



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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics  
National School of Built and Ground Works Engineering

Direction Post-Graduation & Recherche Scientifique

# Mémoire de Magister

Option : Matériaux - Structures

**BENNOUI Imed**

Ingénieur d'Etat en Génie Civil de l'université de Batna, 2010

Intitulé

## **Analyse de l'Effet du Raidissement des Bords Sur La Distribution des Charges Dans Les Tabliers des Ponts**

Soutenu publiquement le 11/03/2015 à 9h :30 devant le jury composé de :

M.HADID

MCA, U. BATNA

Président

T. MAALEM

MCA, U. BATNA

Rapporteur

N. LAHBARI

MCA, U. BATNA

Examineur

F. FEDGHOUCHE

MCA,ENSTP

Examineur

M. AMIEUR

MCA,ENSTP

Examineur

## Remerciements

---

Mes sincères remerciements s'adressent tout naturellement à mon promoteur, Monsieur le Dr. Toufik MAALEM, qui a dirigé ces travaux de mémoire et m'a lancé sur ce sujet intéressant. Tout au long de cette thèse, il a su par son sens physique aigu et ses conseils éclairés, contribuer à l'aboutissement de ce travail. Qu'il trouve ici l'expression de ma sincère gratitude.

Il m'est particulièrement agréable d'adresser mes vifs remerciements à Monsieur le Pr. Mohamed HADID, pour l'honneur qu'il me fait de présider le jury.

J'adresse également mes remerciements à Monsieur le Dr. Nouredine LAHBARI, d'avoir accepté de siéger dans le jury comme examinateur. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance à Monsieur le Dr. Mohamed AMIEUR, pour l'honneur qu'il me fait d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Ma profonde reconnaissance va aussi à Monsieur Dr. Ferhat FEDGHOUCHE, d'avoir accepté de consacrer son temps précieux à examiner mon travail. Je le remercie aussi pour son soutien moral et ses encouragements.

Je tiens à remercier Rachida MOHRI l'assistante au Laboratoire TPiTE pour son aide et ses efforts qu'elle a consacré pour nous faciliter les travaux de recherche, qu'elle trouve ici l'expression de ma sincère gratitude.

J'associe, enfin, à ces remerciements tous mes collègues chercheurs, en particulier, Fouaz, Mahmoud, Bilel, Tayeb, Abdelbaki, Ahmed et Ali pour leur soutien et leur amitié.

*... à mes parents*

## Liste des figures

Figure 2.1 : Largeur chargeable et largeur roulable.....	8
Figure 2.2 : Système Bc.....	10
Figure 2.3 : Système Br.....	10
Figure 2.4 : Système Bt.....	11
Figure 2.5 : Modèle du tablier de pont d'après Guyon-Massonnet.....	12
Figure 2.6 : Flexion de poutre (a) et (b) prototype ; (c) et (d) modèle élément fini.....	15
Figure 2.7 : Déplacements et forces nodales (a) déplacement ; (b) contraintes ; et (c) forces nodales.....	15
Figure 2.8 : Flexion pure d'un maillage triangulaire ; (a) distribution de $\sigma_x$ et (b) champs de déplacement.....	16
Figure 2.9 : (a) Contraintes et forces nodales aux éléments et (b) distribution des contraintes aux sections.....	17
Figure 2.10 : Contraintes plus précises obtenues avec un maillage plus fin.....	17
Figure 2.11 : (a) Contraintes non précises d'un maillage très grossier et (b) maillage grossier d'un pont caisson.....	18
Figure 2.12 : Structures tridimensionnelles composées d'éléments plaque.....	18
Figure 2.13 : Produits Abaqus FEA et leur ordre d'exécution lors d'une analyse.....	19
Figure 3.1 : Illustration des notations.....	21
Figure 3.2 : Distribution en porte-à-faux des moments transversaux due à une charge concentrée.....	23
Figure 3.3 : Illustration de la notation utilisée.....	25
Figure 3.4 : Influence de la géométrie du porte-à-faux sur le diagramme des moments.....	27
Figure 3.5 : Raidissement d'une dalle ; centre de gravité de la poutre de raidissement situé (a) dans le plan moyen (b) au-dessus du plan moyen et (c) sections pour le grillage.....	28
Figure 3.6 : Contraintes de flexion dans un pont à poutres (a) avec et (b) sans parapet de structure.....	28
Figure 3.7 : Contraintes de flexion prédites par grillage.....	29
Figure 3.8.....	29
Figure 3.9.....	30
Figure 3.10.....	30
Figure 3.11 : Section du modèle testé pour vérifier la validité du raccordement proposé entre barrière et la dalle.....	34
Figure 3.12 : Nouveau type de barrière après un test de choc par un pendule lourd.....	35
Figure 3.13 : Raccordement entre barrière et la dalle.....	35
Figure 4.1 : Plaque rectangulaire appuyée élastiquement.....	38
Figure 4.2 : Plaque rectangulaire appuyée élastiquement sur deux poutres.....	40
Figure 4.3 : Modélisation par éléments finis.....	40
Figure 4.4 : Validation du choix de l'élément avec la solution analytique.....	41

Figure 4.5 : Plancher en porte-à-faux avec raidissement au bord libre .....	42
Figure 4.6 : Iso-courbes des contraintes montrent la redistribution des contraintes.....	43
Figure 4.7 : Influence de la hauteur du raidissement sur les résultats des contraintes .....	43
Figure 4.8 : Dimensions du tablier avec et sans poutre de raidissement .....	45
Figure 4.9 : Section transversale du tablier (cas 1 et cas 2).....	46
Figure 4.10 : L'arrangement des charges sur le tablier pour le calcul longitudinal.....	47
Figure 4.11 : L'arrangement des charges sur le tablier pour le calcul Transversal .....	48
Figure 4.12 : Iso-courbes des contraintes $\sigma_{xx}$ (cas1).....	51
Figure 4.13 : Diagramme des moments longitudinaux (section $x=-1.725$ ) (cas1) .....	52
Figure 4.14 : Iso-courbes des contraintes $\sigma_{yy}$ (cas1).....	52
Figure 4.15 : Diagramme des moments transversaux (section $x=-1.725$ ) (cas1).....	53
Figure 4.16 : Iso-courbes des contraintes $\sigma_{xx}$ (cas2).....	53
Figure 4.17 : Diagramme des moments longitudinaux (section $x=-1.725$ ) (cas2) .....	54
Figure 4.18 : Iso-courbes des contraintes $\sigma_{yy}$ (cas2).....	54
Figure 4.19 : Diagramme des moments transversaux (section $x=-1.725$ ) (cas2).....	55
Figure 4.20 : Iso-courbes des contraintes $\sigma_{xx}$ (cas1).....	55
Figure 4.21 : Diagramme des moments longitudinaux (section $x=0$ ) (cas1).....	56
Figure 4.22 : Iso-courbes des contraintes $\sigma_{yy}$ (cas1).....	56
Figure 4.23 : Diagramme des moments transversaux (section $x=0$ ) (cas1).....	57
Figure 4.24 : Iso-courbes des contraintes $\sigma_{xx}$ (cas2).....	57
Figure 4.25 : Diagramme des moments longitudinaux (section $x=0$ ) (cas2).....	58
Figure 4.26 : Iso-courbes des contraintes $\sigma_{yy}$ (cas2).....	58
Figure 4.27 : Diagramme des moments transversaux (section $x=0$ ) (cas2).....	59
Figure 4.28 : Comparaison entre les diagrammes des moments longitudinaux (section $x=-1.725$ ) .....	60
Figure 4.29 : Comparaison entre les diagrammes des moments longitudinaux (section $x=-1.725$ ) .....	60
Figure 4.30 : Comparaison entre les diagrammes des moments transversaux (section $x=0$ ) ..	61
Figure 4.31 : Comparaison entre les diagrammes des moments transversaux (section $x=0$ ) ..	61
Figure 4.32 : Section transversale idéalisés .....	62
Figure 4.33 : Section transversale de la poutre principale .....	62
Figure 4.34 : Barrière et trottoir idéalisés .....	63
Figure 4.35 : L'arrangement des charges sur le tablier pour le calcul longitudinal.....	64
Figure 4.36 : Iso-courbes des contraintes $\sigma_{xx}$ (pont base) .....	65
Figure 4.37 : Diagramme des contraintes $\sigma_{xx}$ à la fibre inférieure le long de la travée (pont base) .....	65
Figure 4.38 : Iso-courbes des contraintes $\sigma_{xx}$ (pont base + trottoir) .....	66
Figure 4.39 : Diagramme des contraintes $\sigma_{xx}$ à la fibre inférieure le long de la travée (pont base + trottoir).....	66
Figure 4.40 : Iso-courbes des contraintes $\sigma_{xx}$ (pont base + trottoir + barrière) .....	67
Figure 4.41 : Diagramme des contraintes $\sigma_{xx}$ à la fibre inférieure le long de la travée (pont base + trottoir + barrière) .....	67
Figure 4.42 : Diagramme des contraintes $\sigma_{xx}$ à la fibre inférieure le long de la travée (Cas 1, Cas 2 et Cas 3) .....	68



---

## Liste des tableaux

---

Tableau 4.1 : Flèche maximale au centre de la structure .....	41
Tableau 4.2 : Contraintes maximales au centre de la racine du porte-à-faux .....	42
Tableau 4.3 : Coefficients de répartition transversale K pour $\Theta=0.25$ et $\alpha=1$ .....	49
Tableau 4.4 : <i>Position transversal de 2BC</i> .....	50
Tableau 4.5 : <i>Positions des charges statiquement équivalentes</i> .....	51
Tableau 4.6 : <i>Résultats des moments longitudinaux et transversaux (arrangement pour le calcul longitudinal)</i> .....	59
Tableau 4.7 : <i>Résultats des moments longitudinaux et transversaux (arrangement pour le calcul transversal)</i> .....	60
Tableau 4.8 : Résultats des cas 1, 2 et 3.....	68

**ملخص:** هذه المذكرة تتضمن تحقيق في تأثير تدعيم الحافة على السلوك الهيكلي و توزيع التحميل على الجسور. أمثلة لجسور ذات تمدد واحد تمت دراستهم و العديد من حالات تدعيم الحافة تم اعتبارها. طريقتان تم استعمالهما, طريقة معاملات التوزيع الجانبي على غرار طريقة العناصر المحدودة. النتائج المتحصل عليها توضح أن التأثير العام لتدعيم الحافة هو التخفيض في العزوم وفق الطول بينما العزوم الجانبية اظهرت ارتفاعا ضئيلا.

**كلمات استدلالية:** تدعيم الحواف, جسور, عوامل التوزيع الجانبي

**Résumé :** Une investigation concernant l'effet du raidissement des bords des tabliers de ponts sur le comportement structural et la distribution des charges est conduite dans ce mémoire. Des exemples de ponts dalles et de ponts mixtes bipoutres a une seule travée ont été traités, avec présence de poutres de raidissement ainsi que la prise en compte des éléments secondaires du pont (trottoir et barrière). Deux méthodes ont été utilisées, il s'agit de la méthode de distribution transversale et la méthode des éléments finis. Tous les résultats obtenus indiquent que le raidissement des bords influe considérablement sur la diminution des moments longitudinaux, avec une légère augmentation des moments transversaux

**Mots-Clefs :** Raidissement des bords ; ponts ; coefficients de distribution transversale.

**Abstract :** An investigation concerning the effect of the edge stiffening of bridge decks on the structural behavior and the distribution of the loads is conducted in this study. Examples of single span slab and composite bridges have been treated, with presence of stiffening beam as well as taking into account the secondary elements of the bridge deck (sidewalks and barriers). Two methods were used; the case of load distribution method and the finite element method. All the results obtained indicate that the edge stiffening influences considerably in the reduction in the longitudinal moments, with a slight increase in the transverse moments.

**Key-Words:** Edge-stiffening ; bridges ; load distribution coefficients.

# Table des matières

---

Remerciements .....	I
Dédicace .....	II
Liste des figures.....	III
Liste des tableaux .....	VI
Table des matières .....	VIII
Partie 1 : Introduction générale .....	1
Chapitre 1 : Introduction générale.....	2
1. Introduction générale.....	2
1.1. Généralités :.....	2
1.2. Importance de l'étude :.....	3
1.3. Objectifs de l'étude : .....	3
Partie 2 : Recherche Bibliographique.....	4
Chapitre 2 : Chargements et méthodes de calcul pour les tabliers des ponts.....	5
2. Chargements et méthodes de calcul pour les tabliers des ponts .....	5
2.1. Introduction :.....	5
2.2. Chargements sur pont :.....	6
2.2.1. Classification des actions : .....	6
2.2.2. Actions hors trafic : .....	6
2.2.3. Actions dues au trafic : .....	7
2.3. Méthode des coefficients de répartition : .....	11
2.3.1. Principes fondamentaux de la méthode :.....	11
2.3.2. Paramètres fondamentaux :.....	12
2.4. Méthode des éléments finis :.....	14
2.4.1. Description générale de la méthode :.....	14
2.4.2. Aperçu sur l'outil numérique utilisé « Abaqus » :.....	18
Chapitre 3 : Raidissement des bords dans les tabliers des ponts.....	20
3. Raidissement des bords dans les tabliers des ponts.....	20
3.1. Introduction :.....	20
3.2. Méthode simplifiée pour les porte-à-faux avec et sans raidissement :.....	21

3.3.	Influence de la géométrie du porte-à-faux sur le diagramme du moment : ...	26
3.4.	Influence du raidissement sur la position de l'axe neutre : .....	27
3.5.	Solution analytique du raidissement pour la méthode des coefficients de distribution : .....	29
3.6.	Contribution des éléments secondaire de raidissement dans la distribution des charges : .....	33
Partie 3 : Applications et discussion des résultats .....		36
Chapitre 4 : Applications et discussion des résultats.....		37
4.	Applications et discussion des résultats.....	37
4.1.	Introduction : .....	37
4.2.	Élément choisi : .....	37
4.3.	Console avec raidissement à géométrie variable : .....	41
4.4.	Cas d'un pont dalle avec et sans poutre de raidissement aux bords :.....	44
4.4.1.	Structures considérées (Cas 1 et 2) : .....	44
4.4.2.	Chargements : .....	46
4.4.3.	Etude par la méthode de distribution transversale (cas 1) : .....	48
4.4.4.	Etude par éléments finis : .....	51
4.4.5.	Discussion des résultats : .....	59
4.5.	Analyse de l'effet des éléments secondaires sur la distribution des charges :	61
4.5.1.	Structures considérées (Cas 1, 2 et 3) : .....	62
4.5.2.	Chargements : .....	63
4.5.3.	Etude par éléments finis : .....	64
4.5.4.	Discussion des résultats : .....	67
Partie 4 : Conclusions et recommandations.....		69
Conclusions et recommandations .....		70
Références bibliographiques .....		71

Partie 1 : Introduction générale

# Partie 1

---

## Introduction générale

# 1

---

## Introduction générale

### 1.1. Généralités :

Un pont est une construction qui relève du domaine du génie civil qui a un impact immédiat dans la vie publique (amélioration du transport etc.)

