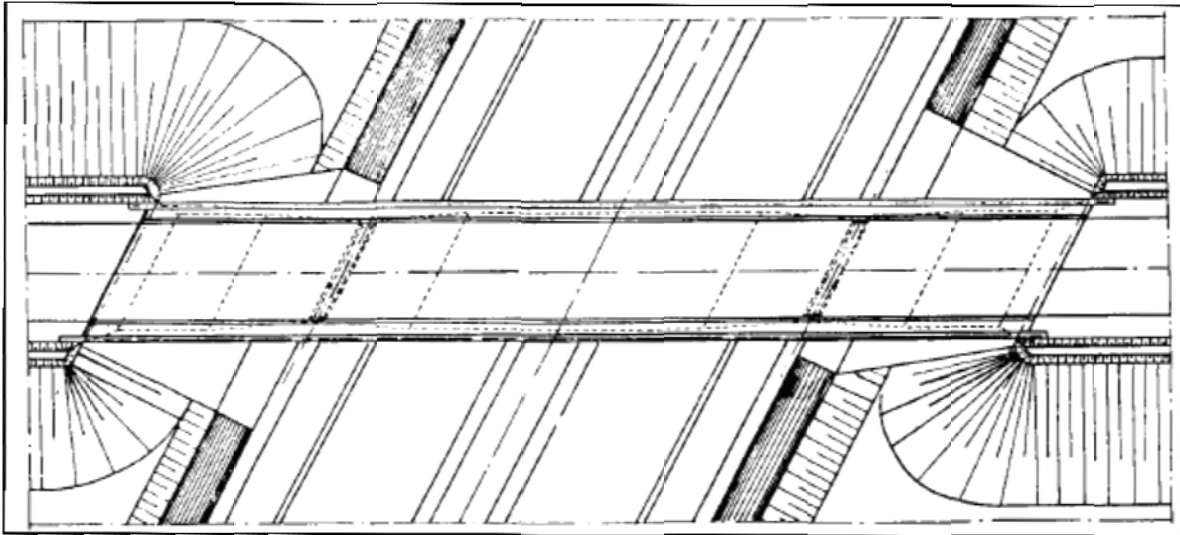
II.2.3. Epaisseur économique

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.3. 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.



nt

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. Élancement : S.E.T.R.A (Ponts-dalles : Guide de conception et PSI.DP).

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'autre 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 annuler 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.

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.

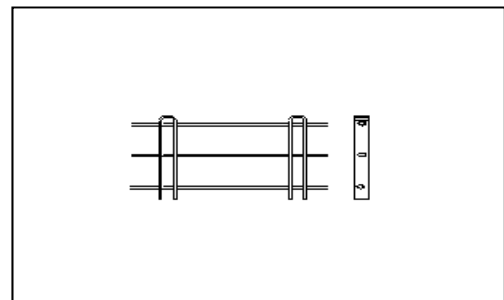


Figure.II. 4: Schéma du garde-corps

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.

II.7.3. Trottoirs

Le rôle d'un trottoir est de protéger les piétons en les isolant 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 :

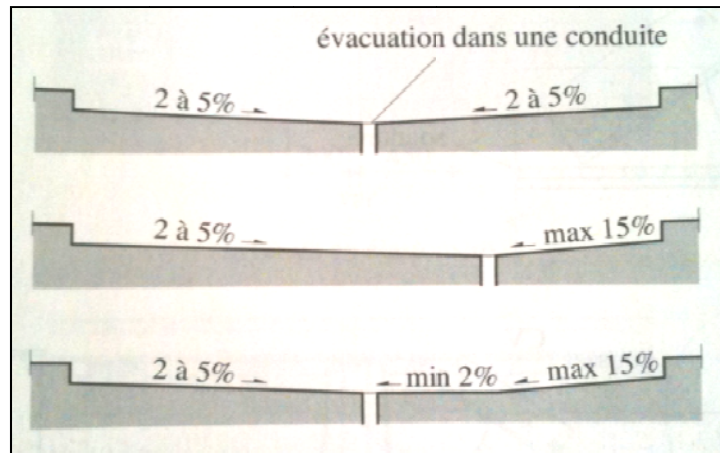


Figure.II. 5: Pentes transversales pour l'évacuation des eaux.

Comme les ponts-rails ne sont pas exposés aux sels de déverglaçage 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 dilataion, 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.

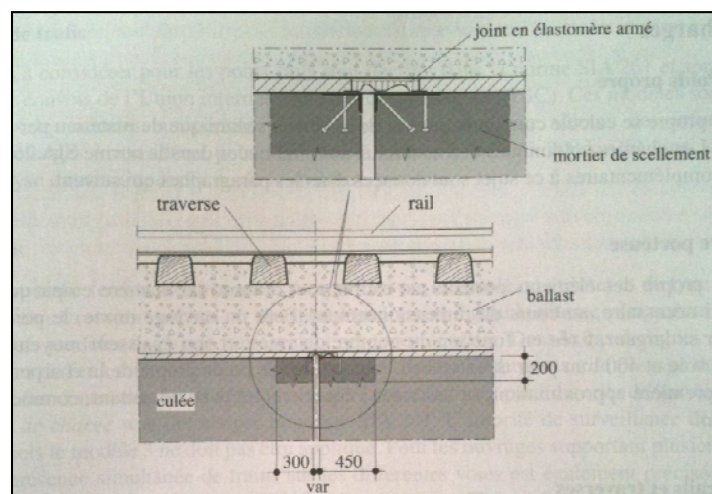


Figure.II. 6: Joint en élastomère.

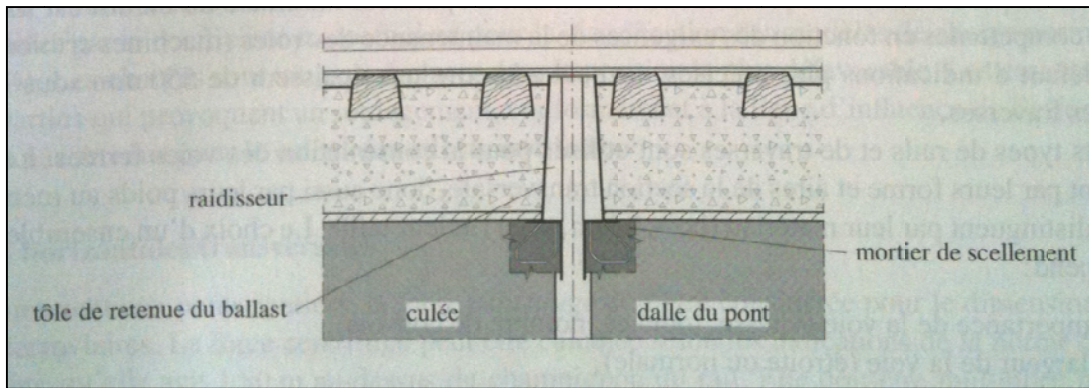


Figure.II. 7: Joint avec retenue du ballast.

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 $G_0 = 0,9 \text{ MPa}$

Dureté apparente Shore A = 60.

II.7.9. 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 munis d'une couche d'un matériaux 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 du 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.

Conclusion

Ce chapitre a traité d'une part la conception générale des ponts-dalles, le choix de la travure et les avantages de ses derniers et d'autre part, les équipements essentiels qui assurent la pérennité des ouvrages d'art. Dans le chapitre suivant, nous étudierons les caractéristiques des matériaux utilisés dans la réalisation de l'ouvrage.

Chapitre III

Caractéristiques des matériaux

Ce chapitre consiste à déterminer les principales caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation du tablier, suivant les règles techniques de la construction des ouvrages de 'Béton Armé aux Etats Limites' (**B.A.E.L**) et de 'Béton Précontraint aux Etats Limites' (**B.P.E.L**) de 1991 révisées en 1999.

III.1. Caractéristiques du béton

III.1.1. Définition

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise ou spécifiée. Celle-ci noté f_{c28} , est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettant de vérifier qu'elle est atteinte.

III.1.2. Formulation du béton

Viser les caractéristiques d'un béton à savoir sa résistance et son ouvrabilité définies dans le cahier de charge, nécessite de déterminer les proportions des constituants qui le composent (ciment, eau, gravier, sable, adjuvants...).

Ces proportions devraient conduire par le biais d'une bonne formulation à un béton de meilleures caractéristiques tant à l'état frais (maniabilité, prise, consistance, affaissement,...) qu'à l'état durci (résistance mécanique, moindre retrait, étanchéité,... etc.)

Dans la pratique il est tenu de prendre en considération la disponibilité des matériaux, les dimensions de l'ouvrage et les moyens dont on dispose pour la fabrication et la mise en place du béton.

L'idée principale est de créer un béton à partir d'un squelette granulaire le plus compact possible et d'un rapport E/C compatible avec la résistance et l'ouvrabilité.

Plusieurs méthodes de composition de béton ont été proposées par différents auteurs : La méthode de BOLOMEY, VALLETTE (1940), FAURY, FULLER, JOISEL, DREUX-GORISS, La méthode volumique, ABRAMS (1918), FERET, ... etc.

III.1.3. Résistance caractéristique à la compression (B.A.E.L Art. A.2.1, 11)

C'est la caractéristique mécanique essentielle du béton, elle est mesurée à l'âge de 28 jours noté f_{c28} , elle est déterminée à 'j' jours par les relations suivantes :

- Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$$

- Pour $f_{c28} \geq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28}$$

Les qualités attendues d'un béton pour ouvrages précontraints sont :

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelque jours) et à long terme (28 jours et plus) ;
- Une bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries...
- Une déformabilité instantanée et différée la plus faible possible ;
- Une maniabilité pour la mise en œuvre aussi bonne que possible.

Donc, nous utiliserons des bétons dont les résistances caractéristiques à la compression à 28 jours sont égales à :

- La superstructure ; $f_{c28} = 35$ MPa
- L'infrastructure (Fondation); $f_{c28} = 30$ MPa

III.1.4. Résistance caractéristique à la traction (B.A.E.L Art. A.2.1, 12)

A l'âge de 28 jours la résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

Donc, nous aurons des résistances caractéristiques à la traction à 28 jours :

- Pour la superstructure ; $f_{t28} = 2,7$ MPa
- Pour l'infrastructure ; $f_{t28} = 2,4$ MPa

III.1.5. Contrainte limite (B.A.E.L Art. A.4.3, 4)

Un état limite est celui dans lequel une condition requise d'une construction ou l'un de ces éléments est strictement satisfaite, on distingue :

- Les états-limites ultimes (**E.L.U**) qui correspondent à la limite :
 - Soit de l'équilibre statique ;
 - Soit de la résistance ;
 - Soit de la stabilité de forme.

La contrainte limite de compression du béton à l'E.L.U est définie par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

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 't' d'application de la combinaison d'action considérée. Il prend les valeurs suivantes :

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

$\gamma_b = 1,50$: Dans le cas d'une situation durable ou transitoire donc on trouve :

- Pour la superstructure ; $f_{bu} = 19,8 \text{ MPa}$
- Pour l'infrastructure ; $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$: Dans le cas d'une situation accidentel donc on trouve :

- Pour la superstructure ; $f_{bu} = 25,9 \text{ MPa}$
- Pour l'infrastructure ; $f_{bu} = 22,1 \text{ MPa}$

- Et les états-limites de service (**E.L.S**) définis en tenant compte des conditions d'exploitations ou de stabilité de la construction et de ces éléments :
 - Etat limite de compression de béton ;
 - Etat limite d'ouverture de la fissure ;
 - Etat limite de déformation.

La contrainte limite de compression du béton à l'E.L.S est définie par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad [\text{MPa}]$$

- Pour la superstructure ; $\bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$
- Pour l'infrastructure ; $\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$

III.1.6. Diagramme contrainte – déformation du béton (B.A.E.L Art. A.4.3, 41)

Pour le calcul des sections, on peut utiliser le diagramme parabole-rectangle suivant :

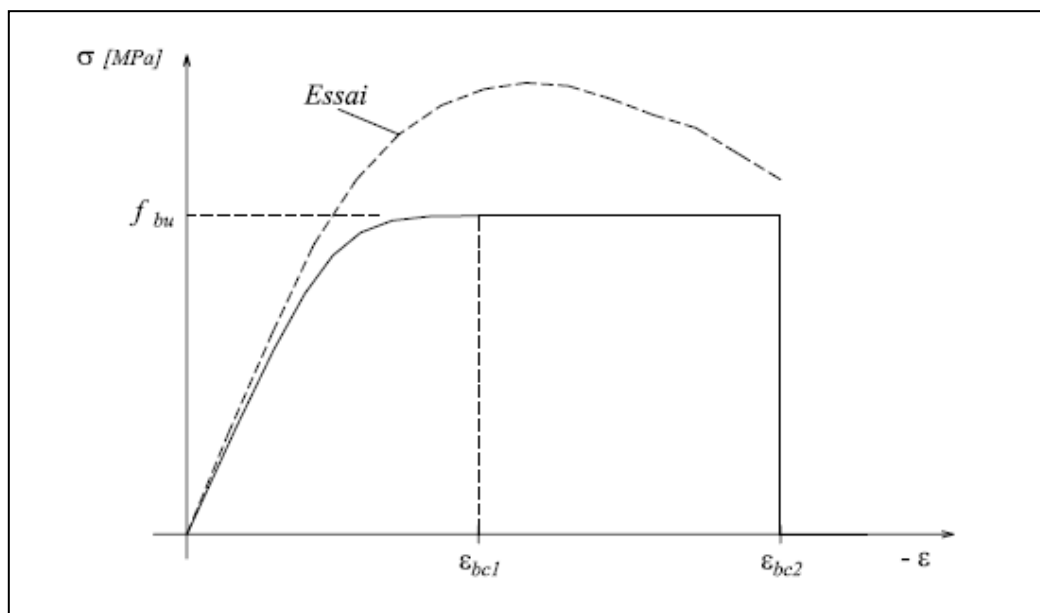


Figure.III. 1: Définition du diagramme contrainte – déformation

Il comporte un arc de parabole du second degré d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression σ_{bc} suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations ϵ_{bc} et tangent à la parabole en son sommet.

- Le segment d'étant entre les valeurs 2 ‰ et 3.5 ‰ de la déformation ϵ_{bc} .
- L'arc de parabole d'étant de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ et $\sigma_{bc} = \frac{0,85}{0,9\gamma_b} f_{cj}$.

Avec :

$$\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{bc2} = 3,5 \text{ ‰}$$

III.1.7. Module d'élasticité ou module de déformation longitudinal du béton (B.A.E.L Art. A.2.1,2) :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieur à 24h le module de déformation instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad [\text{MPa}]$$

L'application numérique donne les résultats suivants :

- Pour la superstructure ; $E_{ij} = 35\,982 \text{ MPa}$
- Pour l'infrastructure ; $E_{ij} = 34\,180 \text{ MPa}$

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage, la déformation finale du béton est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3\,700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad [\text{MPa}]$$

L'application numérique donne les résultats suivants :

- Pour la superstructure ; $E_{vj} = 12\,103 \text{ MPa}$
- Pour l'infrastructure ; $E_{vj} = 11\,497 \text{ MPa}$

III.1.8. Coefficient de poisson (B.A.E.L Art. A.2.1, 3)

Le coefficient de poisson du béton est pris égal à 0.2 pour le calcul des déformations, et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations. Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques,...), on prendra $\nu = 0,2$ pour les justifications aux états limites de services (béton non fissuré), et $\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes (béton fissuré).

On définit aussi le module de déformation transversale G , qui est donné par la formule :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad [\text{MPa}]$$

III.2. Les aciers

Les aciers utilisés en précontrainte sont de deux natures différentes :

- Les aciers actifs qui créent et maintiennent la précontrainte ;
- Les aciers passifs nécessaires pour le montage, pour reprendre les efforts tranchants, et pour limiter la fissuration.

III.2.1. Les aciers passifs

Ce sont des armatures identiques à celles utilisées dans le béton armé, ils ne sont mis en tension que par la déformation de l'élément.

Nous prenons la nuance d'acier : **FeE400** type Haute Adhérence (**HA**).

- Sa limite élastique : $f_e = 400$ MPa
- Son module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.10^5$ MPa

III.2.2. Diagramme contrainte – déformation (B.A.E.L Art. A.2.2, 2)

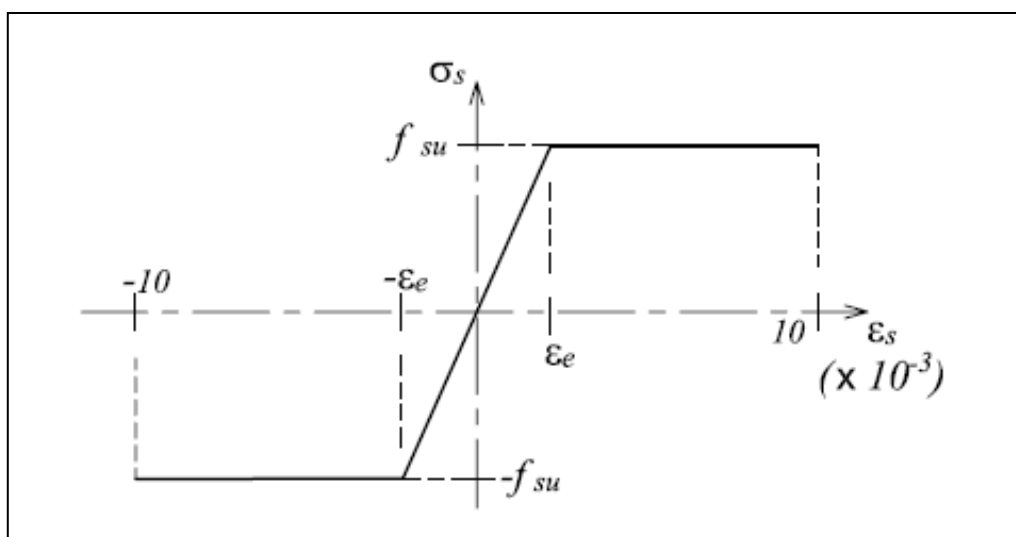


Figure.III. 2: Diagramme contrainte - déformation de calcul de l'acier à l'ELU

III.2.3. Contrainte limite

Cette contrainte limite dépend de type de la fissuration et du cas de situation.

- À l'état limite ultime (E.L.U) la contrainte limite est déterminée par la formule suivante (B.A.E.L Art. A.4.5, 32) :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

Avec :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{en situation durable.} \\ \gamma_s = 1 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{en situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

• À l'état limite de service (E.L.S) la contrainte limite dépend du type de fissuration :

– **Fissuration peu nuisible** : aucune vérification n'est nécessaire.

Elle est située dans les locaux clos et couverts non sujets à des condensations.

– **Fissuration préjudiciable** (F.P) (B.A.E.L Art A.4.5, 33) :

Pour les éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \right)$$

η : Coefficient de fissuration.

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers de haute adhérence.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés exprimée en MPa.

f_{t28} : la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa.

L'application numérique donne les résultats suivants :

Pour la superstructure ; $\bar{\sigma}_s = 228,6$ MPa

Pour l'infrastructure ; $\bar{\sigma}_s = 215,6$ MPa

- **Fissuration très préjudiciable** (F.T.P) (B.A.E.L Art A.4.5, 33)

Pour les éléments situés en milieu agressif.

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \cdot \xi$$

Pour la superstructure ; $\bar{\sigma}_s = 182,9$ MPa

Pour l'infrastructure ; $\bar{\sigma}_s = 172,5$ MPa

III.2.4. Les aciers actifs

Les armatures de précontrainte doivent satisfaire aux prescriptions du fascicule 4 Titre II (armatures en acier à haute résistance pour construction en béton précontraint par pré ou post-tension) du C.C.T.G.

Ces armatures doivent, soit être agréées par le ministère concerné, soit bénéficier d'une autorisation de fourniture ou d'une autorisation d'emploi.

Dans le cas de la précontrainte par post-tension, la catégorie (fils, barres ou torons) d'armatures à utiliser est définie par l'arrêté d'agrément du procédé de précontrainte.

Les aciers actifs sont les aciers qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton, ils sont classés par :

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

III.2.5. Procédé utilisé

Le procédé que nous avons utilisé est celui de « DYWIDAG ». La précontrainte est réalisée par post-tension.

Nous utiliserons des câbles qui sont constitués d'un ensemble de 15 torons enroulés en hélice sur eux-mêmes.

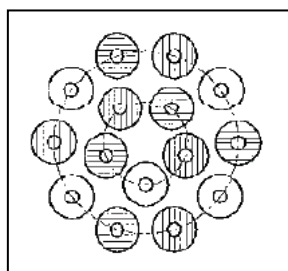


Figure.III. 3 : Disposition des torons 15T15.

III.2.6. Caractéristiques des torons

Nous avons choisi des câbles 15T15 à très basse relaxation (TBR) ayant les caractéristiques suivantes :

- Caractéristiques géométriques :
 Section nominale de l'acier : $A_p = 2250 \text{ mm}^2$.
 Diamètre de la gaine : $\theta_{\text{int}} = 90 \text{ mm}$ et $\theta_{\text{ext}} = 95 \text{ mm}$.
- Caractéristiques mécaniques :
 Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte : $f_{\text{prg}} = 1860 \text{ MPa}$.
 Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte : $f_{\text{peg}} = 1660 \text{ MPa}$.
 Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$
 Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
 Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$.
 Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,5 \%$.
 Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$.

III.2.7. Diagramme des contraintes-déformations

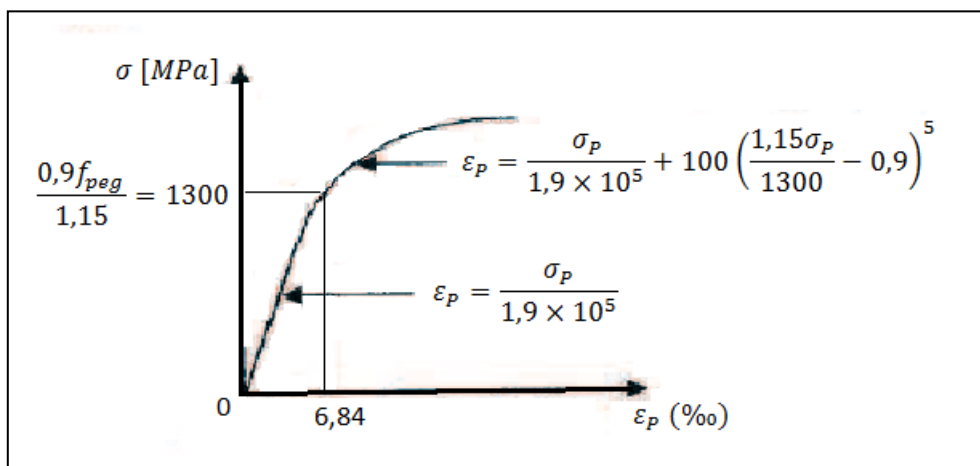


Figure.III. 4: Diagramme des contraintes-déformations de calcul des torons.

III.2.8. Espacement des armatures de précontrainte (B.P.E.L Art 10.2.2.2)

En section courante l'espacement (espacement horizontal : e_H , espacement vertical e_V) des conduits isolés ou des paquets de conduits doit satisfaire certaines conditions, ces conditions visent à assurer une bonne mise en place du béton entre des conduits ou paquets. Elles ne sont toutefois pas toujours suffisantes pour permettre le passage des aiguilles vibrantes.

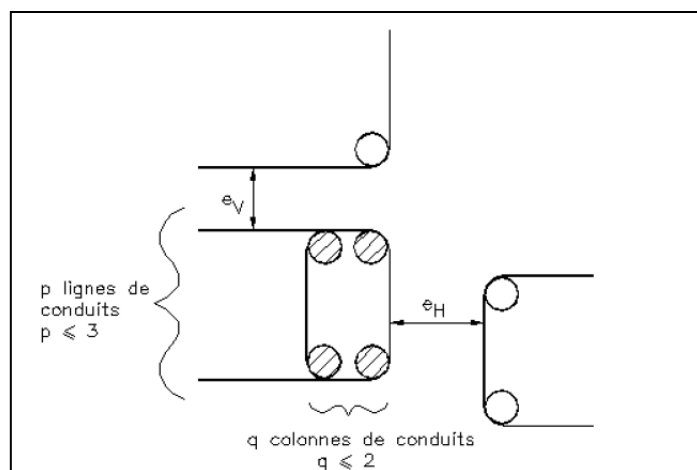


Figure.III. 5: Espacement des armatures de précontraintes.

$$e_H \geq \begin{cases} 1,5\theta & \text{si } p = 1 \\ \theta & \text{si } p \leq 2 \\ 1,5\theta & \text{si } q = 2 \\ 5 \text{ cm} & \end{cases} \quad e_V \geq \begin{cases} \theta & \text{si } q = 1 \\ 1,2\theta & \text{si } q = 2 \\ 4 \text{ cm} & \end{cases}$$

Avec : θ : désignant le diamètre d'encombrement maximal des conduits intéressés.

Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons choisi un béton de résistance caractéristique à la compression à 28 jours de 35 MPa. Ce choix est justifié par l'utilisation de la précontrainte qui nécessite un béton de bonne qualité. L'acier passif est de nuance feE400 à haute adhérence.

Dans le chapitre suivant, nous nous intéresserons au pré-dimensionnement de la dalle et des différents éléments constitutifs.

Chapitre IV

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).

IV.1. La dalle

La longueur des travées est égale à 25 m de long, donc on a opté pour une dalle à larges d'encorbellements.

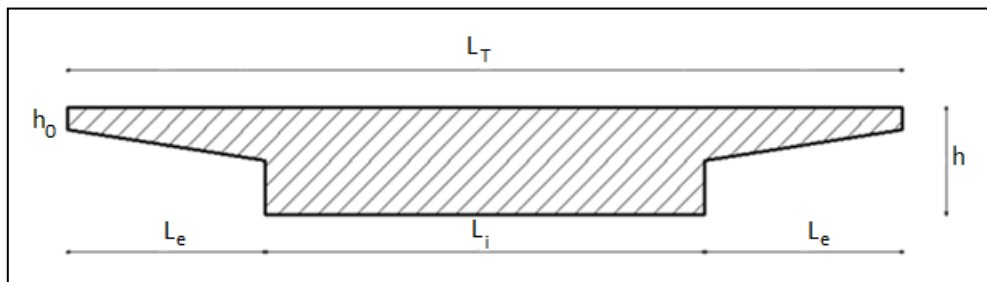


Figure.IV. 1: Dimensionnement des parties transversales de la dalle

IV.1.1. Epaisseur de la dalle 'h' :

Le pont est constitué de trois travées égales d'une longueur de $L_p = 25$ m, donc l'épaisseur de la dalle est telle que le rapport d'élancement soit :

$$e = \frac{1}{28}$$

Ce rapport d'élancement est majoré de 1,8 pour les ponts-dalles ferroviaires.

$$\text{donc } h = \left[\left(\frac{1}{28} \right) \times 1,8 \right] \times 25$$

On opte pour une épaisseur de : **h = 1,6 m**

IV.1.2. Largeur de la dalle L_t

La largeur roulable $L_r = 8,6$ m, et la largeur des trottoirs $l_{t1} = 2,4$ m et $l_{t2} = 2,0$ m, donc : la largeur totale du tablier est égale à :

$$L_T = L_r + L_{t1} + L_{t2} = 13 \text{ m}$$

$$L_T = \mathbf{13 \text{ m}}$$

IV.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 : $L_e = 3,5 \text{ m} < \frac{1}{5} \times 25 = 5 \text{ m}$. La condition est vérifiée.

IV.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.

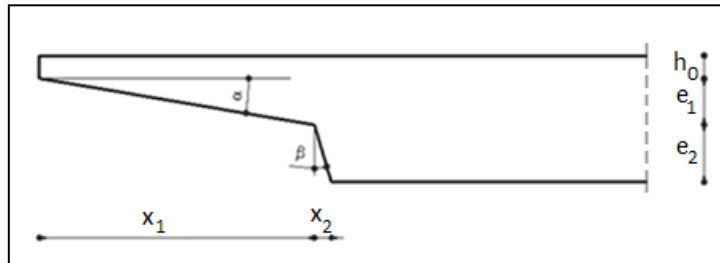


Figure.IV. 2: Détails de l'encorbellement

L'épaisseur h_0 doit être supérieure à 20 cm, nous prenons dans notre cas $e_0 = 30 \text{ cm}$, on a :

$$\begin{cases} \tan \alpha = \frac{1}{19} = \frac{e_1}{x_1} \\ \tan \beta = \frac{1}{2} = \frac{x_2}{e_2} \\ e_1 + e_2 = 1,3 \\ x_1 + x_2 = 3,5 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} x_1 = 3,20 \text{ m} \\ x_2 = 0,30 \text{ m} \\ e_1 = 0,15 \text{ m} \\ e_2 = 1,15 \text{ m} \end{cases}$$

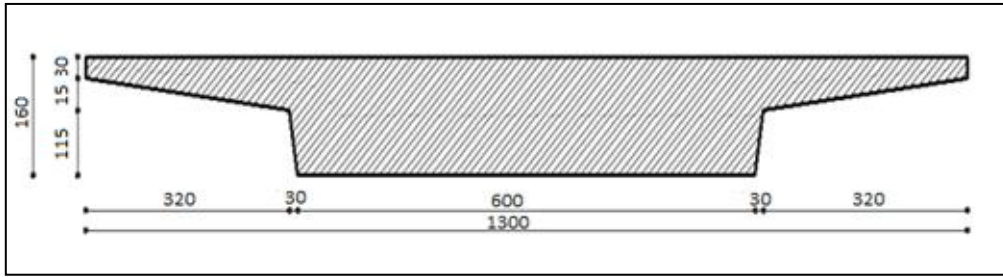


Figure.IV. 3: Coupe transversale dans tablier

IV.2. Caractéristique de la dalle

IV.2.1. Calcul de la section de la dalle

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

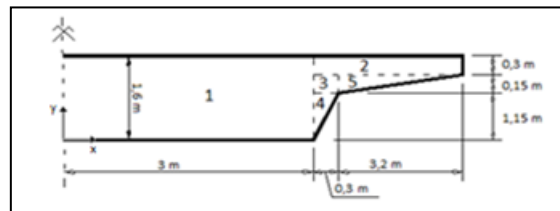


Figure.IV. 4: Schéma de la demi-dalle

$$1^{\text{e}} \text{ section: } S_1 = 1,6 \times 3 = 4,8 \text{ m}^2$$

$$2^{\text{e}} \text{ section : } S_2 = (3,2 + 0,3) \times 0,3 = 1,05 \text{ m}^2$$

$$3^{\text{e}} \text{ section : } S_3 = 0,15 \times 0,3 = 0,045 \text{ m}^2$$

$$4^{\text{e}} \text{ section : } S_4 = (0,3 \times 1,15)/2 = 0,1725 \text{ m}^2$$

$$5^{\text{e}} \text{ section : } S_5 = (0,15 \times 3,2)/2 = 0,24 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Dalle}} = 2 \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5) = 2 \times (4,8 + 1,05 + 0,045 + 0,1725 + 0,24)$$

$$\mathbf{S_{Dalle} = 12,635 \text{ m}^2}$$

IV.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.IV. 1: Calcul du centre de gravité.

Sections	Y_{Gi} (m)	S_i (m ²)	$Y_{Gi} \times S_i$ (m ³)
1	0,80	4,80	3,84000
2	1,45	1,05	1,52395
3	1,23	0,05	0,05696
4	0,77	0,18	0,13666
5	1,25	0,24	0,30000
		$\sum S_i = 6,3175$	$\sum Y_{Gi} \cdot S_i = 5,8576$

L'ordonnée du centre de gravité est : $Y_G = 0,927 \text{ m}$ par rapport à l'axe défini.

V : distance du centre de gravité à la fibre supérieure,

$$V = 1,6 - 0,927 = 0,673 \text{ m}$$

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

$$V' = 0,927 \text{ m}$$

IV.2.3. Calcul du moment d'inertie de la dalle

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

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

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

Tableau.IV. 2: Moment d'inertie de la dalle.

Sections	$I_{Gi} (m^4)$	$S_i (m^2)$	$d_i (m)$	$S_i \times d_i^2 (m^4)$	$I_G = I_{gi} + S_i d_i^2$
1	1,02400	4,80	0,12700	0,07742	0,20442
2	0,00790	1,05	0,52300	0,28748	0,81048
3	0,00004	0,05	0,29800	0,00413	0,30213
4	0,00030	0,18	0,16033	0,00458	0,16491
5	0,01310	0,24	0,32300	0,02504	0,34804
				ΣI_G	1,44398

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

$$I_{Gx} = 2,888 \text{ m}^4$$

IV.2.4. Calcul du rayon de giration

$$i^2 = \frac{I_{Gx}}{B} = \frac{2,888}{12,635} = 0,228$$

IV.2.5. Rendement Géométrique

$$\rho = \frac{I_{Gx}}{B.v.v'} = \frac{2,888}{12,635 \times 0,673 \times 0,927} = 0,366$$

IV.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 : $2b = 8,461 \text{ m}$.