Plusieurs ponts sont conçus pour y incorporer quelques formes de raidissement des bords pour la nécessité d'adapter des services de divers types, les trottoirs les barrières en sont des exemples.

Quelle que soit la raison de sa présence, le raidissement des bords affecte considérablement le comportement de la structure du pont sous chargement, et surtout, il peut améliorer les caractéristiques de distribution du pont concernant les moments longitudinaux.

Cependant, les effets bénéfiques du raidissement des bords peuvent seulement être obtenus en assurant un raccordement structural positif entre tout raidissement de bord et la structure principale du pont. Très peu de travaux actuellement disponibles pour couvrir cet aspect particulier de conception de pont, bien que Massonnet [1] ait prolongé son analyse de distribution pour tenir compte de l'effet des poutres aux bords dans lesquelles aucune rigidité de torsion n'est présente.

Cependant, les effets bénéfiques du raidissement des bords ne peuvent être obtenus qu'en assurant un raccordement structural positif entre tout raidissement de bord et la structure principale du pont. Actuellement très peu de travaux sont disponibles pour couvrir cet aspect particulier de conception des ponts, bien que Massonnet [1] ait prolongé son analyse de distribution pour tenir compte de l'effet des poutres aux bords dans lesquelles aucune rigidité de torsion n'est présente.

## **1.2. Importance de l'étude :**

L'étude comporte quelques aspects importants, qui sont les suivants :

- L'application des solutions analytiques au raidissement des bords.
- L'analyse des moments dans le tablier de pont par la méthode des coefficients de distribution transversale des charges et par la méthode des éléments finis pour la comparaison.
- Une comparaison des moments de flexion avec et sans raidissement des bords

## **1.3. Objectifs de l'étude :**

- Etudier les différents types de raidissement dans les tabliers des ponts
- Etudier les moments dans le tablier avec et sans raidissement par la méthode de distribution transversale et la méthode des éléments finis
- Comparaison des résultats obtenus.
- Mise au point de la contribution des éléments secondaires dans le raidissement du tablier.

Partie 2 : Recherche Bibliographique

# Partie 2



## **Recherche Bibliographique**

# 2

---

## **Chargements et méthodes de calcul pour les tabliers des ponts**

### **2.1. Introduction :**

Le calcul d'un pont, comme de toute autre construction, a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau (initial) de fiabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de son exécution [2]. Pour assurer sa fonction, il doit être capable de résister, avec les marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. Dans la plupart des cas, toutes ces actions sont introduites dans les calculs avec des valeurs nombrées [2]. Le concepteur peut être amené à recourir à des modèles complexes non

codifiés. On se propose de décrire dans ce qui suit, les principales actions applicables aux ponts.

## 2.2. Chargements sur pont :

### 2.2.1. Classification des actions :

Les actions appliquées à un pont sont de deux types :

- Les actions hors trafic
- Les actions dues au trafic.

Il convient de classer les actions de trafics concernés et les autres actions spécifiques exercées sur les ponts.

Les actions hors trafic sont composées d'actions permanentes et actions variables.

Les actions de trafic sur les ponts routiers, les passerelles consistent en actions variables et en actions accidentelles, représentées par différents modèles.

### 2.2.2. Actions hors trafic :

#### a) Poids propre des constructions :

On reprend globalement les usages actuels pour le calcul de ponts : le poids propre des structures en béton traditionnel, armé ou précontraint, (et des parties non porteuses faites des mêmes matériaux comme les barrières en béton) est évalué, dans la plupart des cas, à partir de leurs dimensions nominales et d'une valeur nominale du poids volumique égale à  $25KN / m^3$ .

Le poids propre des structures en acier est évalué à partir de leurs dimensions nominales et d'une valeur du poids volumique à choisir dans une plage allant de  $77$  à  $78.5KN / m^3$ .

#### b) Poids des équipements

En ce qui concerne le poids des équipements, des fourchettes destinées à l'évaluation des valeurs caractéristiques sont fournies pour le revêtement des tabliers (étanchéité et couche de roulement).

Pour déterminer les valeurs caractéristiques inférieures et supérieures du poids propre de l'étanchéité, des revêtements de chaussée et autres revêtements des ponts lorsque la variabilité de leur épaisseur peut être élevée, il convient de tenir compte d'un écart de l'épaisseur totale par rapport à la valeur nominale ou aux autres valeurs spécifiées.

Pour ce qui est du poids propre des autres éléments non structuraux tels que mains courantes, barrières de sécurité, garde-corps, bordures et autres équipement, il convient de prendre comme valeurs caractéristiques les valeurs nominales.

### 2.2.3. Actions dues au trafic :

#### a) Charges à considérer :

Deux systèmes de charges civiles A et B peuvent être disposés sur les chaussées des ponts. Ces systèmes sont distincts et indépendants, en ce sens que pour le calcul d'un effet donné les deux systèmes ne peuvent être appliqués simultanément.

Les deux systèmes A et B sont à envisager successivement pour toutes les justifications des éléments du tablier et du pont.

En outre, les itinéraires faisant l'objet d'un classement doivent permettre la circulation de matériels militaires lourds ou de convois exceptionnels.

Dans certains cas, d'autres types de charges peuvent être pris en compte, notamment pour les ponts ayant à supporter la circulation d'engins de chantier lors de la construction d'une section de route ou autoroute.

#### b) Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies :

- Largeur roulable : La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures : elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les surlargeurs éventuelles, telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc. Dans le cas où l'on prévoit un élargissement futur de la chaussée, il y a lieu de considérer celle-ci dans son état définitif (voir Figure 2.1 ci-après).

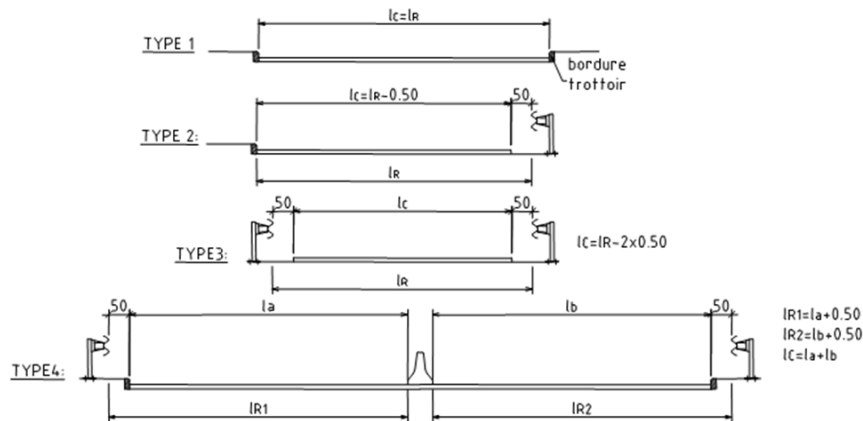


Figure 2.1 : Largeur chargeable et largeur roulable

c) Système de charges A :

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus  $200\text{ m}$ , la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur  $A(l)$  donnée ci-après par les coefficients résultants de l'application du tableau 4.1 de la référence [2]

La charge  $A(l)$ , exprimée en  $(\text{KN} / \text{m}^2)$  est donnée en fonction de la longueur chargée  $l$ , exprimée en mètres par la formule :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l+12} \quad (2.1)$$

La largeur et les longueurs des zones chargées sont choisies d'après les règles qui sont formulées ci-après, de manière à produire les effets maximaux dans l'élément d'ouvrage dont on a en vue la justification.

Dans le sens transversal, la largeur de la zone chargée comprend un nombre entier de voies de circulation.

Lorsque la largeur chargeable varie de façon importante sur la longueur du pont (élargissement au voisinage d'un about par exemple), il est loisible de disposer sur les surlargeurs correspondantes (triangles curvilignes) la même intensité de charge que sur les voies courantes.

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de  $A(l)$ , est multipliée par les coefficients  $a_1$  du tableau 4.1 de la référence [2] pour obtenir  $A_1$ , la charge  $A_2$  ainsi obtenue à l'aide du tableau 4.2 de la référence [2] est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

$$\begin{aligned} A_1(l) &= a_1 A(l) \\ A_2(l) &= a_2 a_2 A(l) \end{aligned} \quad (2.2')$$

d) Système de charges B :

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système Bc se compose de camions types,
- Le système Br se compose d'une roue isolée,
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

Les deux premiers systèmes Bc et Br, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

✓ Système Bc :

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et qui répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale : 300 KN
- Charge portée par chacun des essieux arrière : 120 KN
- Charge portée par l'essieu avant : 60 KN
- Longueur d'encombrement : 10,50 m
- Largeur d'encombrement : 2,50 m
- Distance des essieux arrière : 1,50 m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière : 4,50 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2 m
- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0,25 m de côté.

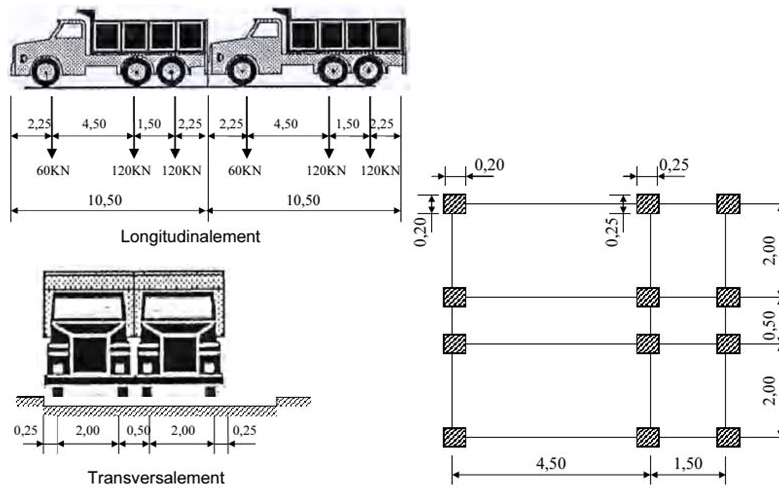


Figure 2.2 : Système Bc

## ✓ Système Br :

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une charge de  $100\text{KN}$ . Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure  $0.60\text{m}$  et le côté longitudinal  $0.30\text{m}$ , Figure 2.3.

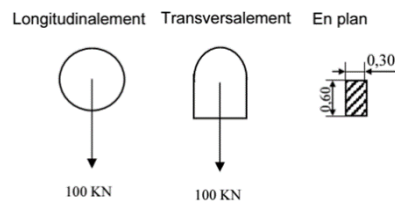


Figure 2.3 : Système Br

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

Dans les ponts biais il est loisible de diriger suivant le biais le rectangle d'impact.

## ✓ Système Bt :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu :  $160\text{KN}$
- Distance des deux essieux. :  $1,35\text{ m}$
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu :  $2\text{ m}$ .

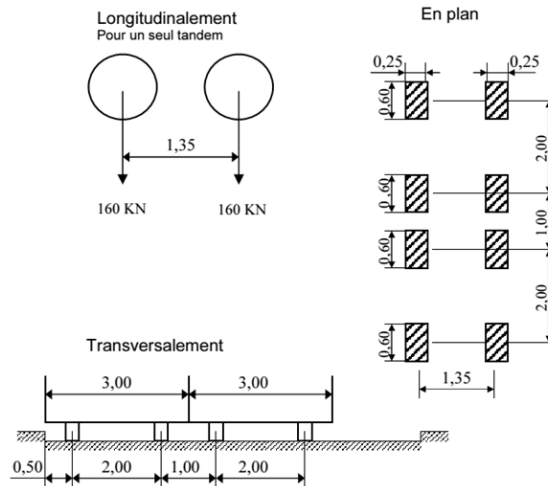


Figure 2.4 : Système Bt

### 2.3. Méthode des coefficients de répartition :

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

#### 2.3.1. Principes fondamentaux de la méthode :

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

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

$$p' = p \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (2.3)$$

$p$  : constante ;

$L$  : portée du pont

Les calculs peuvent être affinés en développant la charge en série de Fourier, en fonction de l'abscisse longitudinale.

### 2.3.2. Paramètres fondamentaux :

On considère une travée indépendante, de portée  $L$ , de largeur  $2b$ , dont l'ossature est constituée par une poutraison croisée de  $n$  poutres longitudinales (portée  $L$ , espacement  $b_1$ ) et de  $m$  entretoises (portées  $2b$ , et espacement  $L_1$ ) intermédiaires, disposées transversalement (figure 1)

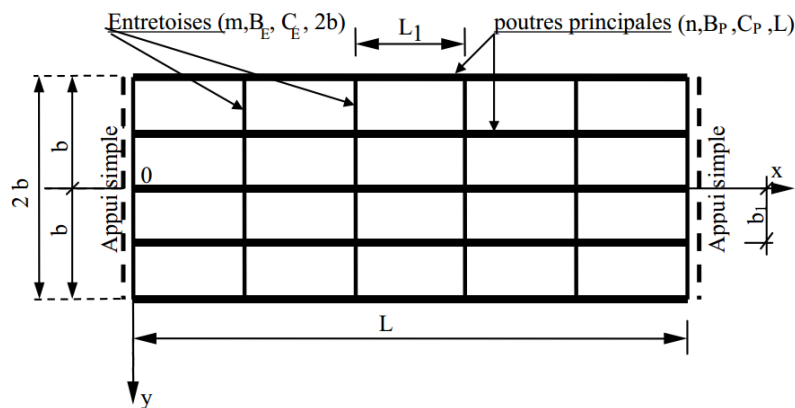


Figure 2.5 : Modèle du tablier de pont d'après Guyon-Massonnet

Toutes les poutres sont identiques et caractérisées par:

- leur rigidité à la flexion :  $B_p = E \cdot I_p$  (2.4)

- leur rigidité à la torsion :  $C_p = G \cdot K_p$  (2.5)

De même, toutes les entretoises sont identiques, et également caractérisées par:

- leur rigidité à la flexion :  $B_E = E \cdot I_E$  (2.6)

- leur rigidité à la torsion :  $C_E = G \cdot K_E$  (2.7)

$E$  : Module de Young

$G$  : Module de torsion. Avec  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

$I_p$  : Moment d'inertie de flexion des poutres

$K_p$  : Moment d'inertie de torsion des poutres.

$I_E$  : Moment d'inertie de flexion des entretoises.

$K_E$ : Moment d'inertie de torsion des entretoises.

Par unité de longueur, ces rigidités deviennent:

Rigidité de flexion :

$$\begin{aligned}\rho_P &= \frac{B_P}{b_1} = \frac{E \cdot I_P}{b_1} \\ \rho_E &= \frac{B_E}{L_1} = \frac{E \cdot I_E}{L_1}\end{aligned}\quad (2.8)$$

Rigidité de torsion :

$$\begin{aligned}\gamma_P &= \frac{C_P}{b_1} = \frac{G \cdot K_P}{b_1} \\ \gamma_E &= \frac{C_E}{L_1} = \frac{G \cdot K_E}{L_1}\end{aligned}\quad (2.9)$$

On suppose que le coefficient de Poisson du matériau constitutif est nul  $\nu = 0 \Rightarrow G = \frac{E}{2}$

Ce qui donne :

$$\begin{aligned}\gamma_P &= \frac{E}{2} \cdot \frac{K_P}{b_1} \\ \gamma_E &= \frac{E}{2} \cdot \frac{K_E}{L_1}\end{aligned}\quad (2.10)$$

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

- Paramètre de torsion :  $\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \rho_E}}$  (2.11)

- Paramètre d'entretoisement :  $\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$  (2.12)

Le paramètre de torsion  $\alpha$  prend en compte en plus des rigidités de flexion  $\rho_P$  et  $\rho_E$  celles de la torsion  $\gamma_P$  et  $\gamma_E$ . Il caractérise donc l'influence de la torsion et varie entre 0 et 1.

$\alpha = 0$        $(\gamma_P + \gamma_E) = 0 \Rightarrow$  La résistance à la torsion est négligeable.

$\alpha = 1$        $\rho_P = \rho_E = \rho$   
 $(\gamma_P + \gamma_E) = 2\rho \Rightarrow$  Le pont est une dalle isotrope

Ainsi, pour le calcul d'un tablier des ponts dalles, on suppose que la dalle est isotrope. Les structures réelles d'un pont à poutres ont un comportement intermédiaire entre ces 2 cas particuliers.

Lorsque le pont est très allongé ou les entretoises sont très rigides, le paramètre d'entretoisement  $\theta$  est voisin de zéro. Pour  $\theta < 0.3$ , on peut admettre que les entretoises sont infiniment rigides, ce qui correspond à  $\theta = 0$ . Dans ce cas, on utilise la méthode de Courbon.

## 2.4. Méthode des éléments finis :

### 2.4.1. Description générale de la méthode :

La méthode d'élément fini est une technique pour analyser les structures compliquées en discrétisant théoriquement le prototype continu en un certain nombre d'éléments qui sont reliés aux points distincts appelés les nœuds. Pour chaque élément, des équations approximatives de rigidité sont dérivées reliant les déplacements nodaux aux forces de nodales entre les éléments, un outil numérique est utilisé pour résoudre le nombre important d'équations simultanées qui relient les forces et les déplacements des nœuds. Tant que le principe de base de la subdivision de la structure en éléments simples peut être appliqué aux structures de toutes les formes et complexité, il n'y a aucune limite logique au type de structure qui peut être analysé si le programme informatique est écrit sous la forme appropriée. Par conséquent, les éléments finis fournissent la méthode d'analyse la plus souple disponible actuellement, et pour quelques structures la seule méthode pratique. Cependant, la quantité de calcul peut être énorme et chère de sorte que souvent le coût ne puisse pas être justifié pour les structures banales. En outre, les nombreuses formulations théoriques des caractéristiques de rigidité d'élément exigent des approximations qui dans différentes manières affectent l'exactitude et l'applicabilité de la méthode.

La technique a premièrement été avancée pour les structures élastiques bidimensionnelles pendant les années 50. Depuis lors un développement très considérable a été fait par beaucoup de personnes. Dans ce qui suit on essayera de présenter les principes physiques de base.

#### 2.4.1.1. Éléments bidimensionnels en contrainte plane :

La méthode des éléments finis est d'abord présentée par rapport à l'analyse de la contrainte plane (comportement membranaire) des plaques. C'est l'une des applications les

plus simples de la méthode, et elle est valable aux cas des sollicitations membranaires dans les dalles et dans les âmes des poutres sous dalles et des ponts caissons. La Figure 2.6 (a) montre une élévation d'une poutre qui est soumise en (b) à une flexion pure. Cette structure simple est choisie comme exemple parce que son comportement est bien familier aux ingénieurs civils, mais les principes généraux discutés ci-après peuvent être appliqués à une plaque de n'importe quelle forme soumise à n'importe quel système des forces membranaires. Pour l'analyse, la structure est considérée comme en (c) avoir un nombre important d'éléments triangulaires reliés entre eux seulement aux nœuds. Quand cette structure articulée est soumise à la flexion pure comme en (d), la déformation de chaque élément dépend seulement des déplacements des nœuds. Dans le plus simple des modèles d'élément on suppose que les déformations dans chaque élément restent uniformes pendant la distorsion, et les bords de triangle restent droits, comme montré dans la Figure 2.7 (a). Ainsi, comme les diagonales faisant  $45^\circ$  dans le prototype de la Figure 2.6 (b) fléchies en courbes, (d) se déplacent comme de courtes lignes droites. La différence entre le modèle et le prototype peut être réduite si le modèle se compose de plus grand nombre de plus petits éléments.

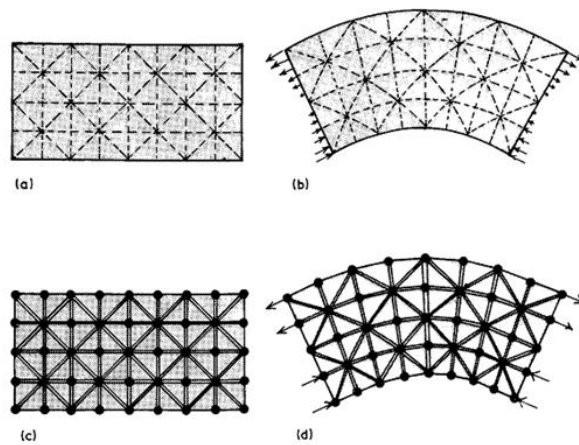


Figure 2.6 : Flexion de poutre (a) et (b) prototype ; (c) et (d) modèle élément fini

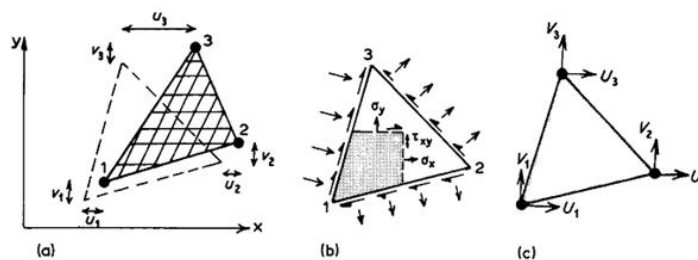


Figure 2.7 : Déplacements et forces nodales (a) déplacement ; (b) contraintes ; et (c) forces nodales

L'équation de rigidité de ce modèle peut être dérivée directement des équations de la théorie d'élasticité dans le cas plan des contraintes. Si le triangle de la Figure 2.7 est supposé se tordre avec les bords et les lignes internes droits.

En reliant les forces du nœud 1 aux déplacements des nœuds 1, 2 et 3. Puis la prise en considération de l'équilibre du nœud 1 sous la somme des forces de tous les éléments touchant le nœud 1, ainsi que les charges appliquées  $X_1$ , fournit des équations de rigidité pour le nœud 1, comme point dans la structure

$$X_1 = K_1 [\text{Déplacements du nœud 1 et voisins}] \quad (2.13)$$

De telles équations peuvent être dérivées pour chaque nœud dans la structure du modèle, formant  $2N$  équations pour  $N$  nœuds. Ces équations sont résolues par ordinateur pour donner les déplacements  $(u, v)$  à chaque nœud. Par conséquent les contraintes et les efforts dans chaque élément peuvent être calculés.

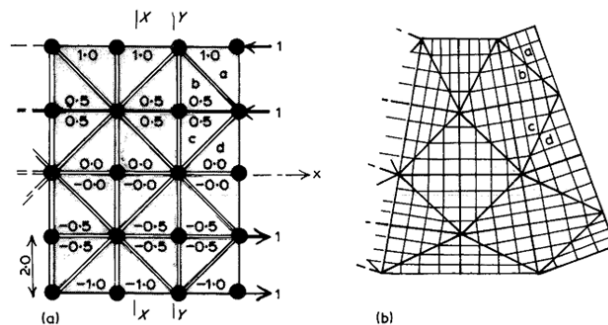


Figure 2.8 : Flexion pure d'un maillage triangulaire ; (a) distribution de  $\sigma_x$  et (b) champs de déplacement

Un exemple de la distribution des contraintes calculée d'un modèle de maillage grossier soumis à la flexion pure est montré dans la Figure 2.8 (a). La distorsion associée des éléments est montrée en (b). Tant que les contraintes induites ici sont seulement dans la direction  $x$ , la contrainte dans chaque élément est simplement proportionnelle au raccourcissement du bord parallèle à l'axe  $x$ . Ainsi on peut constater dans (b) que les compressions suivant  $x$  des éléments  $b$  et  $c$  sont les mêmes et égalent à la moitié de celle de  $a$ , alors que la déformation de  $d$  est nulle. La Figure 2.9 (a) montre les contraintes dans les éléments  $a$ ,  $b$ ,  $c$  et  $d$  des forces nodales.

Les forces sont nulles où les contraintes sur les bords des deux côtés du nœud s'annulent. La Figure 2.9 (b) montre les distributions des contraintes qui pourraient être

tracées pour des sections  $X-X$  et  $Y-Y$  dans la Figure 2.8 (a). Ceux-ci peuvent être comparés avec la distribution exacte des contraintes. Il est évident que les contraintes calculées pour des éléments individuels induisent en erreur. Cependant les contraintes moyennes autour de chaque nœud fournissent une approximation à moins de 13% de la solution exacte.

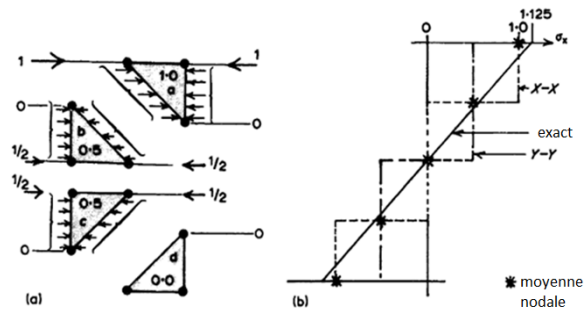


Figure 2.9 : (a) Contraintes et forces nodales aux éléments et (b) distribution des contraintes aux sections

Un maillage plus fin est montré dans la Figure 2.10 et il est évident que les contraintes nodales moyennes soient maintenant à moins de 3% de la solution exacte dans la Figure 2.9. Généralement plus le maillage est fin, plus les résultats sont précis. Un maillage très grossier comme montré dans la Figure 2.11, peut être extrêmement imprécis. En outre, la courbure de la poutre, proportionnelles à la différence entre les contraintes dans la partie supérieure et inférieure, est beaucoup plus petite que celle de la Figure 2.10. Cela implique que le maillage grossier est beaucoup plus rigide que le maillage fin. Cependant, l'exemple cité donne une idée sur les très grandes erreurs qui pourraient être introduites si cette poutre était une âme d'un caisson comme montré dans (b) où à première vue le maillage ne paraît pas grossier. Le problème met en évidence l'importance de choisir l'arrangement le plus approprié des éléments et de vérifier la solution si possible par un type d'analyse différent.

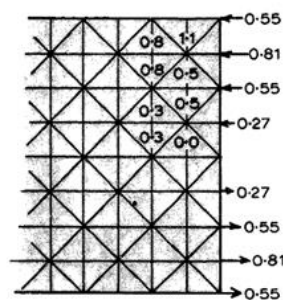


Figure 2.10 : Contraintes plus précises obtenues avec un maillage plus fin

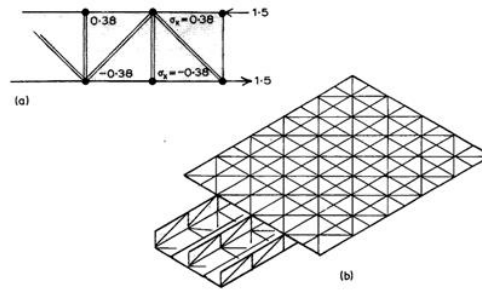


Figure 2.11 : (a) Contraintes non précises d'un maillage très grossier et (b) maillage grossier d'un pont caisson

#### 2.4.1.2. Éléments plaque tridimensionnelles:

Une analyse détaillée d'un pont à poutre ou un pont caisson exige une analyse tridimensionnelle. Il est généralement possible de supposer que le comportement des dalles et des ailes est celui des plaques minces, ceux-ci doivent être arrangés dans un assemblage tridimensionnel comme montré dans la figure suivante.

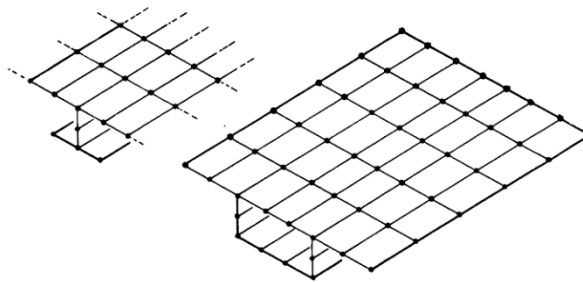


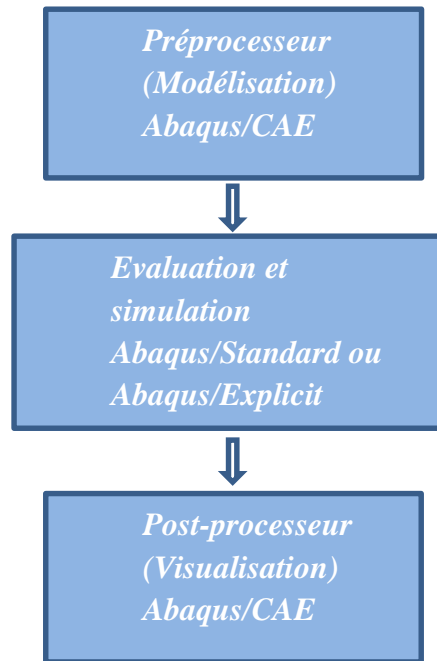
Figure 2.12 : Structures tridimensionnelles composées d'éléments plaque

#### 2.4.2. Aperçu sur l'outil numérique utilisé « Abaqus » :

Simulia Abaqus v6.11-3 est une suite de programmes de simulations, basé sur la méthode des éléments finis, qui peuvent résoudre des problèmes allant d'une simple analyse linéaire jusqu'aux simulations non linéaires les plus difficiles. Abaqus contient une vaste bibliothèque d'éléments qui peuvent modéliser pratiquement n'importe quelle géométrie [3].