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

$$1.1 \times 2b = 1.1 \times 8,461 = 9,307 \text{ m} > l_c = 8,6 \text{ m} \quad (\text{vérifiée})$$

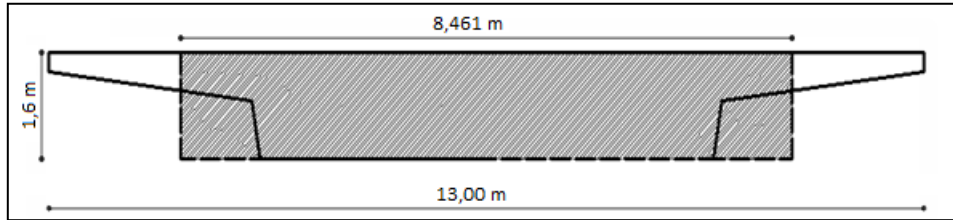


Figure.IV. 5: Largeur équivalente.

Conclusion

Ce chapitre a permis le calcul des différentes caractéristiques géométriques de la dalle. Ces dernières vérifient les règles S.E.T.R.A.

Une fois la géométrie de la dalle définie, nous passerons dans le chapitre suivant à l'étude des différentes charges et surcharges.

Chapitre V

Charges et surcharges

L'objectif de ce chapitre est le calcul des charges et surcharges appliquées au tablier afin de déterminer les efforts auxquels ce dernier sera soumis.

Nous commencerons par le poids propre du tablier, les surcharges réglementaires auxquelles sera soumis le pont ainsi que leur disposition sur le tablier.

V.1. 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.

V.1.1. Poids propre de la dalle

La section de la dalle est égale à:

$$S_{\text{Dalle}} = 12,6315 \text{ m}^2$$

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

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{Dalle}} \times \rho_B = 12,6315 \times 2,5 = 31,579 \text{ t/ml}$$

$$\boxed{P_d = 31,579 \text{ t/ml}}$$

V.1.2. 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 V.1 suivante :

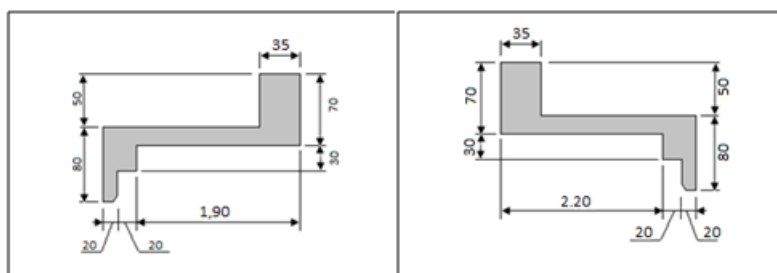


Figure.V. 1 : Coupe transversale du trottoir avec la corniche.

Les sections des trottoirs sont égales à :

$$S_{droite} = 0,875 \text{ m}^2$$

$$S_{gauche} = 0,815 \text{ m}^2$$

Ils sont en béton armé, donc :

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

$$P_{trottoir} = (0,815 + 0,875) \times 2,5$$

$$\boxed{P_{trottoir} = 4,225 \text{ t/ml}}$$

V.1.3. Poids du garde-corps

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

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

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

V.1.4. 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.

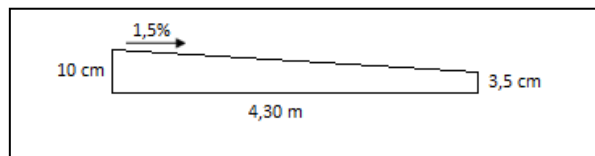


Figure.V. 2: Schéma du béton de pente.

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

La section est égale à : $S_{b.pente} = (0,1 + 0,035) \times \frac{4,3}{2} = 0,29 \text{ m}^2$

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

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

V.1.5. Poids propre du ballast et des équipements de la voie du chemin de fer

Selon le **DTR B.C. 2.2** (Charges permanentes et charges d'exploitation), le poids volumique du ballast pour voie de chemin de fer est égal à $18,5 \text{ kN/m}^3$.

Alors que 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 ’.

Donc :

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

$$P_{ballast} = 12,4 \text{ t/ml}$$

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

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

V.1.6. Poids propre de la couche d'étanchéité

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

Donc : $P_{étanchéité} = 0,04 \times 13 \times 2,2$

$$P_{étanchéité} = 1,144 \text{ t/ml}$$

Récapitulatif :

Le tableau résume les différents poids propre.

Tableau.V. 1: Récapitulatif des charges permanentes.

Eléments	Poids par Mètre linéaire
La dalle	31,579 t/ml
Les trottoirs	4,225 t/ml
Garde-corps	0,130 t/ml
Béton de pente	1,450 t/ml
Ballast et traverses	12,400 t/ml
Armement de la voie	0,300 t/ml
Etanchéité	1,144 t/ml
Total	51,524 t/ml

V.2. Evaluation des surcharges

V.2.1. 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.

V.2.2. Surcharges sur le garde-corps : S.E.T.R.A (Guide Technique : Garde-corps)

Il y a lieu de supposer que peut s'exercer sur la main courante d'un garde-corps pour piétons une poussée normale, horizontale et uniforme, q , donnée en fonction de la largeur du trottoir, $b = 1.2$ m, exprimée en mètres par la formule :

$$q_1 = 500 (1 + b) \text{ N/ml}$$

Avec un maximum de 2500 N/ml.

L'application numérique donne : $q_1 = 0,11$ 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 $q_2 = 0,1$ t/ml est supposée susceptible d'être appliquée à la main courante d'un garde-corps.

On suppose également qu'une charge verticale concentrée $q_3 = 0,1$ t est susceptible d'être appliquée en tout point sur tout élément non vertical du 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.

V.2.3. 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.

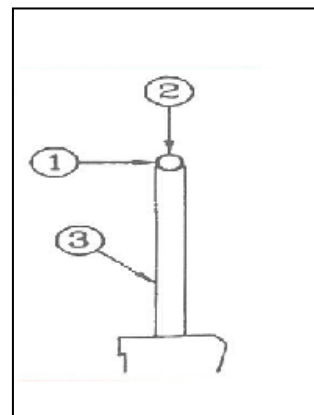


Figure.V. 3: Distribution des charges sur le garde-corps

V.2.3.1. 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 :

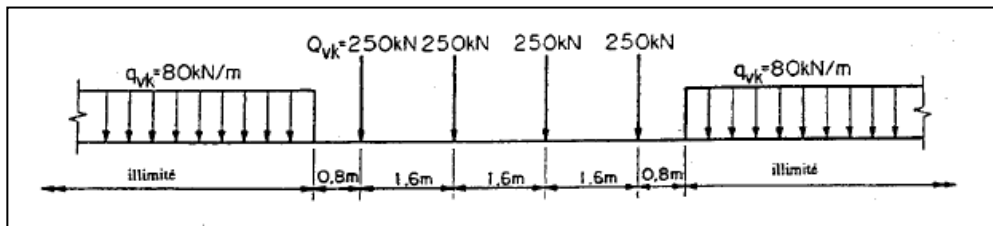


Figure.V. 4: Schéma de charge UIC 71 et valeurs caractéristiques des charges verticales.

- **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 :

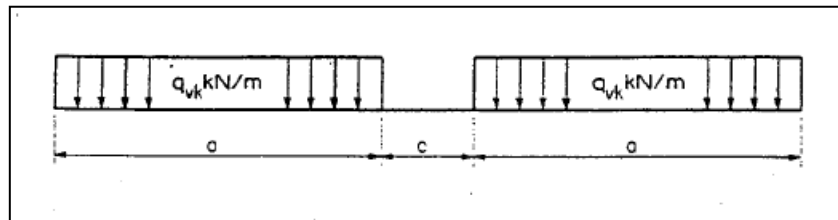


Figure.V. 5: Schémas de charges SW.

Tableau.V. 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.

V.2.3.2. Chargements verticaux

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

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

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.

NOTA :

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

V.2.3.3. 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 :

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

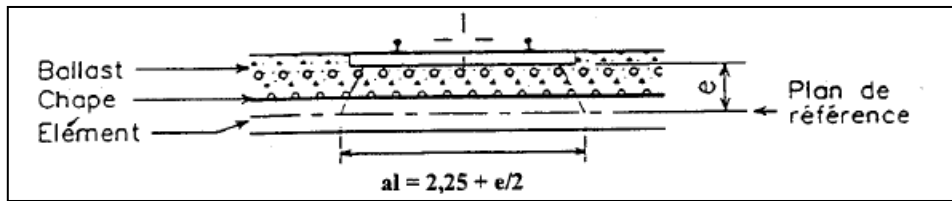


Figure.V. 6 : Répartition sur une bande a_1 .

Avec :

$$a_1 = 2,25 + 1,2/2 = 2,85 \text{ m donc : } P = \frac{25}{1,6 \times 2,85}$$

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

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 :

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

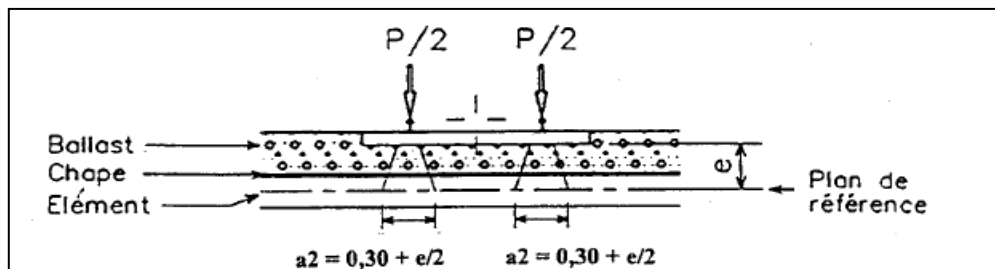


Figure.V. 7 : Répartition sur une bande a_2 .

Avec :

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

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

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 t** non majorée dynamiquement.

V.2.3.4. 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 $L = 25$ 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 : $\delta = 13,22$ mm. (Voir Chapitre VIII: Sollicitations).

Donc les conditions sont satisfaites.

- **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 : $L_m = \frac{1}{n} (\sum L_i) = 25 \text{ m}$ et $k = 1,3$

Donc : $L_\theta = 1,3 \times 25$

$$L_\theta = 32,5$$

On remplace : $\theta = \frac{1,44}{\sqrt{32,5}-0,2} + 0,82$

$$\theta = 1,082$$

V.2.3.5. 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:

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127 \cdot R} (f \times Q_{vk}) \quad (\text{art. 1.3.3.1})$$

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) ;

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

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

V : Vitesses maximale (km/h) ;

R : Rayon de courbure, qui vaut 3000 m.

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

$$Q_{tk} = 16,8 \text{ kN}$$

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 $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$.

- **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 :**

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

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

$$Q_{lak} = 1000 \text{ kN}$$

- **Force de freinage :**

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

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

$$Q_{lbk} = 1000 \text{ kN}$$

Avec : $L = 50 \text{ m}$.

$$Q_{lbk} = 35 \times L [m] = 35 \times 25 \times 2$$

Pour le schéma de charges SW/2.

$$Q_{lbk} = 1750 \text{ kN}$$

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.

V.2.3.6. 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/m² ;
- La hauteur du masque = la hauteur du tablier + 3 m = 1,6 + 3 = 4,6 m ;

L'effort dû au vent avec circulation :

$$W_1 = 1,5 \times 4,6 = 6,9$$

$$W_1 = \mp 6,9 \text{ kN/ml}$$

➤ **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/m²**.

- La hauteur du masque est égale à la hauteur du tablier qui est de 1,6 m.

L'effort dû au vent sans circulation:

$$W_0 = 2 \times 1,6 = 3,2$$

$$W_0 = \mp 3,2 \text{ kN/ml}$$

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

➤ **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 ($\Delta T_{M, \text{pos}}$) : $+15^\circ\text{C}$
- Gradient de température négatif ($\Delta T_{M, \text{nég}}$) : -8°C

Tableau.V. 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
	$\Delta T_{M,pos}$ (°C)	$\Delta T_{M,neg}$ (°C)	$\Delta T_{M,pos}$ (°C)	$\Delta T_{M,neg}$ (°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 ;	[10]	[-5]	[10]	[-5]
- poutre en T ;	[15]	[-8]	[15]	[-8]
- dalle.	[15]	[-8]	[15]	[-8]

V.3. Combinaisons

V.3.1. 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.

V.3.2. 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 des ces actions élémentaires pour une voie comme pour plusieurs voies, ces actions composées, appelées ‘Groupes de charges’, tiennent compte en effet d’une simultanée des diverses charges élémentaires sur une voies, et d’une simultanée de chargement de plusieurs voies.

V.3.3. Groupe de charges

Tableau.V. 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.

V.3.4. Combinaisons des actions

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

Tableau.V. 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.V. 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.V. 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.V. 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.V. 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.

V.3.5. Les combinaisons

V.3.5.1. 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 :

$$\begin{aligned} & \gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + 1,45 Gr2 + 1,2 AQS + 0,9 T_k + 0,9 W_1 \\ & \quad \text{Max [1,45 Gr1 ; 1,35 Gr4] + 1,2 AQS + 0,9 T}_k \\ & \quad 1,5 T_k + 1,16 Gr1 + 1,2 AQS \\ & \quad 1,5 W_k + 1,0 Gr5 + 1,2 AQS \end{aligned}$$

Deux voies chargées :

$$\begin{aligned} & \gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + 1,45 Gr12 + 1,2 AQS + 0,9 T_k + 0,9 W_1 \\ & \quad \text{Max [1,45 Gr11 ; 1,35 Gr14] + 1,2 AQS + 0,9 T}_k \\ & \quad 1,5 T_k + 1,16 Gr11 + 1,2 AQS \end{aligned}$$

V.3.5.2. 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 :

$$\begin{aligned} & \gamma_P P_k + 1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,45 Gr2 + 1,2 AQS + 0,9 T_k + 0,9 W_1 \\ & \quad \text{Max [1,45 Gr1 ; 1,35 Gr4] + 1,2 AQS + 0,9 T}_k \\ & \quad 1,5 T_k + 1,16 Gr1 + 1,2 AQS \\ & \quad 1,5 W_k + 1,0 Gr5 + 1,2 AQS \end{aligned}$$

Deux voies chargées :

$$\begin{aligned} & \gamma_P P_k + 1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,45 Gr12 + 1,2 AQS + 0,9 T_k + 0,9 W_1 \\ & \quad \text{Max [1,45 Gr11 ; 1,35 Gr14] + 1,2 AQS + 0,9 T}_k \\ & \quad 1,5 T_k + 1,16 Gr11 + 1,2 AQS \end{aligned}$$

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.

V.3.5.3. 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 :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + 0,8 Gr4 + 0,5 T_k$$

Deux voies chargées :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + 0,6 Gr4 + 0,5 T_k$$

P_k : n'est pas à considérer et G_{\max} et G_{\min} sont à remplacer par $G1$ et $G2$ pour l'équilibre statique.

V.3.5.4. 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 :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + Gr2 + 0,8 AQS + 0,6 T_k + 0,6 W_1$$
$$Gr1 \text{ ou } Gr4 + 0,8 AQS + 0,6 T_k$$
$$T_k + 0,8 Gr1 + 0,8 AQS$$
$$W_1 + 1,0 Gr5 + 0,8 AQS$$

Deux voies chargées :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + Gr12 + 0,8 AQS + 0,6 T_k + 0,6 W_1$$
$$Gr11 \text{ ou } Gr14 + 0,8 AQS + 0,6 T_k$$
$$T_k + 0,8 Gr11 + 0,8 AQS$$

V.3.5.5. 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 :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + 0,8 (Gr1 \text{ ou } Gr4) + 0,5 T_k$$

Deux voies chargées :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + 0,6 (Gr11 \text{ ou } Gr14) + 0,5 T_k$$

V.3.5.6. E.L.S. quasi-permanents

Forme générale :

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

Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons pu énumérer les différentes actions agissant sur le tablier, ainsi que les combinaisons de charges à prendre en compte pour le calcul des sollicitations. Ces combinaisons ont aussi fait l'objet d'une attention particulière, car elles doivent tenir en compte des groupes de charges.

Dans le Chapitre Lignes d'influence, nous illustrerons le calcul des efforts dus aux charges mobiles.

Chapitre VI

Lignes d'influence

Dans ce chapitre nous allons voir le principe de calcul des lignes d'influence d'un effort donné (moment fléchissant ou effort tranchant), pour une charge unitaire mobile $p = 1.$, et ce pour mieux comprendre l'effet d'un chargement mobile sur une poutre/dalle lorsqu'il se déplace.

VI.1. Introduction

La ligne d'influence d'une poutre est la courbe représentative de la variation d'un effort en un point donné en fonction de la position d'une charge unitaire mobile.

Les lignes d'influence permettent de déterminer très simplement quelles sont les zones de chargement favorables (et défavorables) qui minimisent (maximisent) une réaction en un point.

On appelle ligne d'influence d'un effort (moment fléchissant, effort tranchant, ...) la courbe qui permet de connaître, dans une section 'S' fixe prédéterminée d'une poutre, située à x d'une extrémité, la valeur de cet effort sous l'action d'une charge mobile unitaire 'P' lorsqu'elle se trouve à y de la même extrémité.

Dans notre cas, la dalle sera représentée par une poutre hyperstatique à trois travées parcourues par une charge unitaire $P = 1$:

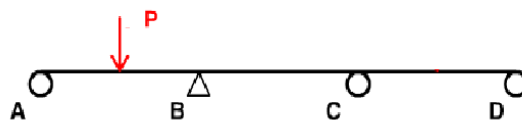


Figure VI 1 : Représentation de la dalle

On se propose de calculer analytiquement les sollicitations (moments fléchissants et efforts tranchants) générées par la charge lorsqu'elle se déplace.

Nous vérifierons par la suite les résultats obtenus avec **SAP2000**.

VI.2. Calcul analytique

Nous nous arrêterons au calcul de la ligne d'influence lorsque la charge se déplace sur les travées de rive AB et CD.

VI.2.1 Calcul des moments intermédiaires (moments sur appuis)

• **Méthode des trois moments (Clapeyron) :**

Soit la poutre hyperstatique ABCD appuyée sur des appuis simples.

On cherche à calculer les moments intermédiaires X_b et X_c par la méthode des trois moments

$$l_{i-1} \cdot M_{i-1} + 2 \cdot (l_{i-1} + l_i) \cdot M_i + l_i \cdot M_{i+1} = -6EI(\omega_{ig} - \omega_{id}) ;$$

L'équation de Clapeyron pour l'appui i (dans le cas où Li / li est constant), s'écrit :

$$X_{i-1} + 4X_i + X_{i+1} = \frac{6EI}{L} (\omega_{id} - \omega_{ig}) \quad \text{avec : } 1 \leq i \leq n$$

n : nombre de travées

ω_{id} : la rotation de la travée droite au droit de l'appui i ;

ω_{ig} : la rotation de la travée gauche au droit de l'appui i .

Donc :

$$\begin{cases} X_a + 4X_b + X_c = \frac{6EI}{L} (\omega_{Bd} - \omega_{Bg}) \\ X_b + 4X_c + X_d = \frac{6EI}{L} (\omega_{Cd} - \omega_{Cg}) \end{cases}$$

Avec :

$\omega_{Bd} = \omega_{Cg} = \omega_{Cd} = 0$ Car, les travées BC et CD ne sont pas chargées

$X_a = X_d = 0$ Car, extrémités libres

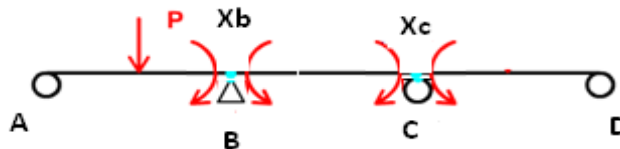


Figure VI 2 : Convention de signe (Clapeyron)

Le système d'équations devient :

$$\begin{cases} 4X_b + X_c = -\frac{6EI}{L} \omega_{Bg} \\ X_b + 4X_c = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} X_c = \frac{2EI}{5L} \omega_{Bg} \dots\dots\dots (1) \\ X_b = -4X_c \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

• **Calcul de la déformation angulaire ω_{Bg}**

On cherche à calculer la déformation angulaire, pour cela supposant la travée isostatique AB soumise à un moment fictif ($m'=0$) en B et à la charge mobile P, appliquée à la distance y de l'appui A et calculons cette déformation par la méthode de **CASTIGLIANO**

Comme l'effet du moment est prépondérant, la formule de **CASTIGLIANO** s'écrit :

$$\omega_{Bg} = 1/EI \int Mz \frac{\partial Mz}{\partial m'} dx$$

Où : Mz est le moment fléchissant dans la travée AB, sous l'effet de p et de m'

On trouve : $Ra = 1 - \frac{y}{l} + \frac{m'}{l}$

$$\left\{ \begin{array}{ll} Mz1 = Ra \times x = \left(1 - \frac{y}{l} + \frac{m'}{l}\right)x & \text{Si p à droite de S} \\ Mz2 = Ra \times x - x + y = \left(1 - \frac{y}{l} + \frac{m'}{l}\right)x - x + y & \text{Si p à gauche de S} \\ \frac{\partial Mz1}{\partial m'} = \frac{\partial Mz2}{\partial m'} = \frac{x}{l} \end{array} \right.$$

On remplace dans :

$$\omega_{Bg} = 1/EI \left(\int_0^y Mz1 \frac{\partial Mz1}{\partial m'} dx + \int_y^l Mz2 \frac{\partial Mz2}{\partial m'} dx \right)$$

On obtient :

$$\omega_{Bg} = 1/EI \left[\int_0^y \left(1 - \frac{y}{l} + \frac{m'}{l}\right)x \times \frac{x}{l} dx + \int_y^l \left[\left(1 - \frac{y}{l} + \frac{m'}{l}\right)x + x - y \right] \times \frac{x}{l} dx \right]$$

On trouve

$$\omega_{Bg} = -1/EI \left(\frac{y^3}{6} - \frac{y^3}{6l} \right)$$

On remplace dans (1) et (2), on trouve alors les moments sur les appuis intermédiaires

$$Xc = -1/5I \left(\frac{y^3}{3} - \frac{y^3}{3l} \right) \quad \text{Et} \quad Xb = +4/5I \left(\frac{y^3}{3} - \frac{y^3}{3l} \right)$$

VI.2.2 Calcul de la ligne d'influence

La section S est sur la travée AB à une distance X de l'appui A

$$R_a = 1 - \frac{y}{l} - \frac{4}{5I} \left(\frac{yl}{3} - \frac{y^3}{3l} \right)$$

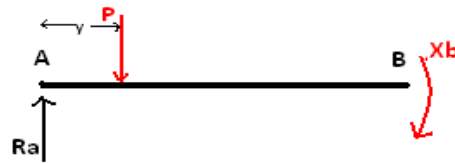


Figure VI 3- travée de rive AB

Donc : $M_z = y - \frac{19xy}{15 * l} + \frac{4xy^3}{15 * l^3}$ Si p à gauche de S

$$M_z = x - \frac{19xy}{15 * l} + \frac{4xy^3}{15 * l^3} \quad \text{Si P à droite de S}$$

- La section S est sur la travée BC à la distance X de l'appui B

$$R_b = \frac{1}{l^2} \left(\frac{yl}{3} - \frac{y^3}{3l} \right)$$

Donc $M_z = -\frac{1}{l} \left(\frac{4}{5} - \frac{x}{l} \right) \left(\frac{yl}{3} - \frac{y^3}{3 * l} \right)$

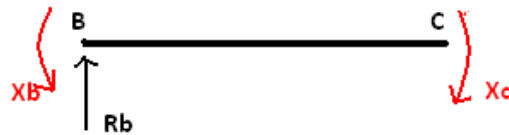


Figure VI 4- travée intermédiaire BC

- La section S est sur la travée CD a la distance X de l'appui C

$$R_c = -\frac{1}{5I^2} \left(\frac{yl}{3} - \frac{y^3}{3l} \right)$$

Donc $M_z = -\frac{1}{5l} \left(\frac{yl}{3} - \frac{y^3}{3 * l} \right) \left(\frac{x}{l} - 1 \right)$

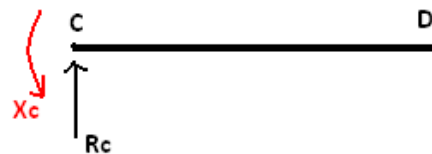


Figure VI 5 - travée de rive CD

Nous avons donc trouvé, la ligne d'influence du moment fléchissant lorsque la charge se trouve sur AB. Nous pouvons alors en déduire l'effort tranchant $T_y = \frac{\partial M_z}{\partial x}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = y - \frac{19xy}{15l} + \frac{4xy^3}{15l^3} \\ T_y = -\frac{19y}{15l} + \frac{4y^3}{15l^3} \end{array} \right. \quad \text{En AB, Si p à gauche de S}$$

$$\begin{cases} M_Z = x - \frac{19xy}{15l} + \frac{4xy^3}{15l^3} \\ T_y = 1 - \frac{19y}{15l} + \frac{4y^3}{15l^3} \end{cases} \quad \text{En AB, Si P à droite de S}$$

$$\begin{cases} M_Z = -\frac{1}{l} \left(\frac{4}{5} - \frac{x}{l} \right) \left(\frac{yl}{3} - \frac{y^3}{3l} \right) \\ T_y = \frac{1}{l^2} \left(\frac{yl}{3} - \frac{y^3}{3l} \right) \end{cases} \quad \text{En BC}$$

$$\begin{cases} M_Z = -\frac{1}{5l} \left(\frac{yl}{3} - \frac{y^3}{3l} \right) \left(\frac{x}{l} - 1 \right) \\ T_y = -\frac{1}{5l^2} \left(\frac{yl}{3} - \frac{y^3}{3l} \right) \end{cases} \quad \text{En CD}$$

Résultat sur Excel :

On se propose de calculer les valeurs du moment fléchissant aux sections : $X = L/4, L/2, 3L/4, L$ pour $y = 2,5, 5, \dots, 25$ et ce pour la travée de rive AB

Tableau VI. 1. Valeurs du moment fléchissant

		P en AB, S en AB			
X \ y		L /4	L/2	3L/4	L
0		0	0	0	0
2,5		1,71	0,92	0,13	-0,66
5		3,43	1,86	0,29	-1,28
7,5		3,92	2,84	0,51	-1,82
10		3,19	3,88	0,82	-2,24
12,5		2,5	5	1,25	-2,5
15		1,86	3,72	1,83	-2,56
17,5		1,28	2,56	2,59	-2,38
20		0,77	1,54	2,31	-1,92
22,5		0,34	0,68	1,02	-1,14
25		0	0	0	0

VI.3. Vérification à l'aide du logiciel d'analyse structurelle SAP2000

VI.3.1 Présentation du logiciel SAP2000

SAP2000 est un logiciel de calcul des efforts internes, édité par *Computers & Structures Inc.* Et SAP signifie *Structural Analysis Program* (programme d'analyse structurelle).

Le logiciel est utilisé pour les structures en béton armé, charpente métallique ou autres matériaux de construction et sous n'importe quelle forme de chargement : ponctuel, linéaire, surfacique.... Le logiciel traite plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitation) ou dynamique (séisme, explosion...). De plus, il dispose de plusieurs règlements pour les différentes vérifications : Eurocode, règlements américains et autres.

VI.3.2 Etape de modélisation

1. Définir le model :

Dans le menu « **new file** », choisir l'élément poutre « **beam** »

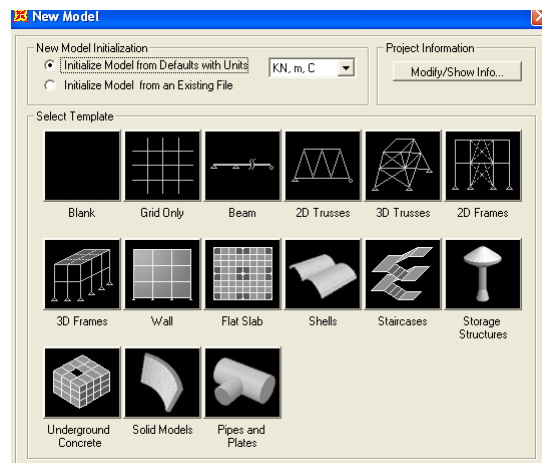


Figure VI 6 : Capture d'écran (1) SAP 2000

2. Enter le nombre de travées et leurs longueurs :

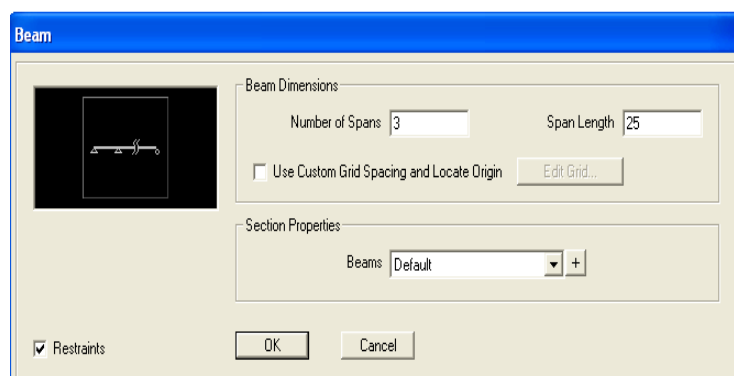


Figure VI 7 : Capture d'écran (2) SAP 2000

3. Définir le chemin et la charge mobile :

- Menu **define/moving load/paths**;
- Menu **define/moving load/vehicle class**.

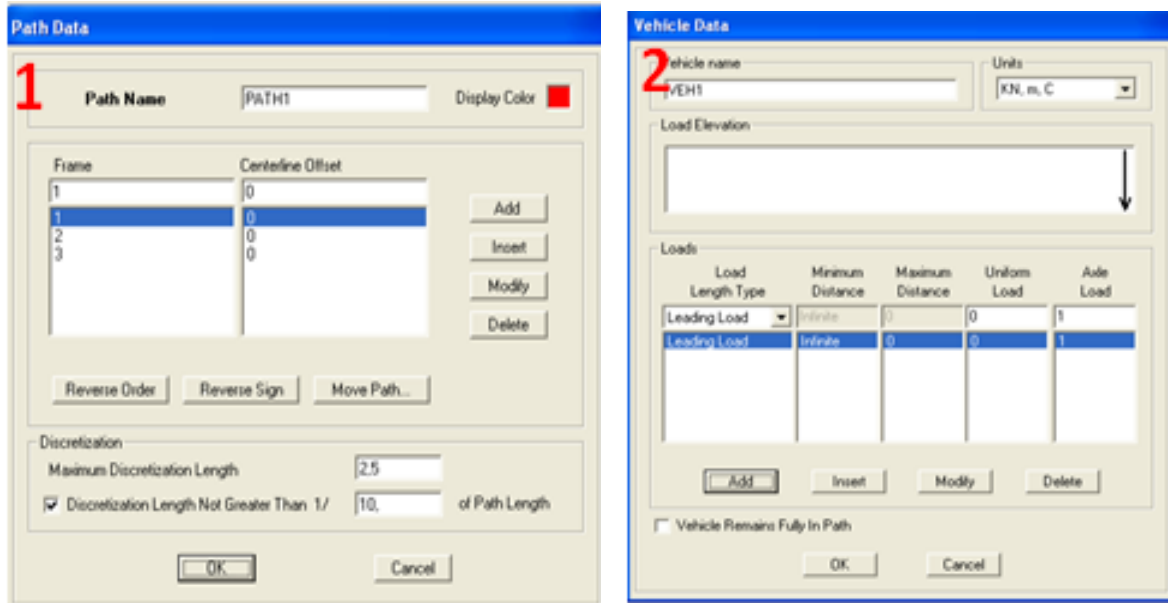


Figure VI 8. : Capture d'écran (3) SAP 2000

4. Définir la charge mobile (précédemment définie) comme un cas de chargement :

Menu **define, load cases**.