Il se présente en deux principaux produits Abaqus/Standard et Abaqus/Explicit. Le premier est un produit d'analyse à des usages généraux qui peuvent résoudre une large gamme de problèmes linéaires et non linéaires impliquant la réponse statique, dynamique, thermique et électrique des composants. Abaqus/Standard résout un système d'équations implicitement à chaque solution "incrément". En revanche, Abaqus/Explicit se concentre à

l'analyse du temps à travers des petits incréments de temps sans résoudre un système couplé d'équations à chaque incrément (ou même sans former une matrice de rigidité globale). La Figure 2.13 montre les produits Abaqus et leur ordre d'exécution lors d'une analyse [3].



**Figure 2.13** : Produits Abaqus FEA et leur ordre d'exécution lors d'une analyse

# 3

---

## **Raidissement des bords dans les tabliers des ponts**

### **3.1. Introduction :**

Le raidissement des bords se présente dans plusieurs types de structures en plaque dans les constructions et les ouvrages d'arts et peut affecter de façon significative la distribution des charges et le comportement structural. Dans ce qui suit, seront présentées quelques notions théoriques du comportement des structures plaques avec la présence du raidissement aux bords.

### 3.2. Méthode simplifiée pour les porte-à-faux avec et sans raidissement :

Les dalles en béton des tabliers des ponts à poutres sont habituellement projetées transversalement au-delà des poutres extérieures. Ces projections, qui sont fournies pour des raisons d'économie et d'esthétique, désigné ici sous le nom des dalles en porte-à-faux ou dalles en encorbellement.

Les effets induits par des charges sur les parties en porte-à-faux sont censés répondre à un comportement purement flexionnel, ces effets flexionnels ne sont pas limités seulement aux porte-à-faux, mais s'étendent également aux panneaux internes de la dalle du tablier. On s'intéresse dans ce qui suit à l'analyse flexionnelle des effets induits dans la dalle par des charges appliquées en porte-à-faux.

#### 3.2.1. Définitions:

La terminologie et la géométrie utilisées dans ce qui suit sont définies à l'aide de la Figure 3.1.

##### 3.2.1.1. Définitions:

- Racine du porte-à-faux :

L'appui sur lequel est supporté le porte-à-faux qui fournit une certaine flexibilité rotationnelle et verticale, désigné généralement sous le nom de la racine du porte-à-faux; ces appuis peuvent individuellement être rigide ou semi-rigide.

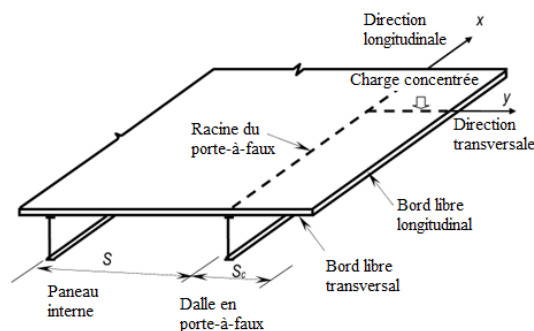


Figure 3.1 : Illustration des notations

- Directions :

Il est usuel dans l'analyse des ponts de considérer la direction longitudinale comme la direction du trafic sur le pont, qui est habituellement parallèle aux axes des poutres. En

conséquence, les directions parallèles et perpendiculaires à la racine sont prises comme longitudinale et transversale, respectivement comme illustré dans la Figure 3.1.

- Bords libres :

Les bords libres d'un porte-à-faux parallèle et perpendiculaire à la racine sont désignés comme bords libres longitudinaux et transversaux, respectivement.

- Portée en porte-à-faux :

La distance transversale entre le bord libre longitudinal et la racine est la portée en porte-à-faux. Suivant les indications de la Figure 3.1, cette portée est notée  $Sc$ .

- Intensités des moments et des efforts tranchants :

Il est usuel dans l'analyse des dalles de se rapporter aux moments et aux efforts tranchants de la base unité par longueur, ces quantités s'appellent les intensités de moment et intensités d'efforts tranchants et elles ont les unités force-longueur/longueur et force/longueur, respectivement. Les intensités de moment agissant le long des directions  $x$  et  $y$  sont désignées comme  $M_x$  et  $M_y$ , respectivement. Porte-à-faux de longueur infinie :

Quand les bords libres transversaux d'un porte-à-faux sont si éloignés de la charge concentrée appliquée que les effets résultants de la charge à leur proximité sont négligeables, la dalle en porte-à-faux est considérée comme étant d'une longueur infinie. Par exemple, dans une dalle en porte-à-faux non rigidifiée avec sa racine encastré, les intensités du moment et de l'effort tranchant sont négligeables à une distance  $3Sc$  mesurée longitudinalement de la charge concentrée appliquée. Ainsi, une dalle peut être considérée comme étant de longueur infinie si ses bords libres transversaux sont au moins à une distance  $3Sc$  de la charge la plus proche. Le raidissement du bord et la flexibilité de l'appui à la racine vont causer aux distributions longitudinales des effets de la charge à devenir moins pointues. A cause de ces deux facteurs, l'influence d'une charge concentrée peut se prolonger au-delà d'une distance longitudinale  $3Sc$  de la charge. Clairement, dans ces cas-ci les bords libres transversaux doivent être encore plus loin de la charge la plus proche pour que la dalle puisse être considérée de longueur infinie.

- Porte-à-faux de longueur semi-infinie :

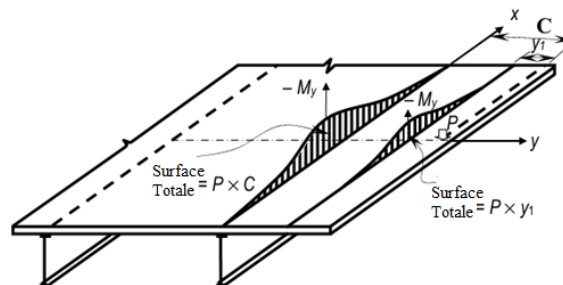
Une dalle en porte-à-faux est considérée comme étant de longueur semi-infinie quand un de ses deux bords libres transversaux est assez proche de la charge appliquée pour qu'il y ait une influence sur la distribution des charges.

- Panneau interne :

Les effets dus aux charges appliquées sur le porte-à-faux ne concernent pas uniquement ce dernier, mais sont également induits dans les parties internes de la dalle. Ces effets dus aux charges sont significatives seulement dans le panneau adjacent au porte-à-faux qu'on appelle panneau interne. Un panneau interne est défini comme étant la partie de la dalle, qui se trouve entre la poutre extérieure et celle immédiatement adjacente.

### 3.2.1.2. Comportement mécanique:

Avant d'effectuer l'étude d'une structure, l'ingénieur doit avoir une idée claire de la façon par laquelle les charges sont transmises dans la structure. La connaissance du comportement structural est nécessaire non seulement pour permettre à l'ingénieur d'obtenir des informations importantes de l'analyse, mais de lui permettre également de vérifier que les résultats obtenus, particulièrement s'ils sont assistés par ordinateur, sont dans la marge prévue



**Figure 3.2 :** Distribution en porte-à-faux des moments transversaux due à une charge concentrée

La Figure 3.2 montre un porte-à-faux soumis à une charge concentrée et les distributions de l'intensité en porte-à-faux du moment  $My$  à deux sections longitudinales, une à la racine et l'autre entre la charge et la racine. L'allure de la distribution des  $My$  sont semblables aux deux sections. L'intensité des moments chute rapidement et tend vers zéro en s'éloignant du centre.

L'allure de la distribution du  $My$  le long d'une section longitudinale est affectée par quelques facteurs, et par conséquent la valeur de l'intensité maximale du moment en porte-à-faux. De ces facteurs on peut citer :

- Raidissement des bords :

Il est intuitivement évident que le raidissement du bord longitudinal, mène à écarter l'effet des charges concentrées dans la direction longitudinale, ce qui aiderait à améliorer la distribution du  $M_y$ , c.-à-d. réduire son intensité maximale. Comme est exigé par l'équilibre statique global, la réduction de la valeur max de  $M_y$  mène à le faire augmenter ailleurs. Cette observation est importante, puisque dans le cas des charges concentrées multiples, le raidissement du bord peut ne pas réduire la valeur max de  $M_y$  autant qu'il fait dans le cas d'une charge concentrée simple.

- Flexibilité de l'appui à la déformation verticale et à la rotation :

Une augmentation de la flexibilité de l'appui à la déformation verticale au niveau de la racine a l'effet d'améliorer la distribution du  $M_y$ . On note, cependant, que dans la plupart des ponts route, les poutres offrent un appui assez rigide même près de la mi-portée qu'il n'affecte pas de manière significative les valeurs de  $M_y$ .

Contrairement à la flexibilité verticale, la flexibilité à la rotation a un effet significatif sur la distribution du  $M_y$  et ne devrait pas donc être négligée dans l'analyse. Par exemple, la valeur max de  $M_y$  due à une charge concentrée simple sur le porte-à-faux d'un pont ayant un espacement entre les poutres égal à 2.5 fois la portée du porte-à-faux serait surestimée de 40% selon la référence [4] si le porte-à-faux était analysé en considérant à la racine un appui infiniment rigide en rotation.

### 3.2.1.3. Développement récent :

Une méthode simplifiée a été proposée par Bakht et Holland cité par [4] pour déterminer l'intensité du moment en porte-à-faux  $M_y$  dans la dalle en porte-à-faux de longueur infinie soumise à une charge concentré  $P$ . Selon cette méthode :

$$M_y = \frac{PA'}{\pi} \frac{1}{\cosh\left(\frac{A'x}{C-y}\right)} \quad 3.1)$$

Où  $A'$  est un coefficient dont les valeurs dépendent de la position de la charge et le point de référence par rapport à la racine du porte-à-faux et toute autre notation comme indiqué sur la Figure 3.3. Des abaques ont été donnés par Bakht et Hollande [3] (1976) pour

les valeurs de  $A'$  pour différentes positions de la charge et du point de référence dans les dalle en porte-à-faux à une épaisseur linéairement variable d'un rapport  $t_2/t_1$  de 1.0, 0.5 et 0.33, où  $t_1$  et  $t_2$  représentent les épaisseurs à la racine et au bord, respectivement, comme montré dans la Figure 3.3.

La méthode notée ci-dessus est pour l'analyse des dalles en porte-à-faux sans raidissement de bord. Bakht (1981) cité dans la référence [3] a montré que l'équation (3.1) s'applique également aux dalles à bord raidis pour lesquelles différentes valeurs du coefficient  $A'$  sont exigées selon le rapport de la rigidité en flexion de la dalle en porte-à-faux et la poutre de raidissement.

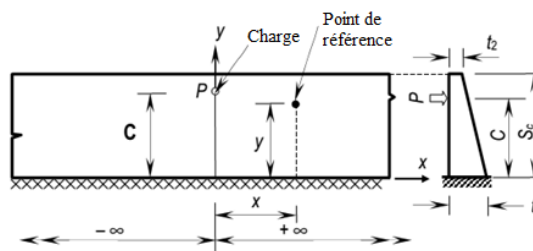


Figure 3.3 : Illustration de la notation utilisée

- Equation algébrique :

Jaeger et Bakht (1990) cité par [3] ont prouvé qu'il peut parfois être préférable que le cosinus hyperbolique ( $\cosh$ ) de l'équation (3.1) soit remplacé par une fonction algébrique, de sorte que  $My$  prend la forme suivante :

$$My = -\frac{2PB}{\pi} \frac{(C-y)^4}{\left[ (C-y)^2 + (Bx)^2 \right]^2} \quad (3.2)$$

Les équations (3.1) et (3.2) donnent pratiquement les mêmes résultats. En termes de précision, aucune de ces deux équations n'est préférable sur l'autre. Cependant, que quelques ingénieurs pourraient préférer l'équation (3.2) en raison de pouvoir se rapporter plus aisément à sa fonction algébrique. Les deux équations (3.1) et (3.2) satisfont les trois conditions importantes discutées plus tôt : (a) à toute section longitudinale, l'intégration de  $My$  de  $x = -\infty$  à  $x = \infty$  est égal au moment négatif total appliqué, (b) la valeur max de  $My$  est maximum en  $x = 0$ , et (c)  $My = 0$  en  $x = \infty$ .

- Dalles en porte-à-faux aux bords raidi :

Bakht (1981), et plus tard Tadros et autres (1994), cité par [3] ont confirmé que les équations (3.1), (3.2), s'appliquent également aux dalles en porte-à-faux avec des bords raidis à condition que les charges appliquées au porte-à-faux soient au moins loin de  $3 \times S_c$  à partir de n'importe quel bord libre transversal [3]; cependant, les valeurs du coefficient  $B$  dépendent du rapport de la rigidité flexionnelle du raidissement et de celle de la dalle en porte-à-faux. Tadros et autres (1994) cité par [3] ont fait une analyse plus simple des dalles en porte-à-faux avec bord longitudinal raidi et le panneau interne en montrant que l'augmentation de la rigidité de flexion du bord raidissant au-delà d'une certaine limite a peu d'effet sur la distribution des moments négatifs transversaux dans la dalle en porte-à-faux et le panneau interne. Heureusement, cette limite de la rigidité flexionnelle correspond aux barrières en béton généralement utilisées dans tabliers des ponts, généralement désignés sous le nom des barrières de « New Jersey » [3], et sont d'environ 1.4 m de hauteur ; à la base, ils font presque 430 millimètres de large, et au sommet presque 180 millimètres.

### **3.3. Influence de la géométrie du porte-à-faux sur le diagramme du moment :**

La répartition transversale des charges concentrées sur les parties en encorbellement dépend largement de leur forme géométrique [4], Figure 3.4.