Choisir le type de la charge : **moving load** (charge mobile)

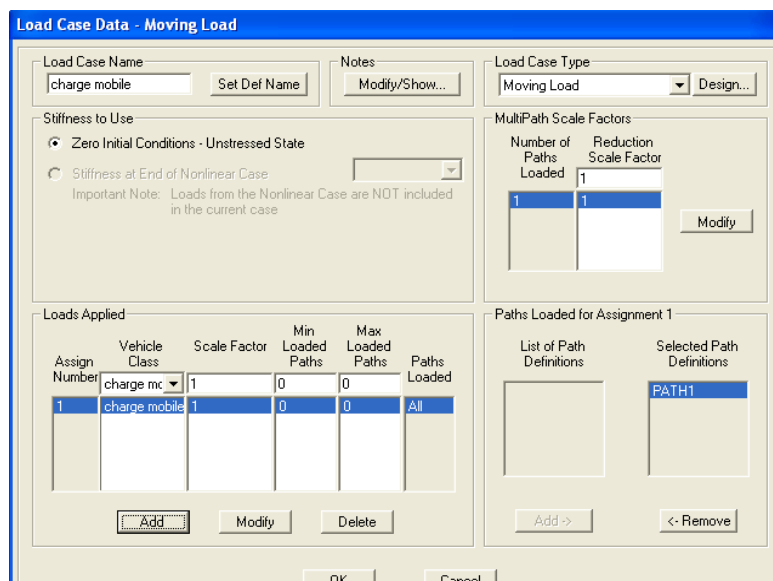


Figure VI 9. : Capture d'écran (4) SAP 2000

5. Lancer l'analyse :

Menu **analyse, run**

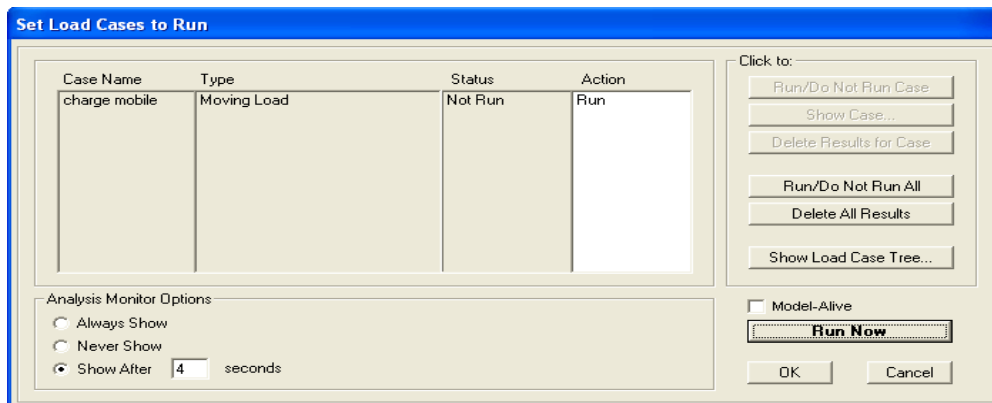


Figure. VI 10 : Capture d'écran (5) SAP 2000

6. Afficher le résultat de l'analyse :

Menu **display/show influence line**

Choisir l'effort à afficher (**M3**)

Choisir, par exemple, la travée (1) et la distance relative (0,5)

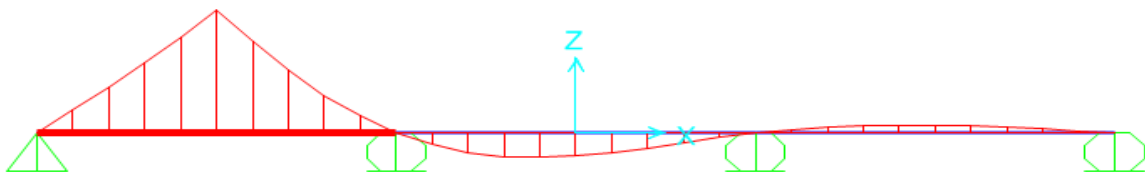


Figure VI 11 : Capture d'écran (6) SAP 2000

VI.4. Comparaison des résultats obtenus

Nous observons que les résultats obtenus (moment fléchissant à la mi-travée de rive) par le calcul analytique et par **SAP2000** (captures d'écran) sont pratiquement les mêmes. Ceci montre l'intérêt d'utiliser ce logiciel, d'autant plus qu'il permet d'afficher l'enveloppe des efforts, donc de trouver l'effort maximum pour n'importe quel chargement mobile.

Tableau VI. 3 : Résultats Calcul analytique

Y	X = L/2
0	0
2,5	0,92
5	1,86
7,5	2,84
10	3,88
12,5	5
15	3,72
17,5	2,56
20	1,54
22,5	0,68
25	0

Tableau VI. 2 Résultat SAP 2000

Sta. Dist	Influence
m	KN-m
0,	3,667E-04
2,4998	0,9205
4,9996	1,8606
7,4994	2,8407
9,9992	3,8808
12,499	5,0007
14,9988	3,7209
17,4986	2,5609
19,9984	1,5408
22,4982	0,6806
24,998	2,335E-04

Toutefois, pour le calcul des dalles/poutres, de plus de trois travées, le calcul analytique devient complexe, et très laborieux, dans ce cas, l'emploi de logiciels de calcul, tel que **SAP2000**, devient plus que nécessaire.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons illustré les différentes étapes de calcul des lignes d'influence, de ce fait, nous saisissons l'intérêt d'utiliser un logiciel de calcul. Ainsi, Les efforts dus aux surcharges ferroviaires (UIC 71, SW/0, SW/2, train à vide) définies dans le livret 2.01 articles 1.3 de la S.N.C.F., seront directement donnés, suite à la modélisation du pont, avec le logiciel **CSiBridge** (voir chapitre VII : modélisation).

Chapitre VII

Modélisation

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 innombrables outils disponibles.

Cette modélisation va nous permettre de déterminer tous les diagrammes des moments fléchissants, efforts tranchants et efforts normaux dans les éléments constituant du pont, ainsi que les déplacements.



VII.1. 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.

L'analyse :

Le programme **CSiBridge** offre les possibilités d'analyse suivantes :

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

VII.2. Les étapes de la modélisation

VII.2.1. 1^e étape : le nouveau modèle

Pour commencer un nouveau modèle, on sélectionne 'Blank template' puisque les autres modèles ne sont pas compatibles avec notre type d'ouvrage.

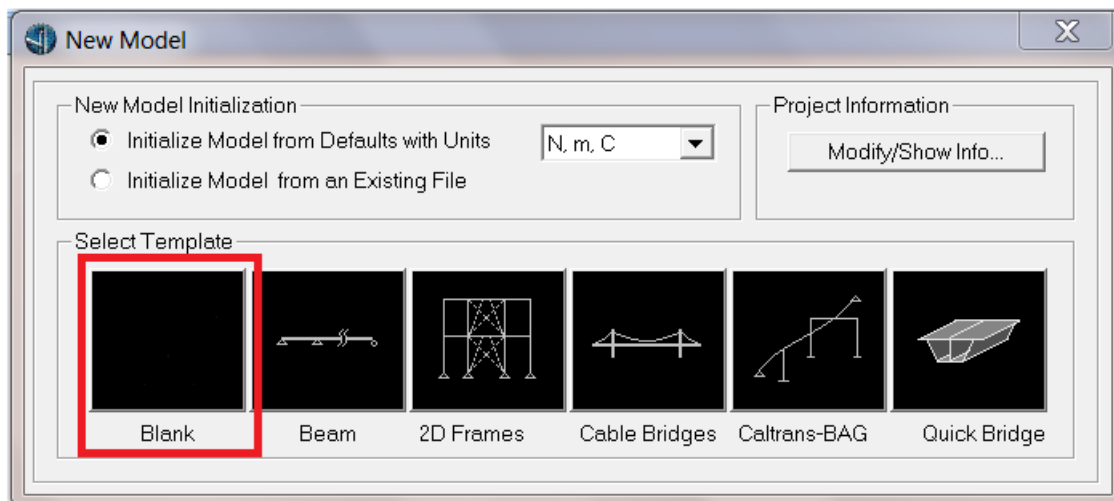


Figure.VII. 1 : Nouveau modèle.

VII.2.2. 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 et 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.

Cette ligne de référence est créée dans le panneau 'Layout'.

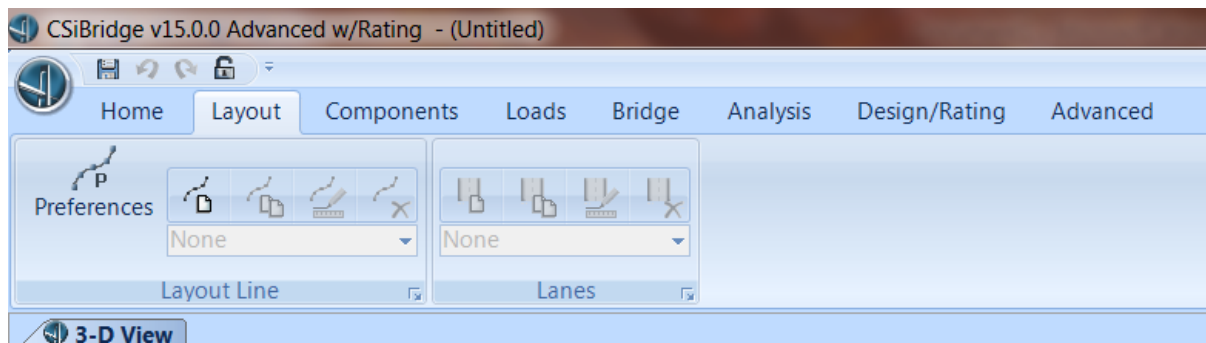


Figure.VII. 2: Panneau de la Ligne de référence.

Dans le cas de notre pont, la Ligne de référence est rectiligne d'une longueur de 75 m. on introduit cette ligne de référence dans le tableau 'Bridge Layout Line Data'.

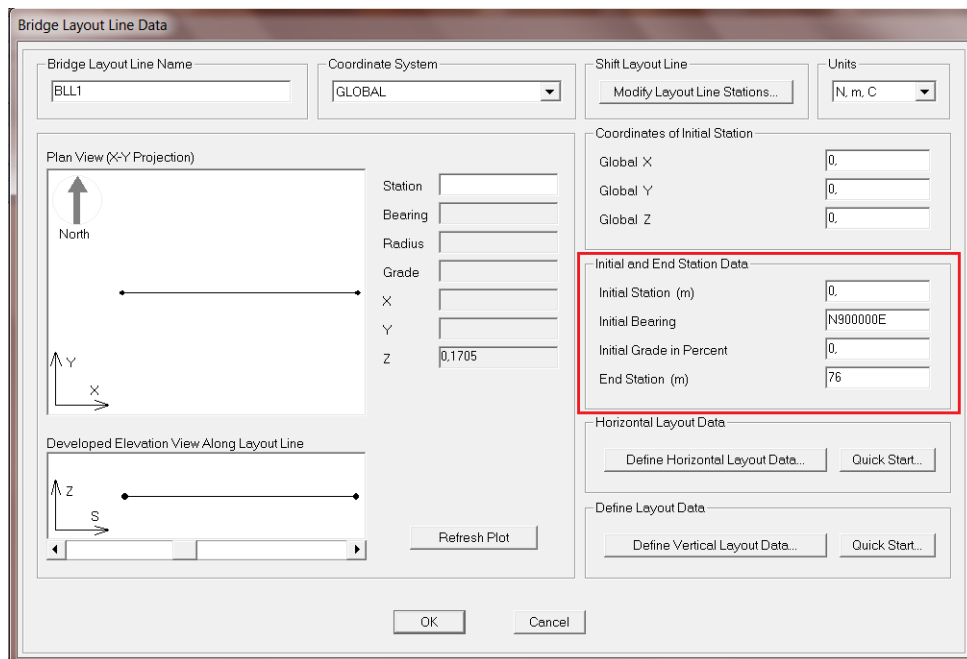


Figure.VII. 3: Création de la Ligne de référence.

VII.2.3. 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).

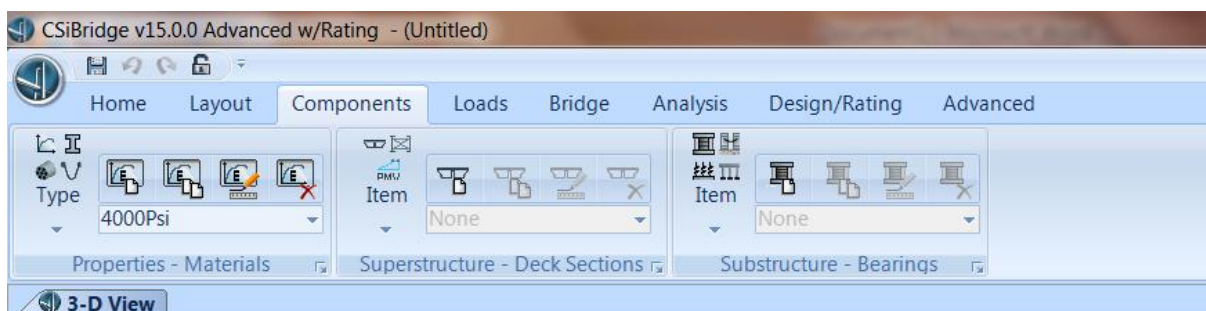


Figure.VII. 4: Panneau des composants.

Nous avons défini deux types de béton :

4000 psi \approx 30 MPa et 5000 psi \approx 35 MPa.

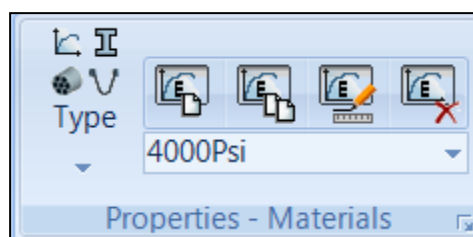


Figure.VII. 5: Définition des matériaux.

Ensuite, nous définissons les sections dans l'icône 'Frame propriétés' dans le panneau 'Components'.

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

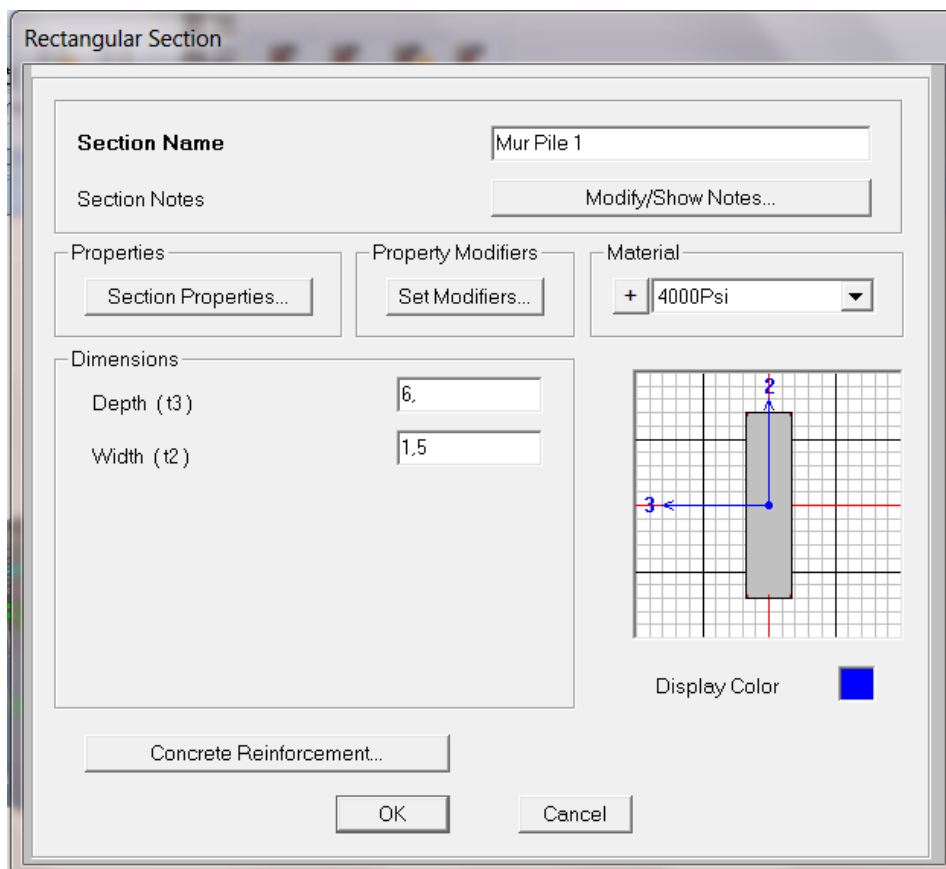


Figure.VII. 6: Tableau de définition des propriétés des sections.

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

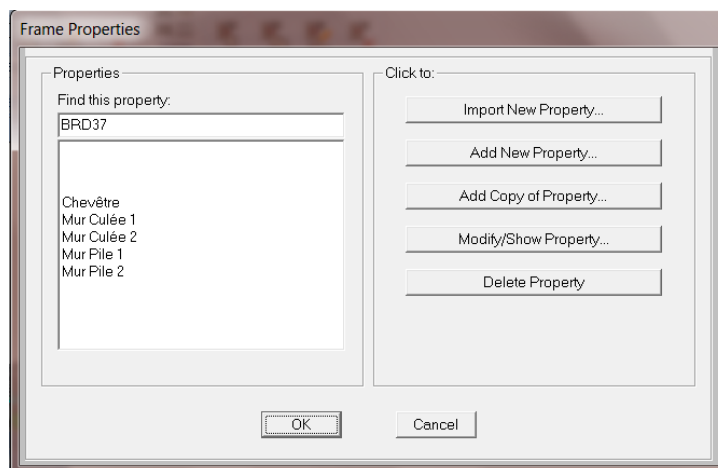


Figure.VII. 7: Liste des sections.

VII.2.4. 4^e étape : La superstructure.

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

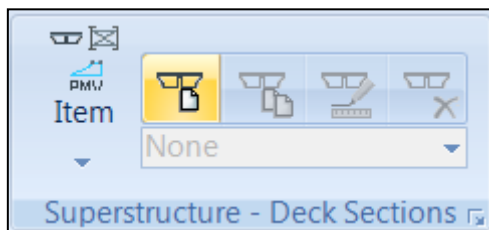


Figure.VII. 8: Icône Superstructure.

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	4
Total Width	13,
Total Depth	1,6
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	0,3
f2 Horizontal Dimension	0,3
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	3,5
Left Overhang Outer Thickness (t5)	0,4
Right Overhang Data	
Right Overhang Length (L2)	3,5
Right Overhang Outer Thickness (t6)	0,4
Live Load Curb Locations	
Distance To Inside Edge of Left Live Load Curb	0,
Distance To Inside Edge of Right Live Load Curb	0,
Distance To Centerline of Median Live Load Curb	0,

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

VII.2.5. 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.VII. 10: Icône Infrastructure.

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

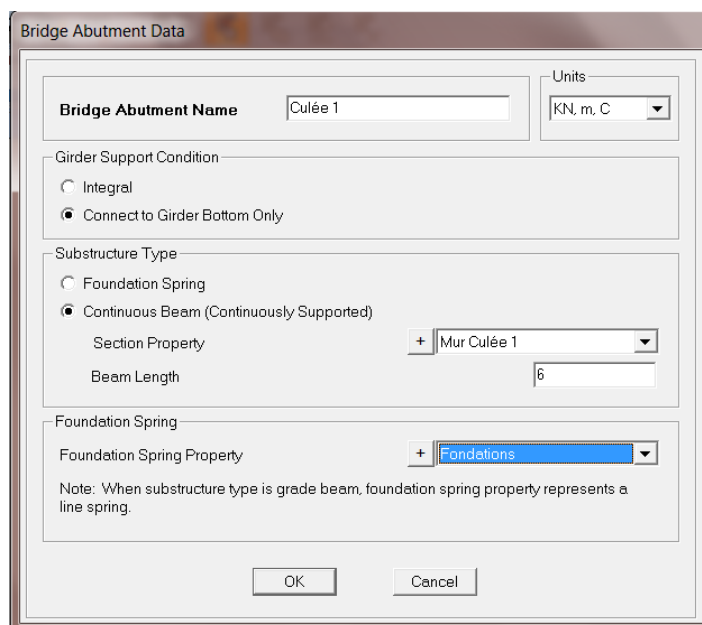


Figure.VII. 11 : Détail des propriétés de la culée.

Et deux piles différentes dans 'Bridge Bent Data'.

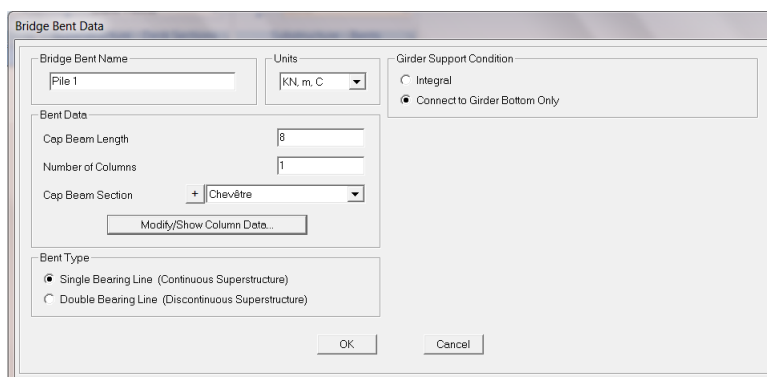


Figure.VII. 12: Détail des propriétés de la pile.

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

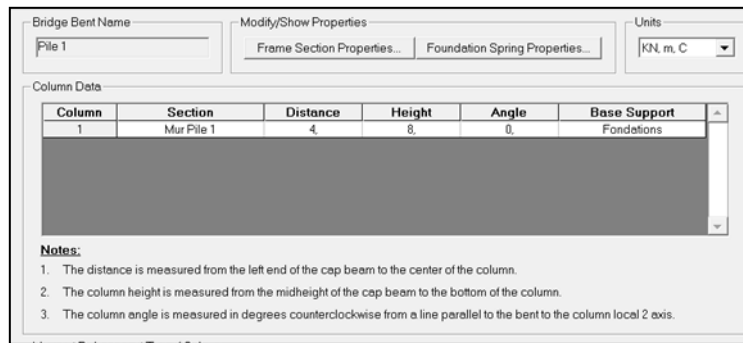


Figure.VII. 13: Détails de la pile.

VII.2.6. 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’.

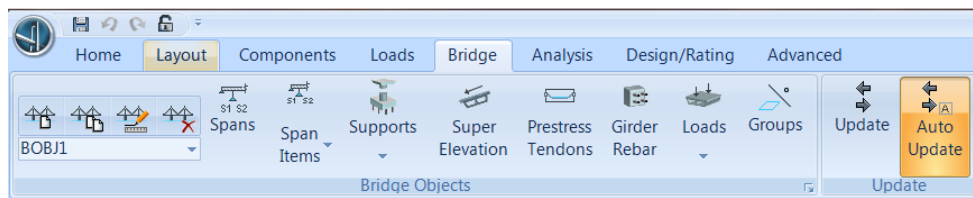


Figure.VII. 14: Panneau Pont.

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

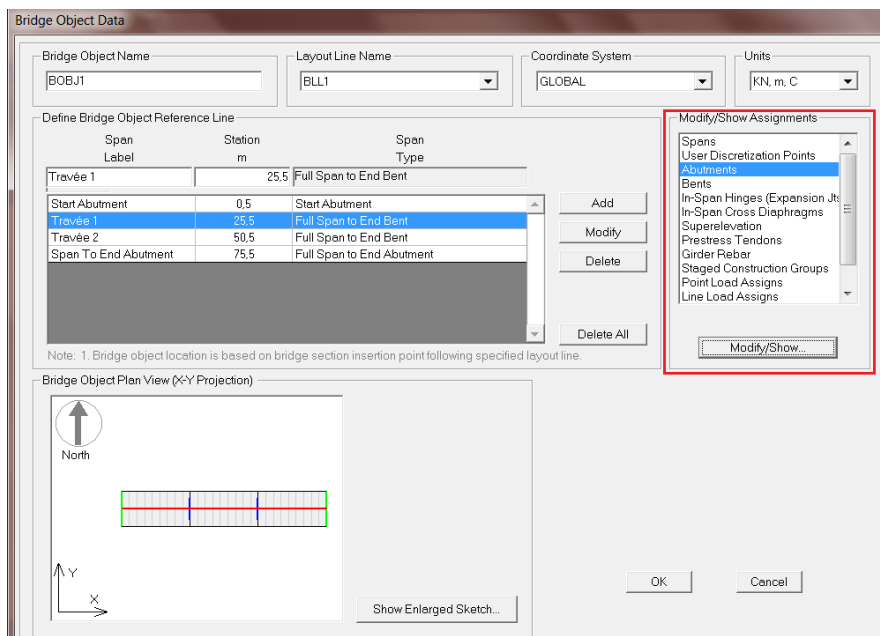


Figure.VII. 15: Tableau ‘Bridge Object Data’

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.

VII.2.7. 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'.

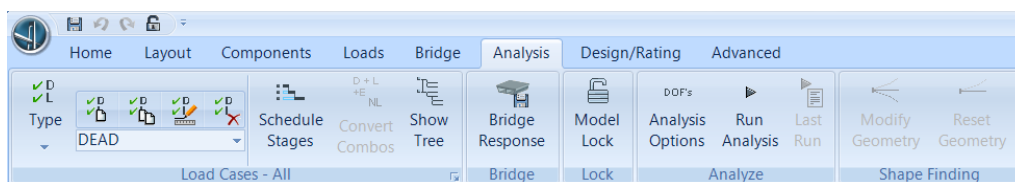


Figure.VII. 16: Panneau Analyse.

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

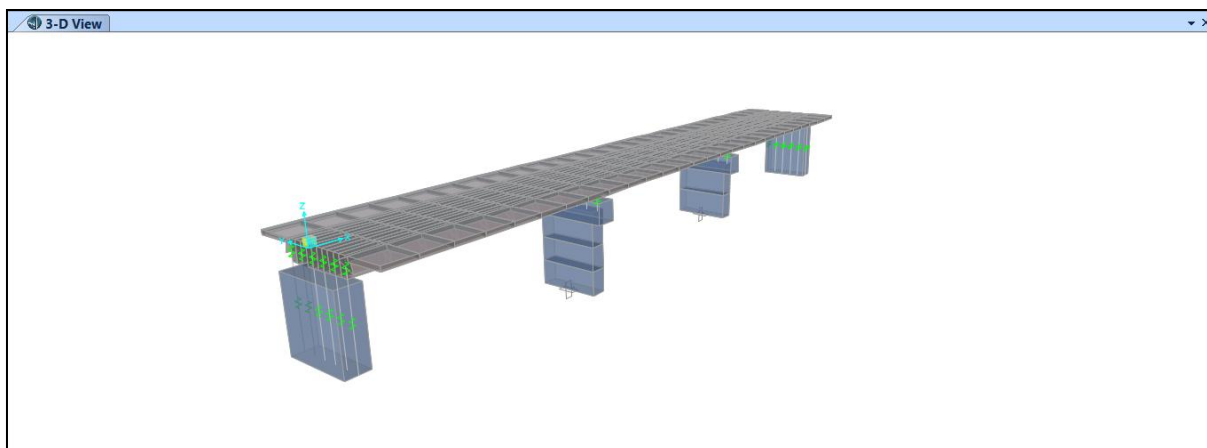


Figure.VII. 17: Modèle du pont en 3-D

VII.3. 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'.

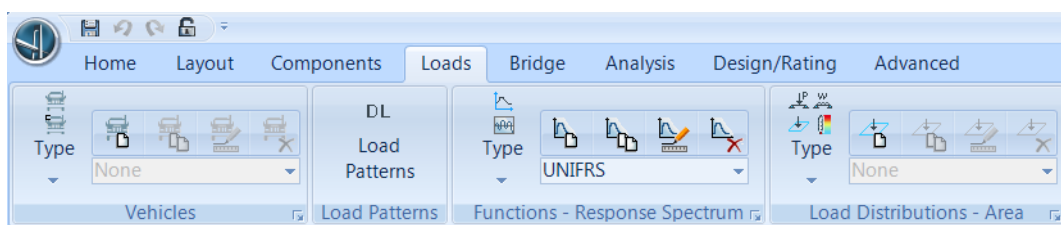


Figure.VII. 18: Panneau 'Load Patterns'

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 crée 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'

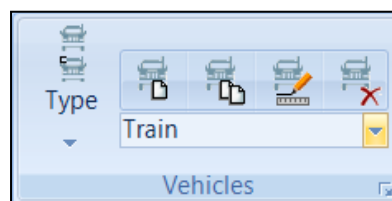


Figure.VII. 19: Icône 'Vehicles'

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'.

Conclusion

Le logiciel **CSiBridge** nous permet d'obtenir toutes les sollicitations dans l'ouvrage (Efforts normaux P, moments longitudinaux M2 et M3, moments de torsion T et les efforts tranchants V2 et V3) ainsi que les déformations dues aux charges permanentes et aux différentes surcharges. On peut aussi lui introduire les combinaisons de charges et avoir la plus défavorable.

Toutes ces sollicitations sont accessibles dans le panneau 'Home' dans l'icône 'Display' et cela après avoir lancé l'analyse.

Les résultats de la modélisation dont nous avons besoin sont détaillés dans le chapitre VIII. Sollicitations.

Chapitre VIII

Sollicitations

Dans ce chapitre, nous allons calculer les moments fléchissants longitudinaux et les efforts tranchants dans les différentes sections de la dalle. Ce calcul se fait avec le logiciel CSiBridge.

VIII.1. Les diagrammes des moments fléchissants

Le logiciel nous donne le moment fléchissant dû aux charges permanentes à chaque 2,777 m selon la discrétisation choisie au début de la conception du pont.

VIII.1.1. Moment fléchissant dû au poids propre de la dalle

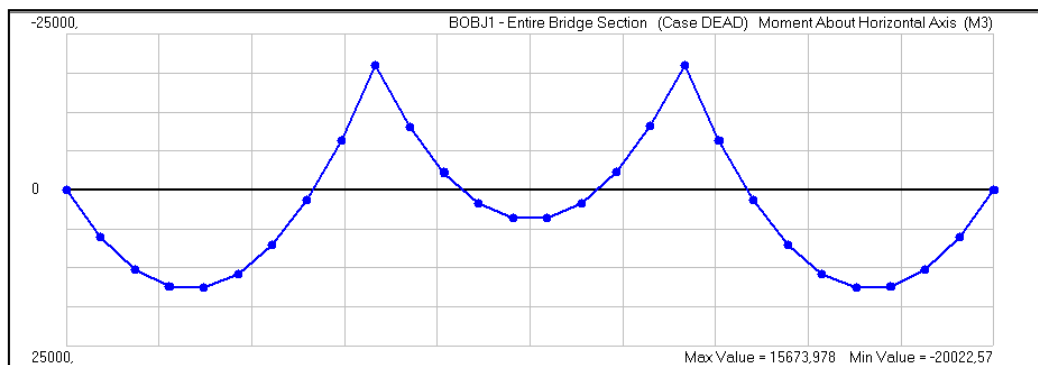


Figure.VIII. 1: Diagramme du moment fléchissant dû au poids propre de la dalle.

VIII.1.2. Moment fléchissant dû aux charges permanentes

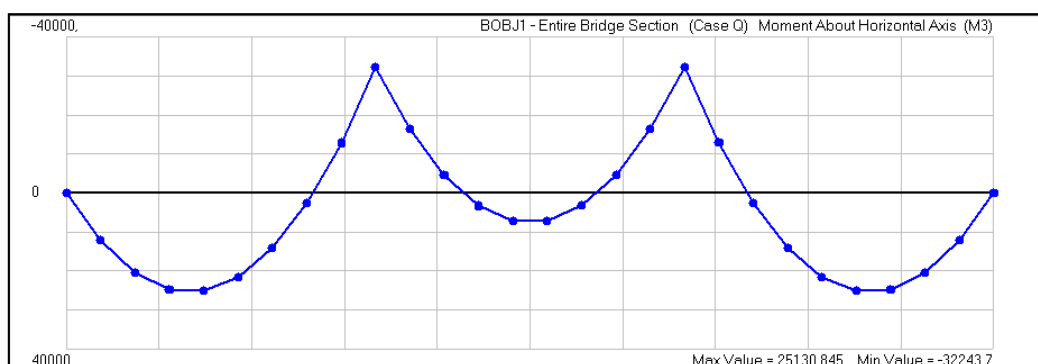


Figure.VIII. 2: Diagramme du moment fléchissant dû aux charges permanentes.

La valeur de M dû aux charges permanentes (poids de la dalle et tous les équipements) sur appui est de $M = -32243,7 \text{ kN.m}$.

VIII.1.3. 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.

VIII.1.3.1. Chargement sur une seule voie

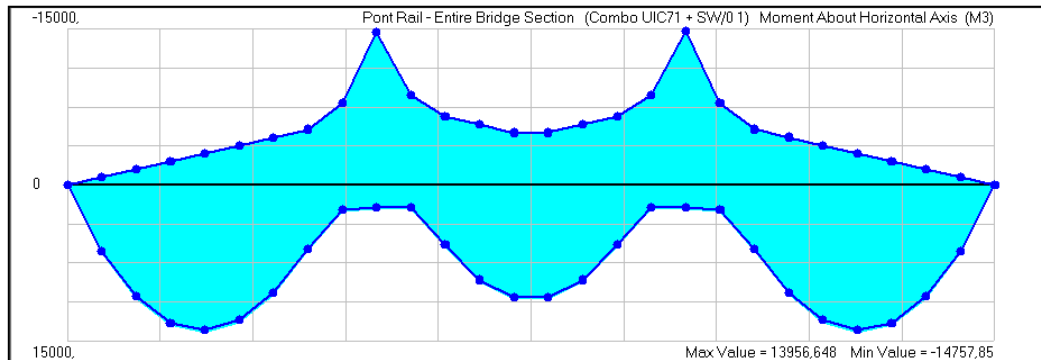


Figure.VIII. 3: Enveloppe des moments dus aux surcharges UIC71 + SW/0 sur une voie.