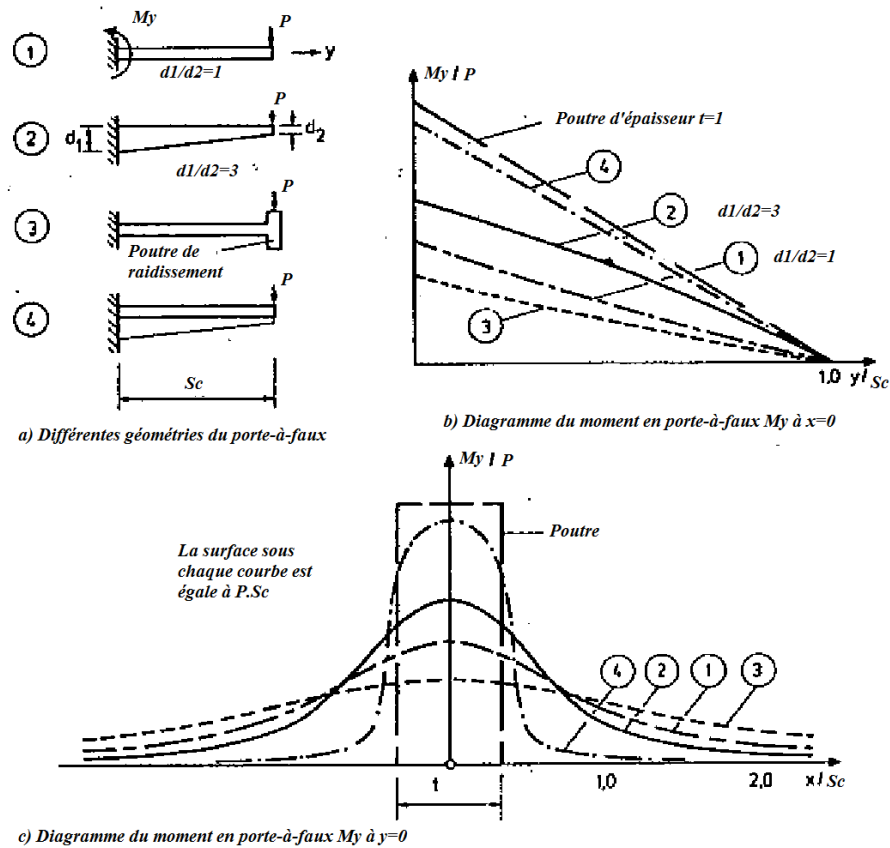
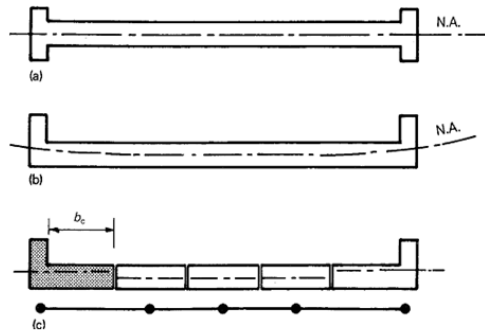


Figure 3.4 : Influence de la géométrie du porte-à-faux sur le diagramme des moments

### 3.4. Influence du raidissement sur la position de l'axe neutre :

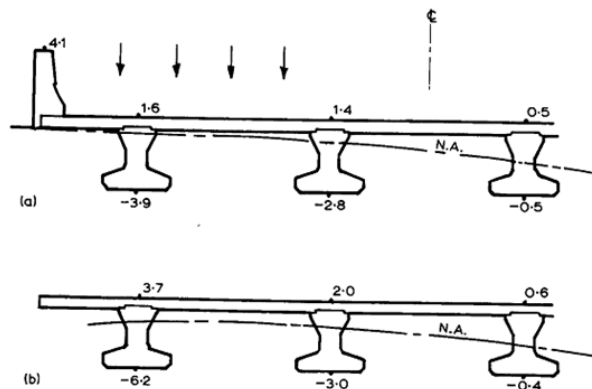
La Figure 3.5 montre une dalle avec le bord raidi par des poutres dont les axes neutres coïncident avec de plan moyen de la dalle [5]. Les inerties de telles poutres sont calculées par rapport au plan moyen de la dalle. Un raidissement des bords amélioré est obtenu si les poutres n'ont pas leurs centres de surface sur le plan moyen de la dalle comme montré dans (b) dans ce cas-là les poutres agissent comme une poutre en L [5]. A l'action d'une flexion, l'axe neutre demeure près du plan moyen de la dalle dans la région centrale et monte en rapprochant des bords.



**Figure 3.5 :** Raidissement d'une dalle ; centre de gravité de la poutre de raidissement situé (a) dans le plan moyen (b) au-dessus du plan moyen et (c) sections pour le grillage

- Cas des poutres de parapet (barrières) dans les ponts à poutres :

Les caractéristiques de la répartition des charges d'un pont à poutre peuvent être considérablement améliorées dans le cas où les barrières sont incorporées dans la structure. La Figure 3.6 (a) et (b) montre les contraintes de flexion calculées avec et sans la prise en compte des barrières qui supportent des charges près des bords raidis [5]. Il est évident quand la barrière attire des contraintes de compression, les contraintes dans la poutre principale de rive deviennent beaucoup plus petites que celles dans la dalle sans raidissement structural [5]. La barrière agit donc avec la poutre principale de rive, comme montré dans la Figure 3.7.



**Figure 3.6 :** Contraintes de flexion dans un pont à poutres (a) avec et (b) sans parapet de structure

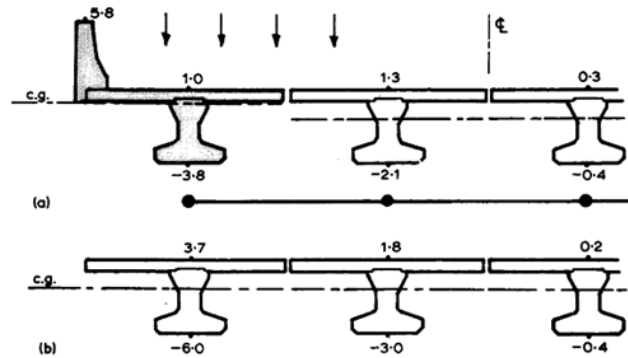


Figure 3.7 : Contraintes de flexion prédites par grillage

### 3.5. Solution analytique du raidissement pour la méthode des coefficients de distribution :

Considérons un pont dans lequel la rigidité des poutres de rive diffère de celle des poutres médianes d'après la Figure 3.8, dont la portée est  $l$ , la largeur de la partie de rigidité uniformément répartie (c'est-à-dire sans poutres de rive)  $2b$ , la rigidité dans le sens longitudinal par unité de largeur  $\rho_p$ , la rigidité dans le sens transversal par unité de longueur  $\rho_E$ , le moment d'inertie de la poutre de rive  $\bar{I}_L = rI_p$  et la rigidité à la torsion de la poutre de rive  $\bar{J}_p$ . Considérons de plus que le chargement est dû, par exemple, à quatre charges  $P$  égales.

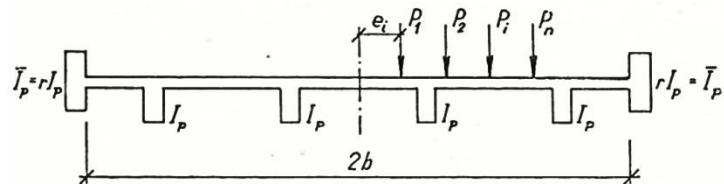


Figure 3.8

Séparons les poutres de rive de la partie restante du pont et remplaçons l'interaction des deux parties l'une sur l'autre par des efforts de cisaillement et des moments représentés à la Figure 3.9. Le pont peut être calculé à l'aide des expressions données par les formules retrouvées dans la référence [1] et à l'aide de forces inconnues  $T_1$ ,  $T_2$  et les moments de rive  $M_1$  et  $M_2$  se détermineront des conditions de compatibilité pour flèches et rotations sur les extrémités  $y = \pm b$ .

Les forces de cisaillement  $T_1$  et  $T_2$  peuvent être considérées comme éléments de charge extérieure appliquée au pont; la flèche au bord  $y = b$  pour toutes les forces appliquées est, dès lors,

$$\bar{\omega}_{y=b} = \frac{l^4}{\pi^4 \rho_p} \frac{p_1}{2b} \sin \frac{\pi x}{l} (K_{e,b}) - \frac{l^4}{\pi^4 \rho_p} \sin \frac{\pi x}{l} \left( \frac{T_1}{2b} K_{b,b} + \frac{T_2}{2b} K_{-b,b} \right) \quad (3.3)$$

où  $p_1$  est l'amplitude du premier terme de la série de Fourier pour la charge appliquée  $P$  suivant les formules 12.1 à 12.6 retrouvées dans la référence [1].

Les moments de rive  $M_1$  et  $M_2$  se décomposeront en éléments symétriques et antisymétriques d'après la Figure 3.10 afin de pouvoir employer, pour les calculs, les formules précitées des coefficients  $\Phi$  et  $\Phi'$ . On pourra, dès lors, exprimer la déformée due à l'influence de moments de rive, par l'expression

$$\bar{\omega}_{y=b} = - \left( \frac{M_1 + M_2}{2} \frac{b^2}{\rho_E} \Phi_b + \frac{M_1 - M_2}{2} \frac{b^2}{\rho_E} \Phi'_b \right) \sin \frac{\pi x}{l} \quad (3.4)$$

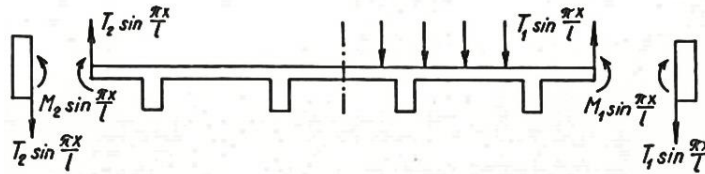


Figure 3.9

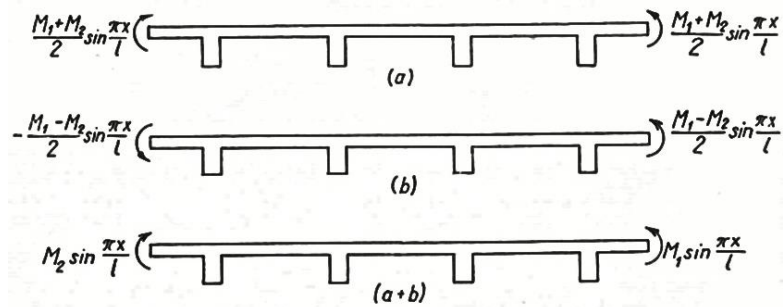


Figure 3.10

La flèche totale donnée par le système d'équations (3.3) et (3.4) doit être égale à la flèche de la poutre de rive  $y = b$  due au chargement  $T_1 \sin \frac{\pi x}{l}$ . On en déduit l'équation

$$\begin{aligned} \frac{l^4}{\pi^4 E \bar{I}_p} T_1 \sin \frac{\pi x}{l} &= \frac{l^4}{\pi^4 \rho_p} \sin \frac{\pi x}{l} \left( \frac{p_1}{2b} K_{e,b} - \frac{T_1}{2b} K_{b,b} - \frac{T_2}{2b} K_{b,b} \right) - \\ &- \frac{b^2}{2\rho_E} \sin \frac{\pi x}{l} [(M_1 + M_2)\phi_b + (M_1 - M_2)\phi'_b] \end{aligned} \quad (3.5)$$

De façon analogue on a, pour  $y = -b$

$$\begin{aligned} \frac{l^4}{\pi^4 E \bar{I}_p} T_2 \sin \frac{\pi x}{l} &= \frac{l^4}{\pi^4 \rho_p} \sin \frac{\pi x}{l} \left( \frac{p_1}{2b} K_{e,-b} - \frac{T_1}{2b} K_{-b,b} - \frac{T_2}{2b} K_{-b,-b} \right) - \\ &- \frac{b^2}{2\rho_E} \sin \frac{\pi x}{l} [(M_1 + M_2)\phi_b + (M_1 - M_2)\phi'_b] \end{aligned} \quad (3.6)$$

La rotation du pont sur le bord  $y = b$  due à la charge verticale et aux moments de rive est

$$\begin{aligned} \left( \frac{\partial \omega_1}{\partial y} \right)_{y=b} &= \frac{l^2}{4\rho_E} \sin \frac{\pi x}{l} [p_1 K'_{e,b} - T_1 K'_{b,b} - T_2 K'_{-b,b}] - \\ &- \frac{b}{2\rho_E} \sin \frac{\pi x}{l} [(M_1 + M_2)\Gamma_b + (M_1 - M_2)\Gamma'_b] \end{aligned} \quad (3.7)$$

L'angle de rotation en un certain point  $x$  de la poutre de rive, causée par le moment de torsion variant dans le sens de la longueur suivant la loi sinusoidale, peut être déterminé par intégration de rotations déduites depuis l'origine jusqu'au point  $x$ . La rotation à la distance  $x$  de l'appui est donc

$$\frac{\int_0^x M_1 \sin \frac{\pi x}{l} dx}{G \bar{J}_p} \quad (3.8)$$

De l'égalité de la rotation du pont sur le bord  $y = b$  et de celle de la poutre de rive, il vient

$$\begin{aligned} \frac{\int_0^x M_1 \sin \frac{\pi x}{l} dx}{G \bar{J}_p} &= \frac{l^2}{4\rho_E} \sin \frac{\pi x}{l} [p_1 K'_{e,b} - T_1 K'_{b,b} - T_2 K'_{-b,b}] - \\ &- \frac{b}{2\rho_E} \sin \frac{\pi x}{l} [(M_1 + M_2)\Gamma_b + (M_1 - M_2)\Gamma'_b] \end{aligned} \quad (3.9)$$

et, de même, pour  $y = -b$

$$\frac{\int_0^x M_2 \sin \frac{\pi x}{l} dx}{G\bar{J}_p} = \frac{l^2}{4\rho_E} \sin \frac{\pi x}{l} [p_1 K'_{e,-b} - T_1 K'_{-b,b} - T_2 K'_{-b,-b}] - \frac{b}{2\rho_E} \sin \frac{\pi x}{l} [(M_1 + M_2)\Gamma_b - (M_1 - M_2)\Gamma'_b] \quad (3.10)$$

Les équations (3.5), (3.6), (3.9) et (3.10) nous permettent de déterminer les valeurs des quantités inconnues  $T_1, T_2, M_1$  et  $M_2$ . Dans ce but il suffit de considérer la section au centre de la portée, c'est-à-dire  $x = \frac{l}{2}$ . Il est avantageux de procéder en déterminant, d'abord les valeurs de  $T_1$  et  $T_2$  et la substitution de  $M_1$  et  $M_2$  se fait dans les équations où les coefficients correspondants sont faibles ( $\leq 1$ ). Ces parties du système donné de la charge extérieure une fois trouvées, on peut déterminer dès lors, par superposition de différents effets en un point quelconque du pont les flèches, moments longitudinaux et transversaux et, en un point quelconque des poutres de rive, les moments fléchissant et de torsion [1].