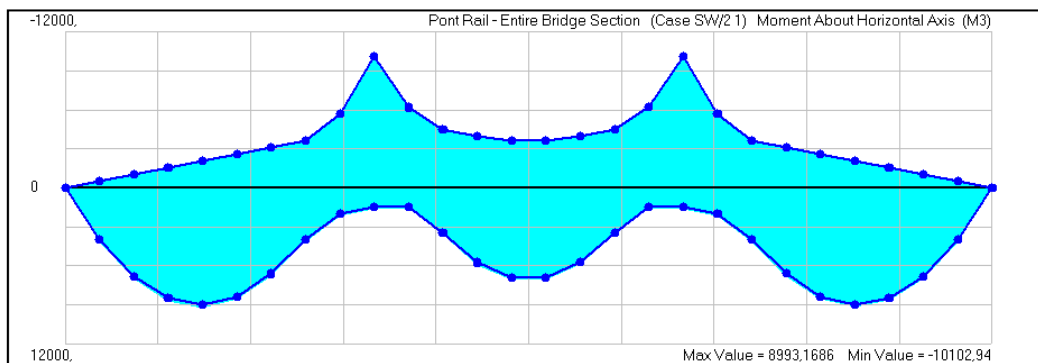


Figure.VIII. 4: Enveloppe des moments dus aux surcharges SW/2 sur une voie.

VIII.1.3.2. Chargement sur deux voies

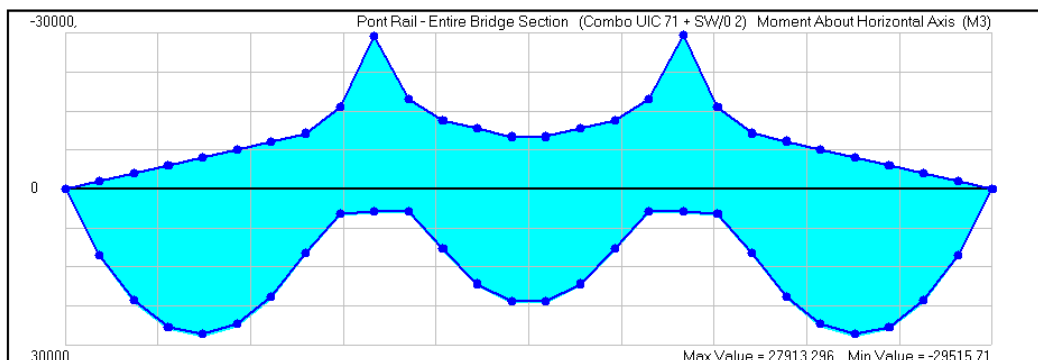


Figure.VIII. 5: Enveloppe des moments dus aux surcharges UIC71 + SW/0 sur deux voies.

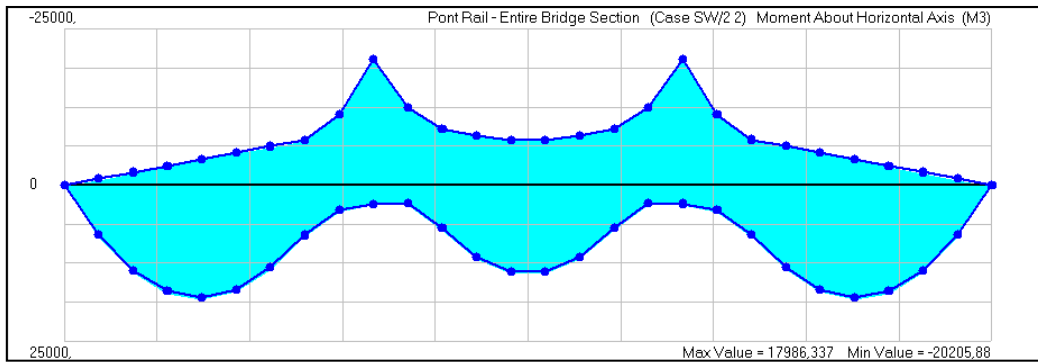


Figure.VIII. 6: Enveloppe des moments dus aux surcharges SW/2 sur deux voies.

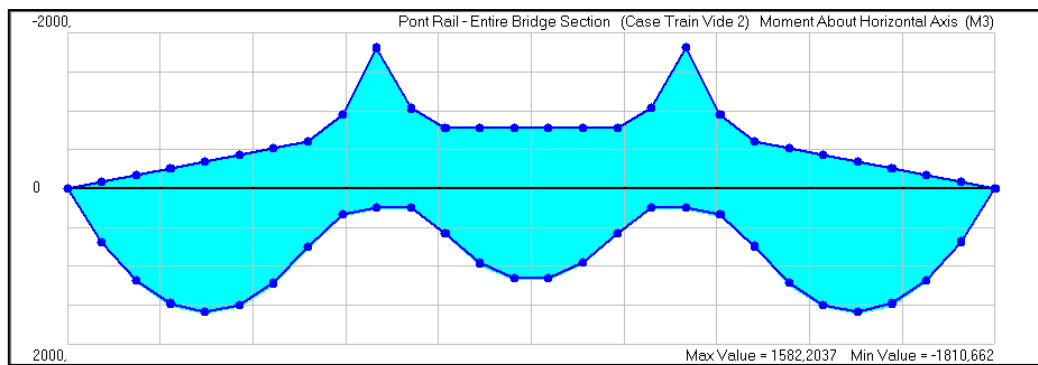


Figure.VIII. 7: Enveloppe des moments dus aux surcharges 'Train à vide' sur deux voies.

VIII.2. Les enveloppes des moments les plus défavorables

VIII.2.1. 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.

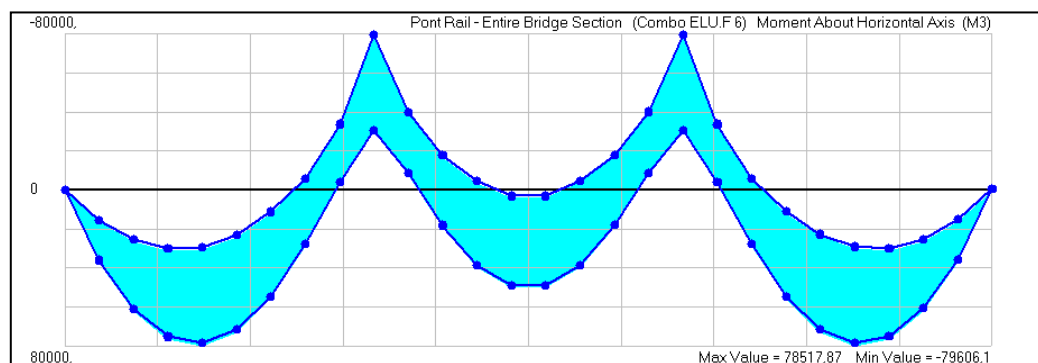


Figure.VIII. 8: Enveloppe des moments fléchissants les plus défavorables à l'E.L.U.

VIII.2.2. 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.

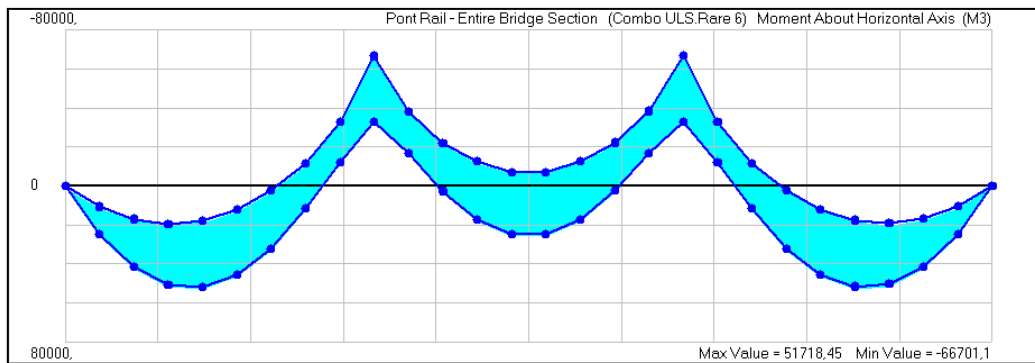


Figure.VIII. 9: Enveloppe des moments fléchissants les plus défavorables à l'E.L.S.

VIII.3. Les diagrammes des efforts tranchants

Le calcul de l'effort tranchant se fait parallèlement au calcul de M, on suivra alors le même cheminement :

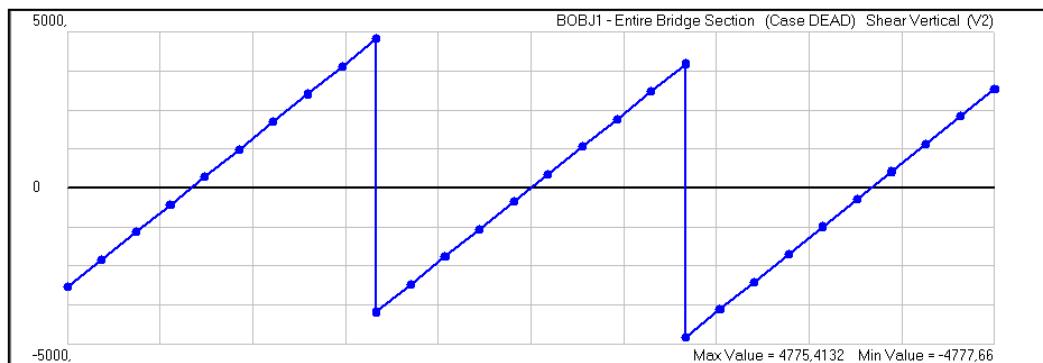


Figure.VIII. 10: Diagramme de l'effort tranchant dû au poids propre de la dalle.

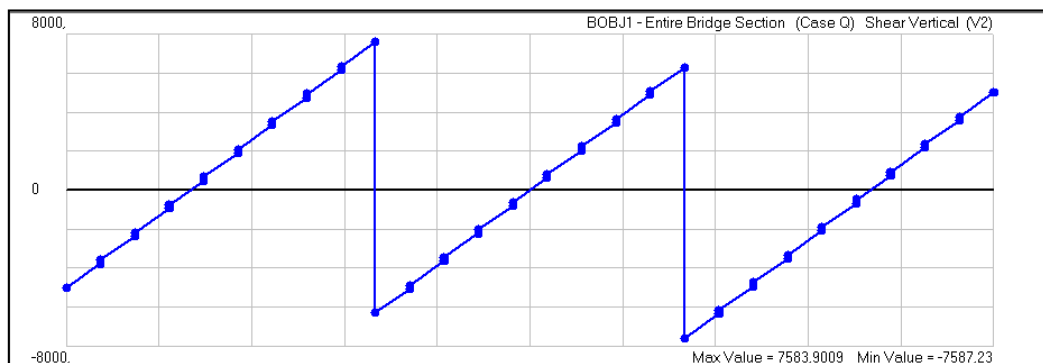


Figure.VIII. 11: Diagramme de l'effort tranchant dû aux charges permanentes.

VIII.3.1. 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.

VIII.3.1.1. Chargement sur une seule voie

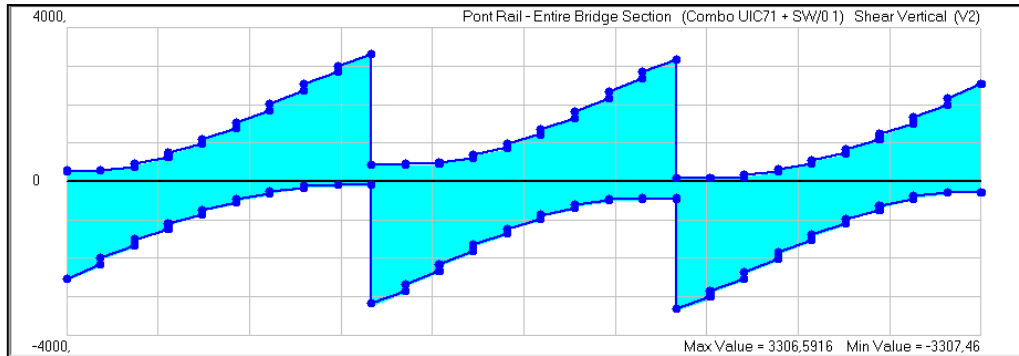


Figure.VIII. 12: Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges UIC71 + SW/0 sur une voie.

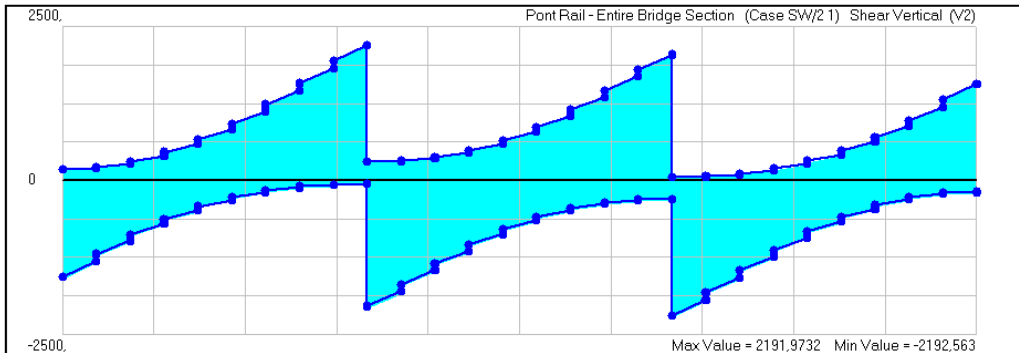


Figure.VIII. 13: Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges SW/2 sur une voie.

VIII.3.1.2. Chargement sur deux voies

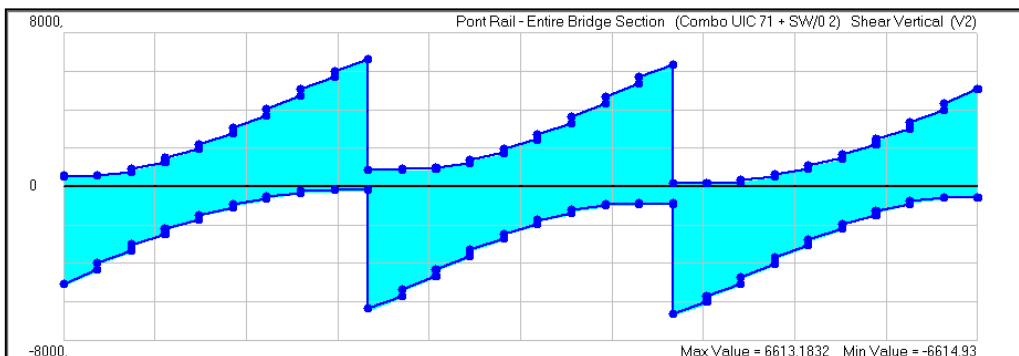


Figure.VIII. 14: Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges UIC71 + SW/0 sur deux voies.

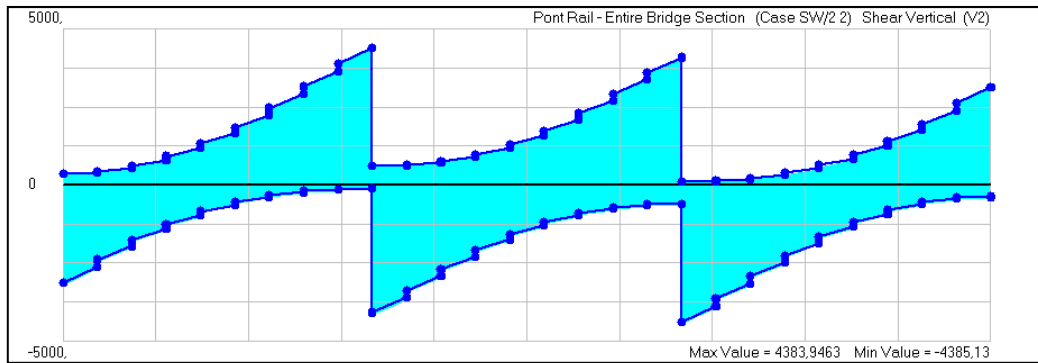


Figure.VIII. 15: Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges SW/2 sur deux voies.

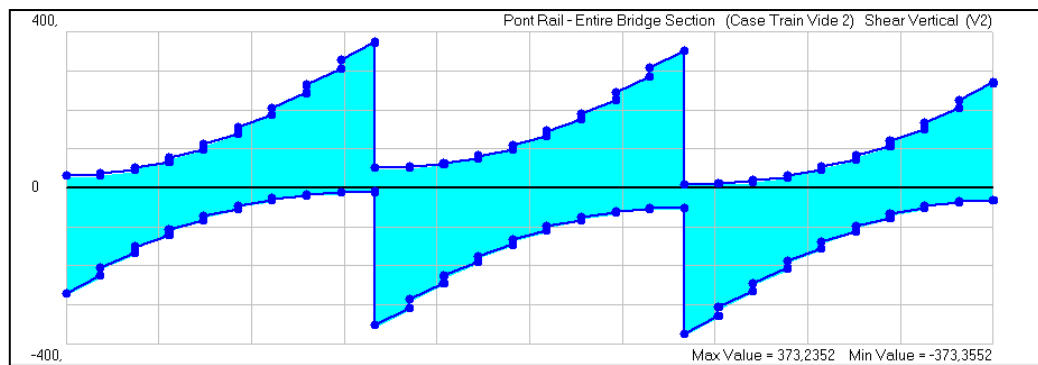


Figure.VIII. 16: Enveloppe des efforts tranchants dus aux surcharges 'Train à vide' sur deux voies.