Les moments fléchissant transversaux seront influencés aussi par les forces naissant le long du bord du pont. Les moments maxima possibles dans une section quelconque naîtront au milieu de la largeur. Ordinairement, la position des charges provoquant le moment transversal maximum n'est pas la même que celle qu'on avait considérée pour déterminer les moments longitudinaux maxima. C'est pourquoi les valeurs de  $T_1$  et  $T_2$  seront, dans ce cas, différentes de celles déterminées antérieurement. Cependant, pour trouver les valeurs nouvelles de  $T_1$  et  $T_2$  il n'est pas nécessaire d'écrire de tout à fait nouvelles équations de compatibilité, vu que se modifieront seulement les coefficients dépendant de  $p$  tandis que les termes comprenant  $T$  et  $M$  resteront exactement les mêmes [1].

Les moments transversaux dus à la charge extérieure utile ainsi que ceux causés par les forces  $T_1$  et  $T_2$  se calculeront à l'aide de coefficients les moments dus aux moments de rive  $M_1$  et  $M_2$  se détermineront à l'aide de courbes d'après les figures 14-3, 14-4, 14-8, 14-9 de la référence [1] pour les coefficients  $\Psi$  et  $\Psi'$ . Le moment total dans une section transversale est donné, dès lors, par la somme de ces différentes parties [1].

Si  $0 < \alpha < 1$ , il est nécessaire d'employer la formule connue d'interpolation

$$M_{y\alpha} = M_{y0} + (M_{y1} - M_{y0})\sqrt{\alpha}$$

Des analyses effectuées, nous avons tiré la conclusion que l'effet d'une variation de la rigidité des poutres de rive sur les moments fléchissant transversaux est très faible et peut, dans les cas courants, être négligé [1]. Dans les cas spéciaux, le projecteur doit juger si l'on pourra négliger cette influence ou non. Les moments dus aux charges  $p$ ,  $T_1$  et  $T_2$  et aux moments  $M_1$  et  $M_2$  augmentent avec  $g$  croissant et c'est pourquoi l'augmentation relative du moment n'est pas pratiquement influencée par les dimensions du plan [1].

### 3.6. Contribution des éléments secondaire de raidissement dans la distribution des charges :

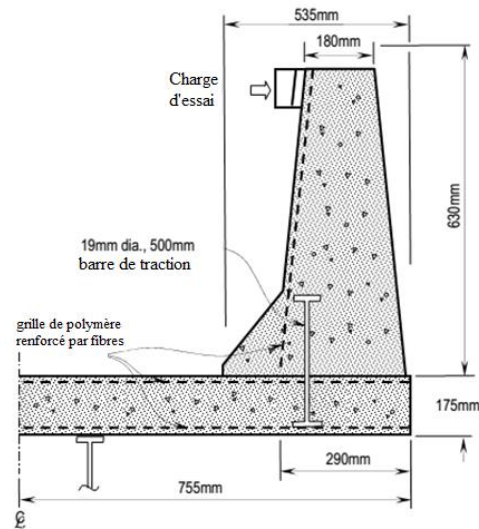
#### 3.6.1. Nouveau type de barrière raccordée à la structure du tablier :

Quand les parties en encorbellement d'une dalle de tablier présente ou pas des barrières en béton, certaines parties sont soumises à des moments négatifs transversaux significatifs. Pour supporter ces moments, la dalle de plate-forme doit contenir une armature de traction. En outre, les armatures de traction est nécessaire également pour solidariser la barrière à la dalle du tablier [3].

Un nouveau type de raccordement entre la barrière et la dalle du tablier a été développé à Ontario, Canada. Un bref détail de ce développement, rapporté par Maheu et Bakht (1994) cité par [3], sont présentés dans ce qui suit.

#### 3.6.2. Système de raccordement :

La section transversale d'une barrière du type « New Jersey », utilisée généralement en Amérique du Nord [3], est montrée dans la Figure 3.11. Les barrières coulées sur place du type New Jersey de sont généralement renforcés par une combinaison d'armatures verticales et horizontales [3].



**Figure 3.11** : Section du modèle testé pour vérifier la validité du raccordement proposé entre barrière et la dalle

Les armatures verticales dans la barrière suivent typiquement le profil bi-planaire de la face de la barrière, et un nombre suffisant d'extension du bas de la barrière dans la dalle du tablier où elles sont attachées aux armatures de la dalle, assurant la continuité flexionnelle entre les deux. Dans les nouvelles constructions, ces barres sont placées dans la dalle du tablier avant qu'elle soit coulée.

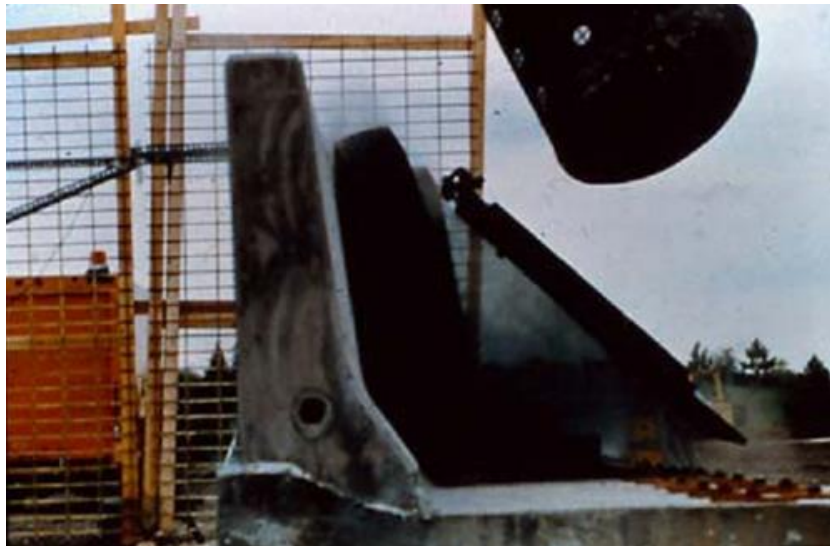
On a postulé que le raccord entre la barrière et la dalle du tablier peuvent être fournis par les barres de traction à deux têtes mises en œuvre comme montré dans la Figure 3.11. Ce raccordement a été prévu pour contraindre la barrière sous les charges horizontales pour se comporter comme un encorbellement avec la racine au niveau de l'extrémité supérieur des barres [3]. Dans ce cas-ci, les armatures de traction pour le mur de barrière au-dessous du niveau de cette racine est nécessaire pour fournir seulement une longueur développée suffisante.

La validité du concept ci-dessus a été établie par un essai sur un modèle réel complet représentant le raccordement de l'encorbellement du tablier et de la barrière. La moitié de la section transversale du modèle est montrée dans la Figure 3.11. Il sera préférable que la barre de traction à deux têtes puisse être faite d'acier inoxydable si on le trouve nécessaire d'avoir seulement des armatures non corrodable dans le tablier [3]. Dans d'autres conceptions, les barres de traction verticales de la Figure 3.11 étaient inclinées pour devenir parallèles à la grille.

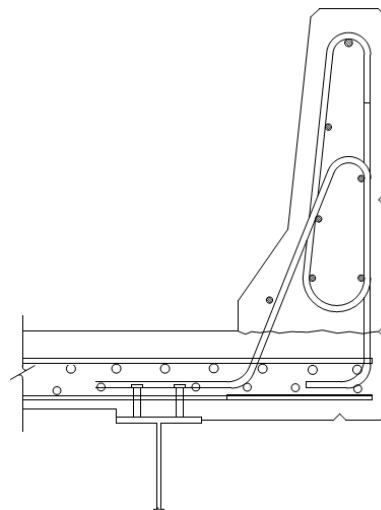
Le modèle d'essai montré dans la Figure 3.11 contient également une grille d'un polymère renforcé par les fibres de carbone (CFRP) comme armature de traction supportant les moments négatifs dans les encorbellements de la dalle et d'un polymère renforcé par les fibres de verre (GFRP) dans les barrières [3].

Comme illustré dans la Figure 3.12, la face supérieure des encorbellements ont été également armée avec des grilles citées ci-dessus. Le modèle réel d'essai pouvait résister sans risque aux charges de calcul majorées confirmant de ce fait la validité du système de raccordement proposé et de l'utilisation des grilles CFRP comme armature de traction [3].

La Figure 3.13 montre un exemple de ferrailage cité par [7]



*Figure 3.12 : Nouveau type de barrière après un test de choc par un pendule lourd*



*Figure 3.13 : Raccordement entre barrière et la dalle*

Partie 3 : Applications et discussion des résultats

# Partie 3

---

**Applications**

**et discussion des résultats**

# 4

---

## Applications et discussion des résultats

### 4.1. Introduction :

Dans cette partie, une série d'applications sera établie, dans le but de montrer l'influence du raidissement sur l'ensemble de la structure d'un pont ou localement sur la distribution des charges dans un porte-à-faux.

### 4.2. Élément choisi :

La bibliothèque d'éléments disponible dans ABAQUS offre une large gamme d'éléments finis qui sont assez efficaces face aux problèmes de précision numérique liés à la

flexion des plaques comme le verrouillage numérique, donc des techniques spéciales ont été développées pour les contrôler. Toutefois, les codes commerciaux peuvent utiliser différentes techniques.

ABAQUS surmonte le problème du blocage numérique en fournissant des éléments à mode incompatible comme le C3D8I et le CPS4I. Ils sont assez précis, et en même temps sensible envers les distorsions.

#### 4.2.1. Plaque rectangulaire élastiquement appuyée sur deux poutres :

On va prendre le cas traité par Timoshenko [6], d'une plaque rectangulaire à deux bords simplement appuyés et deux autres élastiquement appuyés sur deux poutres (rigidifiés), uniformément chargée :

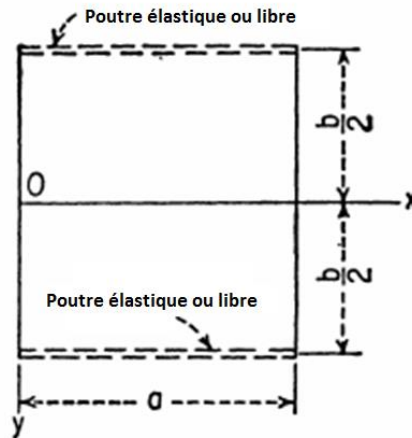


Figure 4.1 : Plaque rectangulaire appuyée élastiquement

Supposant que les poutres résistent à la flexion dans les plans verticaux et non à la torsion, les conditions aux limites sur le bord  $y = b/2$  sont [6] :

$$\left( \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right)_{y=b/2} = 0$$

$$D \left( \frac{\partial^3 \omega}{\partial y^3} + (2-\nu) \frac{\partial^3 \omega}{\partial x^2 \partial y} \right)_{y=b/2} = \left( EI \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} \right)_{y=b/2} \quad (4.1)$$

Où  $EI$  est la rigidité à la flexion des poutres d'appui. On écrit la surface fléchie sous la forme :

$$\omega = \omega_1 + \omega_2 \quad (4.2)$$

$$\text{Où : } \omega_1 = \frac{4qa^4}{\pi^5 D} \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{m^5} \sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right) \quad (4.3)$$

$$\text{Et : } \omega_2 = \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} Y_m \sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right) \quad (4.4)$$

$Y_m$  est donné par [6] :

$$Y_m = \frac{qa^4}{D} \left( A_m \cosh \frac{m\pi y}{a} + B_m \frac{m\pi y}{a} \sinh \frac{m\pi y}{a} \right) \quad (4.5)$$

Les deux constantes  $A_m$ ,  $B_m$  s'obtiennent par les conditions au contour (4.1), en résolvant [6],

En utilisant les notations  $\frac{m\pi b}{2a} = \alpha_m$ ,  $\frac{EI}{aD} = \lambda$  (EI : rigidité flexionnelle de la poutre) on obtient :

$$A_m = \frac{4}{m^5 \pi^5} \frac{\nu(1+\nu) \sinh \alpha_m - \nu(1-\nu) \alpha_m \cosh \alpha_m - m\pi\lambda (2 \cosh \alpha_m + \alpha_m \sinh \alpha_m)}{(3+\nu)(1-\nu) \sinh \alpha_m \cosh \alpha_m - (1-\nu)^2 \alpha_m + 2m\pi\lambda \cosh^2 \alpha_m} \quad (4.6)$$

$$B_m = \frac{4}{m^5 \pi^5} \frac{\nu(1-\nu) \sinh \alpha_m + m\pi\lambda \cosh \alpha_m}{(3+\nu)(1-\nu) \sinh \alpha_m \cosh \alpha_m - (1-\nu)^2 \alpha_m + 2m\pi\lambda \cosh^2 \alpha_m} \quad (4.7)$$

La surface fléchie de la plaque s'obtient en remplaçant les valeurs des constantes dans :

$$\omega = \omega_1 + \omega_2 = \frac{qa^4}{D} \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \left( \frac{4}{\pi^5 m^5} + A_m \cosh \frac{m\pi y}{a} + B_m \frac{m\pi y}{a} \sinh \frac{m\pi y}{a} \right) \sin \frac{m\pi x}{a} \quad (4.8)$$

### Application numérique :

Les propriétés du matériau constitutif sont prises comme:

Module de Young :  $E = 3.45 \times 10^{10} \text{ Pa}$ ,

Coefficient de poisson :  $\nu = 0.2$

Les dimensions de la plaque sont prises :  $a = 10m$ ,  $b = 10m$

Les dimensions de la poutre sont prises :  $h_p = 1m$ ,  $b_p = 0.3m$

La plaque est soumise à un chargement uniformément réparti sur toute la surface de la plaque  $q = 10000 Pa$

On obtient :  $w_{\max} = 7.5878 \times 10^{-3} m$

#### 4.2.2. Application par éléments finis (ABAQUS) :

Une modélisation a été effectuée avec ABAQUS de la même structure traitée dans le paragraphe précédent avec les mêmes conditions aux limites, et soumise au même chargement uniformément réparti sur toute la surface supérieure.