VIII.4. 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 :

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

Cette combinaison est à l'état limite ultime fondamental.

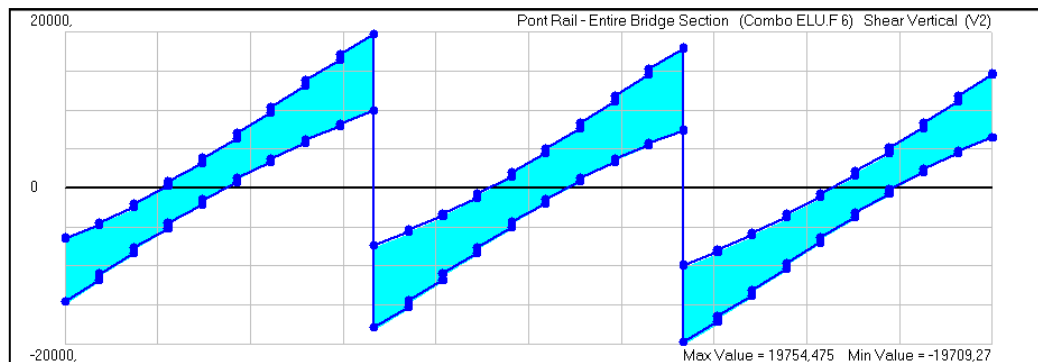


Figure.VIII. 17: Enveloppe des efforts tranchants les plus défavorables à l'E.L.U.

Remarque :

Tous les diagrammes sont tracés en kN, m.

Les résultats obtenus sont détaillés dans l'annexe 1.

VIII.5. Les déformations

Le logiciel nous permet de visualisé les différentes déformations.

VIII.5.1. Déformation verticale

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

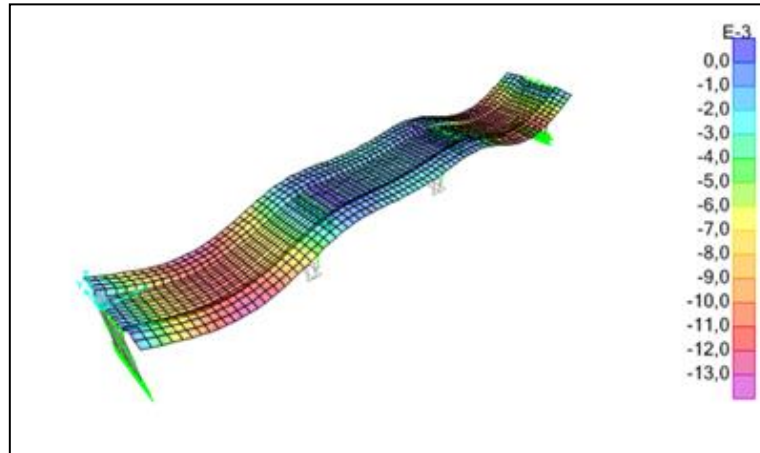


Figure.VIII. 18: La déformée verticale de la dalle due à son poids propre (en mètre).

La déformée maximale est égale à : $\delta = 13,22 \text{ mm}$

VIII.5.2. 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.)

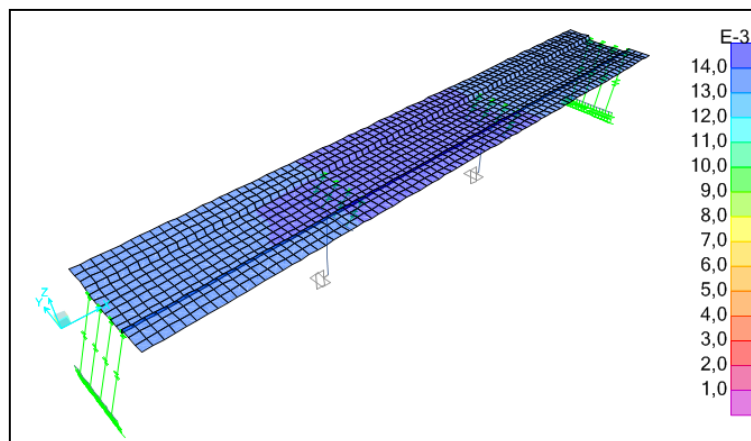


Figure.VIII. 19 : Le déplacement longitudinal sous l'action de démarrage et de freinage (en mètre).

Le déplacement maximal est égal à : $U_x = 13,97$ mm.

Conclusion :

Le logiciel de calcul nous a permis 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 fléchissants et l'enveloppe des efforts tranchants, et ceux relatifs au passage des charges roulantes, le détail des résultats est donné en annexe 1.

Conclusion générale

Conclusion générale:

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 les avantages suivants :
 - La continuité de la dalle génère un phénomène de déchargement, ce qui réduit considérablement le moment maximum en travée, ceci permet un accès aux grandes portées.
 - Les systèmes hyperstatiques offrent une plus grande sécurité vis-à-vis de la rupture. En effet, le risque d'avoir un mécanisme est moindre en cas de création d'une rotule plastique.
- Le logiciel **CSiBridge** s'est avéré très efficace pour l'évaluation des différentes sollicitations, il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques, d'autant plus qu'il permet de modifier chaque élément ou paramètre séparément, sans avoir à refaire tout le modèle.

Au cours de ce projet :

- Nous avons appris à mener à bien l'étude d'un projet en général.
- Nous avons saisi les spécificités des ponts ferroviaires ainsi que les systèmes hyperstatiques. 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.

Annexe

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 à la variation uniforme positive de la température.

Distance m	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
0	-544,139	14,78	1,2	-0,03	0	-9,94
2,78	-544,139	14,78	1,2	-0,03	-0,05	-51
5,56	-544,139	14,78	1,2	-0,03	-0,11	-92,06
8,33	-544,139	14,78	1,2	-0,03	-0,16	-133,11
11,11	-544,139	14,78	1,2	-0,03	-0,21	-174,17
13,89	-544,139	14,78	1,2	-0,03	-0,26	-215,23
16,67	-544,139	14,78	1,2	-0,03	-0,32	-256,28
19,44	-544,139	14,78	1,2	-0,03	-0,37	-297,34
22,22	-544,139	14,78	1,2	-0,03	-0,42	-338,4
25	-544,139	14,78	1,2	-0,03	-0,48	-379,45
27,78	-668,542	0	-1,2	0,02	-0,43	-382,65
30,56	-668,542	0	-1,2	0,02	-0,39	-382,64
33,33	-668,542	0	-1,2	0,02	-0,35	-382,62
36,11	-668,542	0	-1,2	0,02	-0,31	-382,61
38,89	-668,542	0	-1,2	0,02	-0,26	-382,6
41,67	-668,542	0	-1,2	0,02	-0,22	-382,59
44,44	-668,542	0	-1,2	0,02	-0,18	-382,58
47,22	-668,542	0	-1,2	0,02	-0,14	-382,57
50	-534,443	0	-1,2	0,02	-0,09	-382,56
52,78	-534,443	-14,78	0	0	-0,08	-338,29
55,56	-534,443	-14,78	0	0	-0,07	-297,25
58,33	-534,443	-14,78	0	0	-0,06	-256,2
61,11	-534,443	-14,78	0	0	-0,05	-215,15
63,89	-534,443	-14,78	0	0	-0,04	-174,11
66,67	-534,443	-14,78	0	0	-0,03	-133,06
69,44	-534,443	-14,78	0	0	-0,02	-92,02
72,22	-534,443	-14,78	0	0	-0,01	-50,97
75	-534,443	-14,78	0	0	0	-9,93

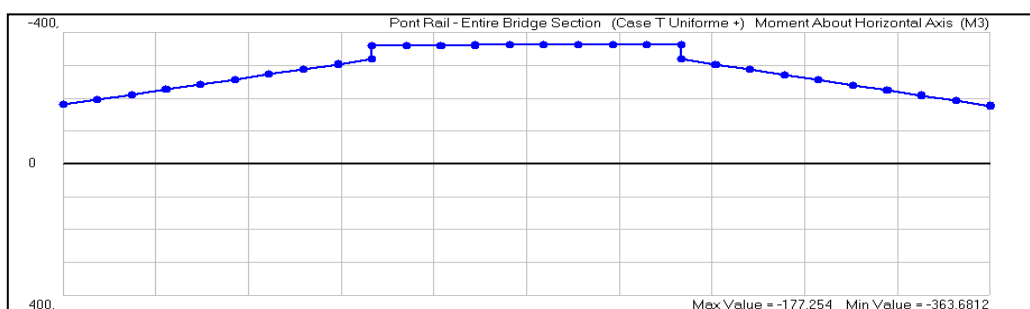


Diagramme du moment fléchissant dû à la variation uniforme positive de la température.

Efforts dus à la variation uniforme négative de la température.

Distance m	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
0	870,62	-23,65	-0,03	0,4	0	15,91
2,78	870,62	-23,65	-0,03	0,4	0,08	81,6
5,56	870,62	-23,65	-0,03	0,4	0,17	147,29
8,33	870,62	-23,65	-0,03	0,4	0,25	212,98
11,11	870,62	-23,65	-0,03	0,4	0,34	278,67
13,89	870,62	-23,65	-0,03	0,4	0,42	344,36
16,67	870,62	-23,65	-0,03	0,4	0,51	410,05
19,44	870,62	-23,65	-0,03	0,4	0,59	475,74
22,22	870,62	-23,65	-0,03	0,4	0,68	541,43
25	870,62	-23,65	-0,03	0,4	0,76	607,13
27,78	1 069,67	0,01	0,02	-1,2	0,69	612,23
30,56	1 069,67	0,01	0,02	-1,2	0,62	612,22
33,33	1 069,67	0,01	0,02	-1,2	0,56	612,2
36,11	1 069,67	0,01	0,02	-1,2	0,49	612,18
38,89	1 069,67	0,01	0,02	-1,2	0,42	612,16
41,67	1 069,67	0,01	0,02	-1,2	0,35	612,14
44,44	1 069,67	0,01	0,02	-1,2	0,28	612,13
47,22	1 069,67	0,01	0,02	-1,2	0,22	612,11
50	855,11	0,01	0,02	-1,2	0,15	612,09
52,78	855,11	23,64	0,01	0,4	0,13	541,27
55,56	855,11	23,64	0,01	0,4	0,12	475,59
58,33	855,11	23,64	0,01	0,4	0,1	409,92
61,11	855,11	23,64	0,01	0,4	0,08	344,25
63,89	855,11	23,64	0,01	0,4	0,07	278,57
66,67	855,11	23,64	0,01	0,4	0,05	212,9
69,44	855,11	23,64	0,01	0,4	0,03	147,23
72,22	855,11	23,64	0,01	0,4	0,02	81,56
75	855,11	23,64	0,01	0,4	0	15,88

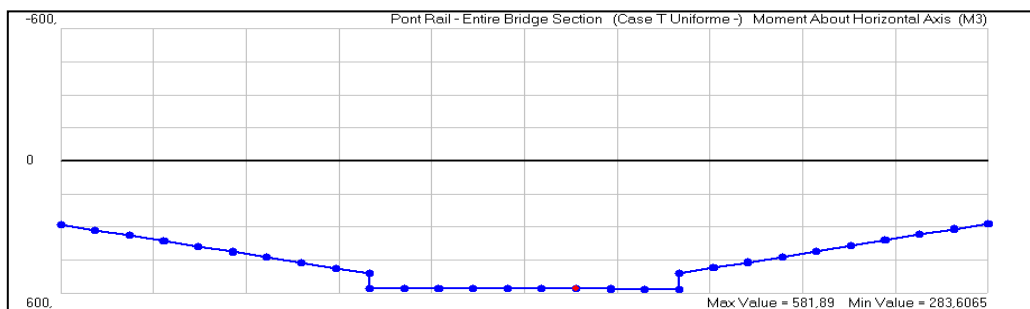


Diagramme du moment fléchissant dû à la variation uniforme négative de la température.

Efforts dus au gradient thermique positif.

Distance m	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
0	-830,03	-342,98	0,03	-0,03	0	-15,16
2,78	-830,03	-342,98	0,03	-0,03	-0,08	937,57
5,56	-830,03	-342,98	0,03	-0,03	-0,16	1 890,30
8,33	-830,03	-342,98	0,03	-0,03	-0,24	2 843,03
11,11	-830,03	-342,98	0,03	-0,03	-0,31	3 795,77
13,89	-830,03	-342,98	0,03	-0,03	-0,39	4 748,50
16,67	-830,03	-342,98	0,03	-0,03	-0,47	5 701,23
19,44	-830,03	-342,98	0,03	-0,03	-0,55	6 653,96
22,22	-830,03	-342,98	0,03	-0,03	-0,63	7 606,70
25	-830,03	-342,98	0,03	-0,03	-0,71	8 559,43
27,78	-1 026,13	-0,08	-0,02	0,03	-0,64	8 554,60
30,56	-1 026,13	-0,08	-0,02	0,03	-0,58	8 554,82
33,33	-1 026,13	-0,08	-0,02	0,03	-0,52	8 555,05
36,11	-1 026,13	-0,08	-0,02	0,03	-0,45	8 555,27
38,89	-1 026,13	-0,08	-0,02	0,03	-0,39	8 555,49
41,67	-1 026,13	-0,08	-0,02	0,03	-0,33	8 555,71
44,44	-1 026,13	-0,08	-0,02	0,03	-0,26	8 555,93
47,22	-1 026,13	-0,08	-0,02	0,03	-0,2	8 556,16
50	-814,74	-0,08	-0,02	0,03	-0,14	8 556,38
52,78	-814,74	343,06	-0,01	0	-0,12	7 608,50
55,56	-814,74	343,06	-0,01	0	-0,11	6 655,55
58,33	-814,74	343,06	-0,01	0	-0,09	5 702,59
61,11	-814,74	343,06	-0,01	0	-0,08	4 749,64
63,89	-814,74	343,06	-0,01	0	-0,06	3 796,68
66,67	-814,74	343,06	-0,01	0	-0,05	2 843,73
69,44	-814,74	343,06	-0,01	0	-0,03	1 890,77
72,22	-814,74	343,06	-0,01	0	-0,02	937,82
75	-814,74	343,06	-0,01	0	0	-15,14

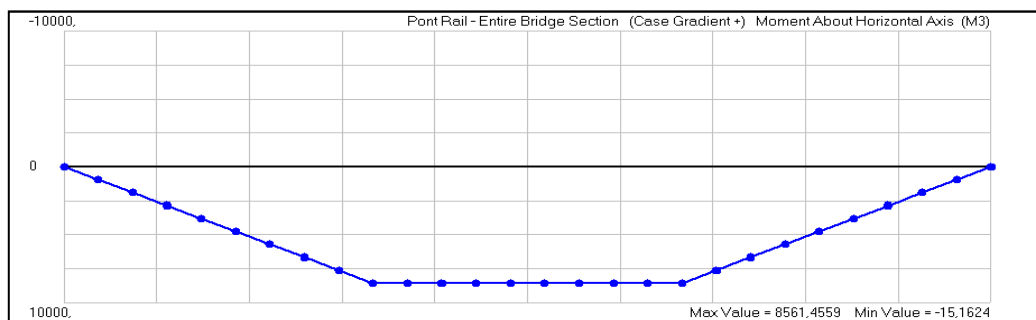


Diagramme du moment fléchissant dû au gradient thermique positif.

Efforts dus au gradient thermique négatif.

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

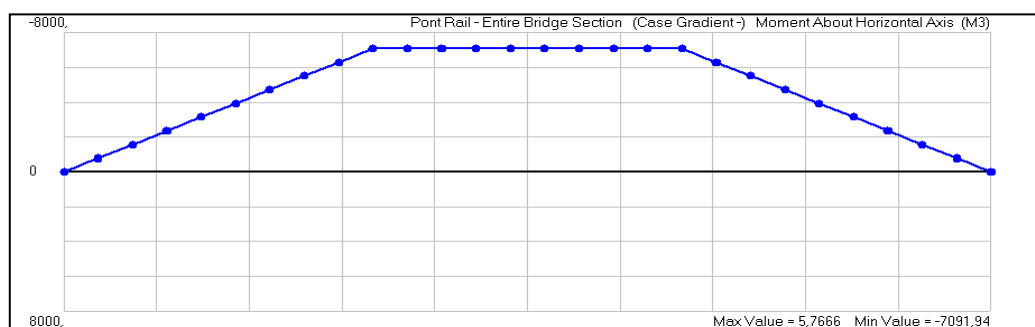


Diagramme du moment fléchissant dû au gradient thermique négatif.

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