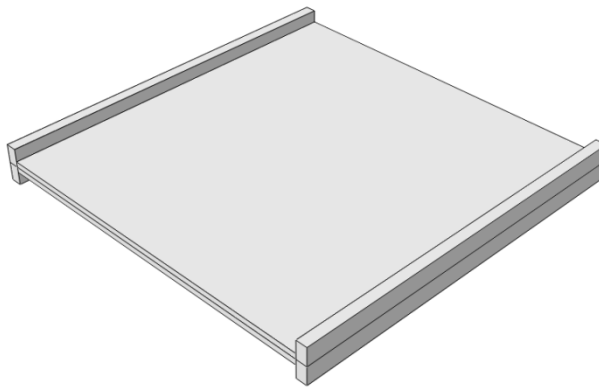


Figure 4.2 : Plaque rectangulaire appuyée élastiquement sur deux poutres

L'élément fini « C3D8I » utilisé fait partie de la famille des éléments aux modes « incompatibles » discutés au paragraphe 4.2.

Pour valider ce choix le maillage a été raffiné en réduisant la taille de l'élément utilisé, et les résultats obtenus sont comparés avec ceux obtenus théoriquement :

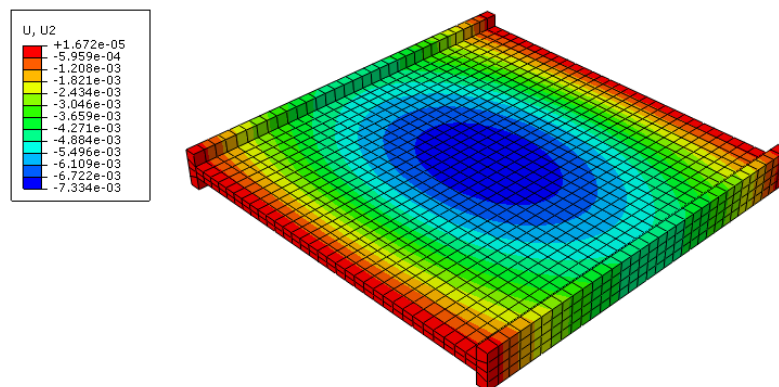


Figure 4.3 : Modélisation par éléments finis

Tableau 4.1 : Flèche maximale au centre de la structure

Abaqus		Théorie
Taille de l'élément	Flèche (m)	Flèche (m)
1	7.109E-03	7.588E-03
0.7	7.230E-03	
0.5	7.295E-03	
0.3	7.334E-03	

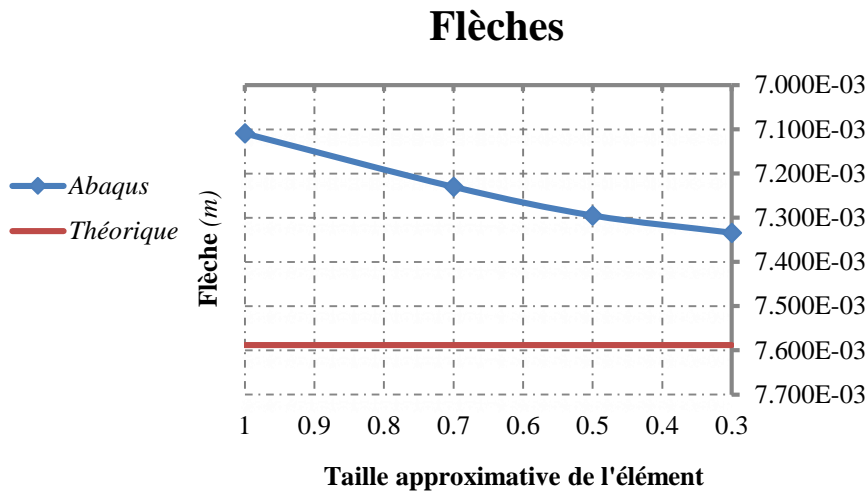


Figure 4.4 : Validation du choix de l'élément avec la solution analytique

Pour le calcul de la flèche, le résultat obtenu par élément fini converge vers la solution analytique avec une erreur de l'ordre de 3.3%.

### 4.3. Console avec raidissement à géométrie variable :

Dans le cas suivant, l'étude concerne un plancher en porte-à-faux encastré avec un raidissement au bord libre, soumis à une charge concentrée au milieu de la surface supérieure du bord raidi et cela pour étudier l'influence de la présence du raidissement sur les résultats des contraintes et des moments à la racine du porte-à-faux.

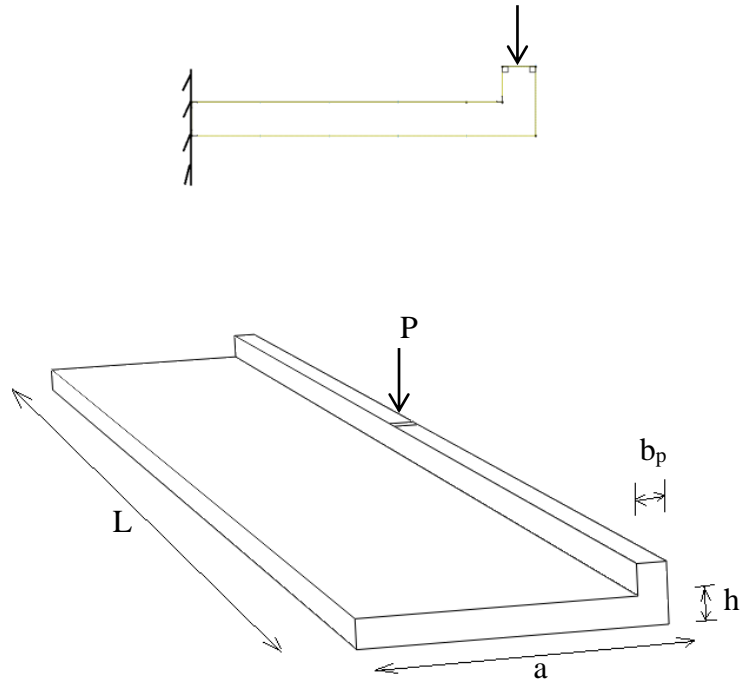


Figure 4.5 : Plancher en porte-à-faux avec raidissement au bord libre

$$a = 2.5m$$

$$L = 20m$$

$$b_p = 0.24m$$

$$h = 0.24m$$

$$P = 864kN$$

Pour étudier l'influence de la hauteur du raidissement, l'analyse a été effectuée en augmentant la hauteur du raidissement. Les résultats obtenus sont comme suit :

Tableau 4.2 : Contraintes maximales au centre de la racine du porte-à-faux

Hauteur du raidissement (m)	Contrainte Max $\sigma_{yy}$ (Pa)	Réduction en %
0.00	4,057E+07	0.00
0,25	3,161E+07	22.08
0,50	2,606E+07	35.76
0.75	2,272E+07	43.99
1.00	2,042E+07	49.66
1,25	1,863E+07	54.07

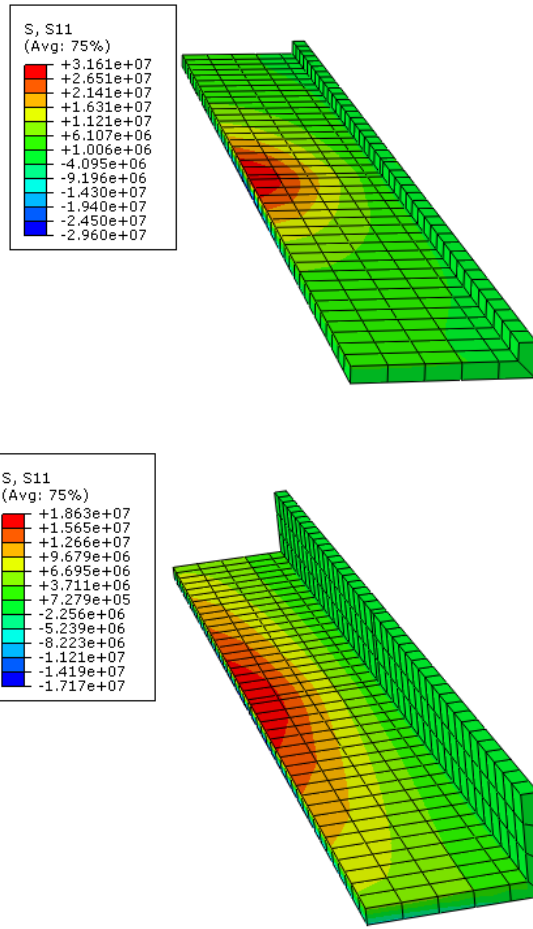


Figure 4.6 : Iso-courbes des contraintes montrent la redistribution des contraintes

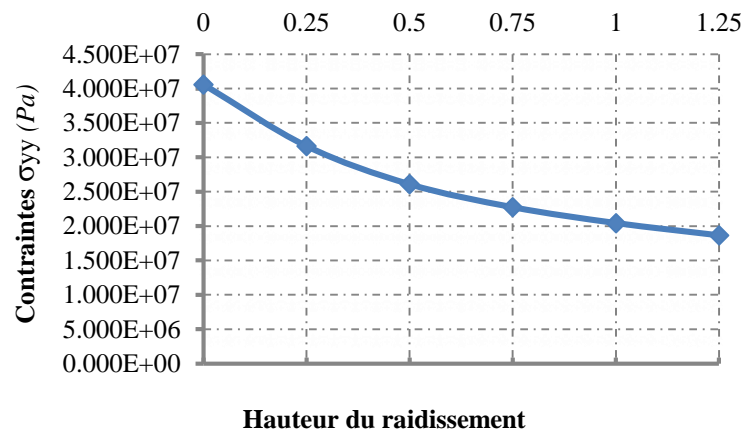


Figure 4.7 : Influence de la hauteur du raidissement sur les résultats des contraintes

Pour ce cas on note qu'il y a une redistribution des contraintes due à l'augmentation de la rigidité flexionnelle du bord libre, et les valeurs des contraintes maximales au milieu de l'encastrement ont diminué.

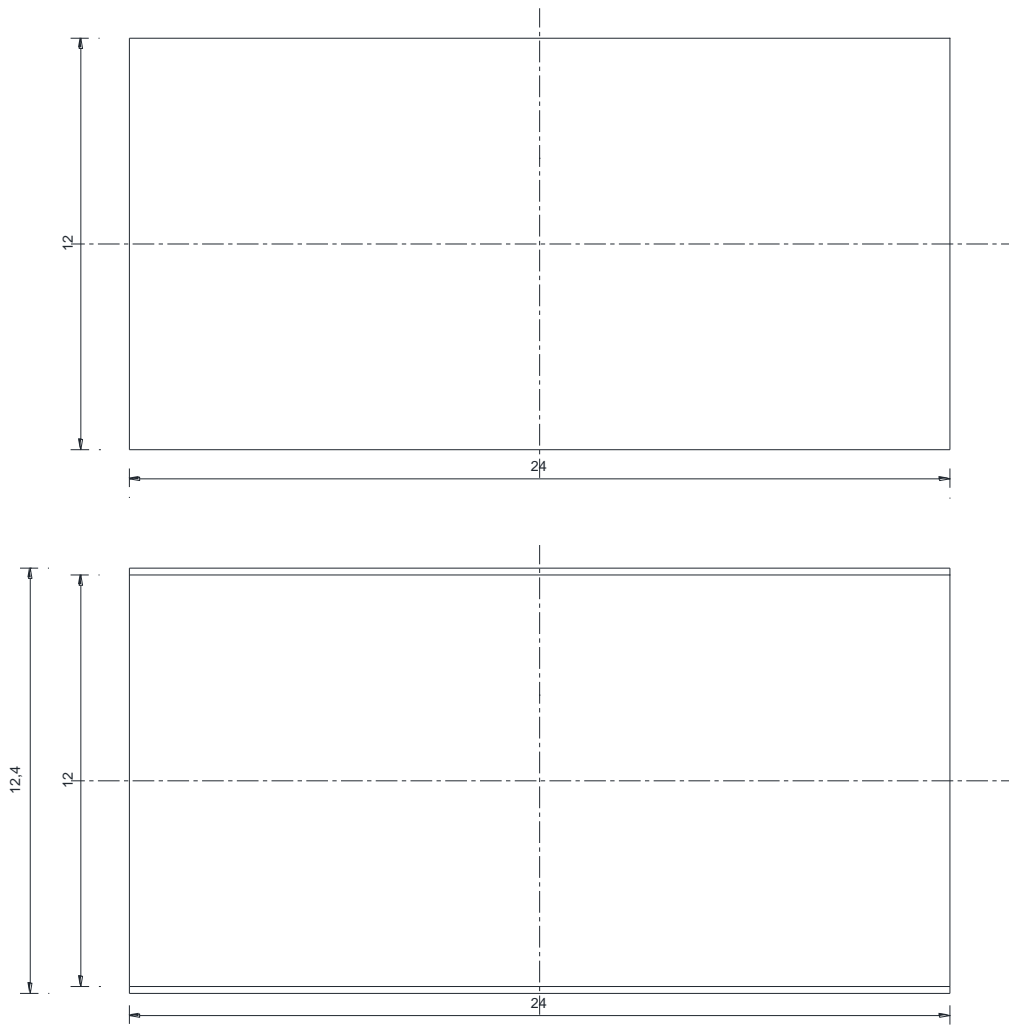
On note aussi que sur la Figure 4.7 l'augmentation de la rigidité de flexion du bord au-delà d'une certaine limite l'effet du raidissement sur la distribution des contraintes diminue. Le même constat a été fait par BAKHT BAIDAR [4]. Ainsi, cette limite de la rigidité flexionnelle correspond aux barrières en béton utilisées dans les tabliers des ponts, généralement désignés sous le nom de barrières de « New Jersey » selon le même auteur.

#### **4.4. Cas d'un pont dalle avec et sans poutre de raidissement aux bords :**

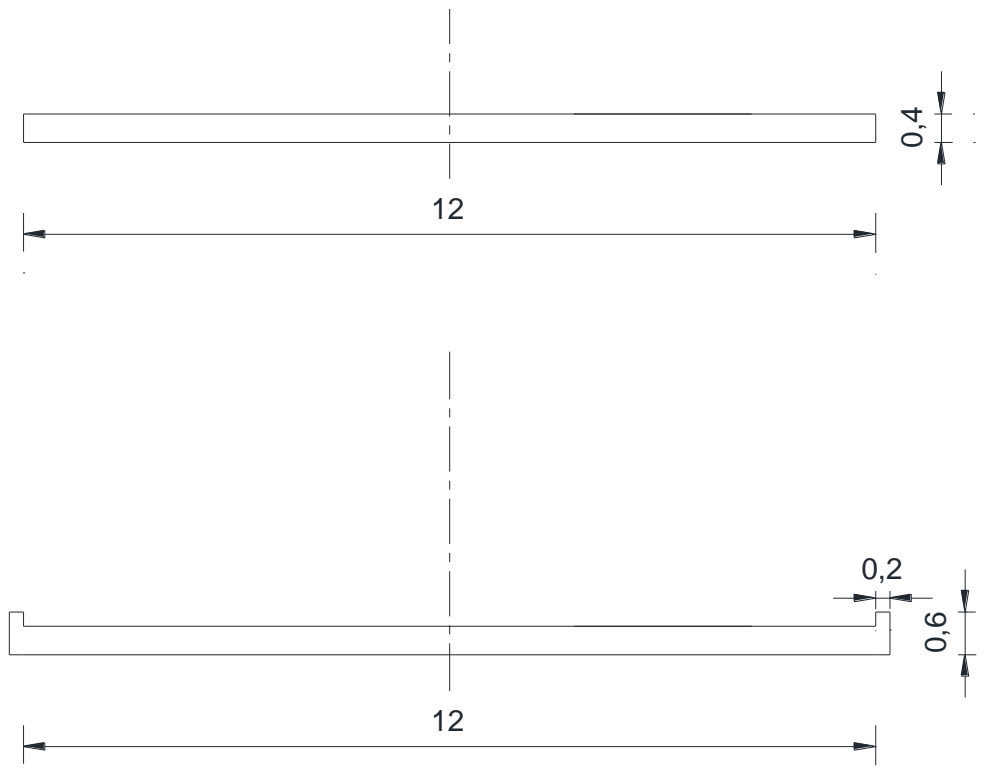
##### **4.4.1. Structures considérées (Cas 1 et 2) :**

Deux ponts dalle à travée simple et à deux voies ont été considérés dans cette étude (Figure 4.8). La travée est de 24m de long et 12m de large, l'épaisseur de la dalle est prise égale à : 0.4m.

Pour le cas 1, le pont est sans raidissement aux bords et pour le cas 2, le pont est pris avec une poutre de raidissement aux bords. La section transversale est montrée sur la Figure 4.9



**Figure 4.8** : Dimensions du tablier avec et sans poutre de raidissement



*Figure 4.9 : Section transversale du tablier (cas 1 et cas 2)*

#### 4.4.2. Chargements :

Le chargement consiste en camions types du système Bc comportant trois essieux, agissant comme des charges concentrées sur le tablier. Le convoi se compose de deux camions par file, disposés comme montré dans la Figure 4.10.

La disposition la plus défavorable est obtenue en se basant sur le théorème de Barré qui postule que le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque ce dernier et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la travée. Pour notre cas la portée du pont est de 24m donc la distance de la résultante du chargement à mi-travée est de 1.725m pour obtenir le moment de flexion le plus défavorable.

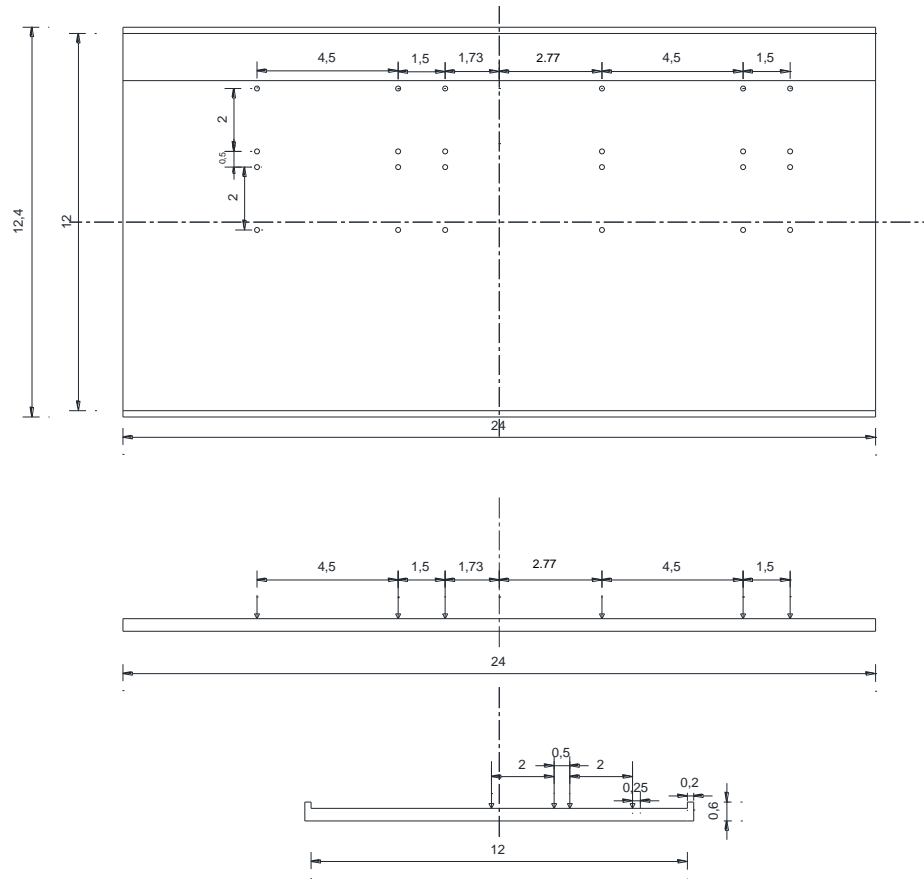


Figure 4.10 : L'arrangement des charges sur le tablier pour le calcul longitudinal

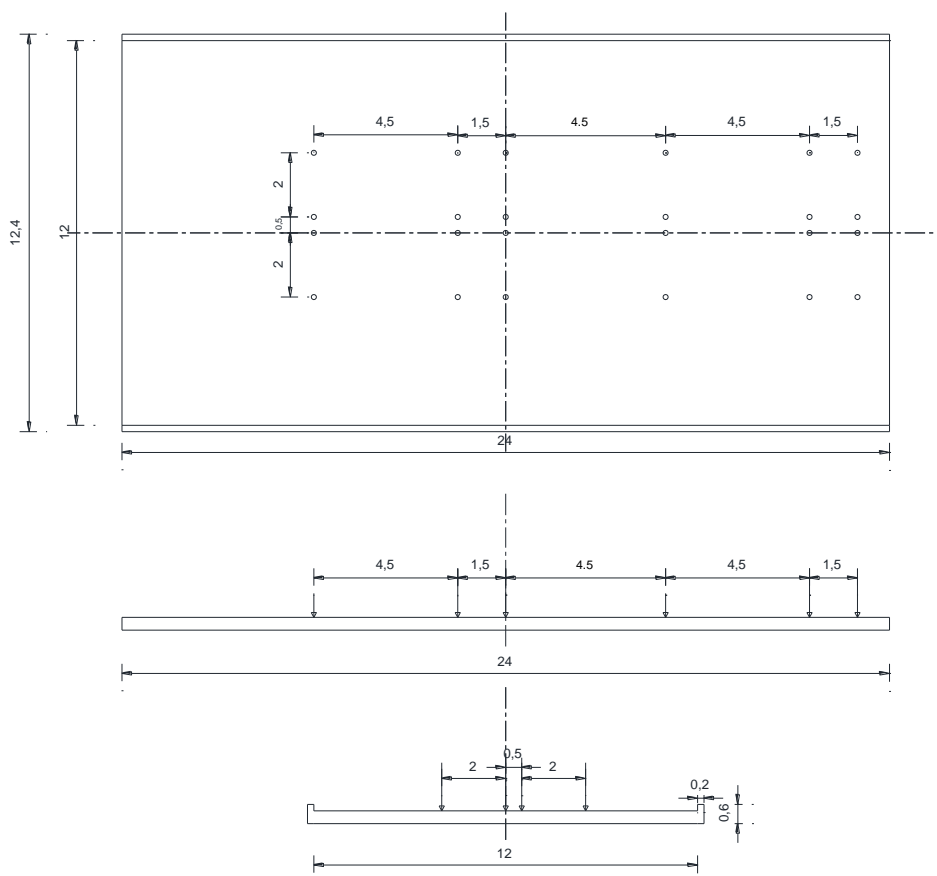


Figure 4.11 : L'arrangement des charges sur le tablier pour le calcul Transversal

#### 4.4.3. Etude par la méthode de distribution transversale (cas 1) :

Le pont va être examiné pour déterminer le moment longitudinal du au chargement des deux files Bc.

Les paramètres (sans dimensions) du pont sans raidissement sont :

- Paramètre de torsion :

Pour le calcul d'un tablier des ponts dalles, on suppose que la dalle est isotrope et par conséquent on prend  $\alpha = 1$ .

- Paramètre d'entretoisement :

$$\theta = \frac{b}{L} = 0.25$$

**Le moment longitudinal  $M_x$  :**

$K$  dépend de :

1. la valeur du paramètre de torsion  $\alpha$

2. la valeur du paramètre d'entretoisement  $\theta$ .
3. l'excentricité de la charge  $e$ .
4. l'ordonnée de la position considérée  $y$ .

Tableau 4.3 : Coefficients de répartition transversale  $K$  pour  $\theta=0.25$  et  $\alpha=1$ 

$\theta = 0.25$	$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$								
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0b	b/4	b/2	3b/4	b
0b	0,9812	0,9912	1,0012	1,0095	1,0133	1,0095	1,0012	0,9912	0,9812
b/4	0,9156	0,9382	0,9619	0,9862	1,0095	1,0287	1,0407	1,0484	1,0546
b/2	0,8569	0,8899	0,9246	0,9619	1,0012	1,0407	1,0773	1,1079	1,1354
3b/4	0,8038	0,8456	0,8899	0,9382	0,9912	1,0484	1,1079	1,1669	1,2225
b	0,7539	0,8038	0,8569	0,9156	0,9812	1,0546	1,1354	1,2225	1,3133

$$K_\alpha = (K_0 - K_1)\sqrt{\alpha} + K_0$$

$$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$$

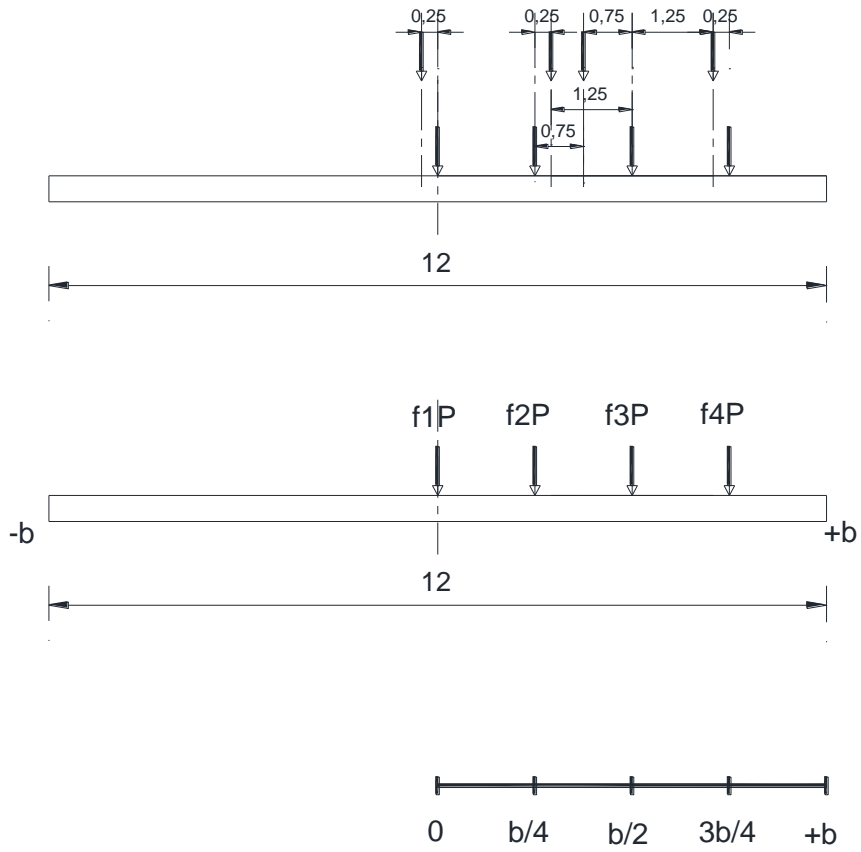
Le moment total est donné par :

$$M_T = P \left( 1.25 \cdot L + \frac{14.878}{L} - 13.125 \right)$$

On obtient :  $M_T = 2099.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\text{Donc } M_{x,moy} = \frac{M_T}{12}$$

$$M_{x,moy} = 174.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Position transversal de 2BC :

Tableau 4.4 : Position transversal de 2BC

f1P	f2P	f3P	f4P
0.833P	0.833P +	0.166P +	0.833P
0.833P	0.5P	0.5P +	0.833P
0.833P	1.33P	0.166P	0.833P
0.833P	1.33P	0.833P	0.833P

Positions des charges statiquement équivalentes :

Tableau 4.5 : Positions des charges statiquement équivalentes

Position de la charge		Position de référence								
	x	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0b	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,833	0,8173396	0,8256696	0,8339996	0,8409135	0,8440789	0,8409135	0,8339996	0,8256696	0,8173396
b/4	1,33	1,217748	1,247806	1,279327	1,311646	1,342635	1,368171	1,384131	1,394372	1,402618
3b/4	0,833	0,7137977	0,7412867	0,7701918	0,8012627	0,8339996	0,8669031	0,8973909	0,9228807	0,9457882
b/4	0,833	0,6695654	0,7043848	0,7412867	0,7815206	0,8256696	0,8733172	0,9228807	0,9720277	1,0183425
$\Sigma Kf$		3,4184507	3,5191471	3,6248051	3,7353428	3,8463831	3,9493048	4,0384022	4,11495	4,1840883
Kmoy		0,85461268	0,87978678	0,90620128	0,9338357	0,96159578	0,9873262	1,00960055	1,0287375	1,04602208

Moment max longitudinal :

La valeur de Kmoy max est celle de la position +b, donc :

$$M_{\max} = M_{\text{moy}} \times K_{\max} = 174,95 \times 1,046 = 182,99 \text{ kN.m / ml}$$

#### 4.4.4. Etude par éléments finis :

**Arrangement des charges pour le calcul longitudinal:**

- **Moments longitudinaux du cas 1:**

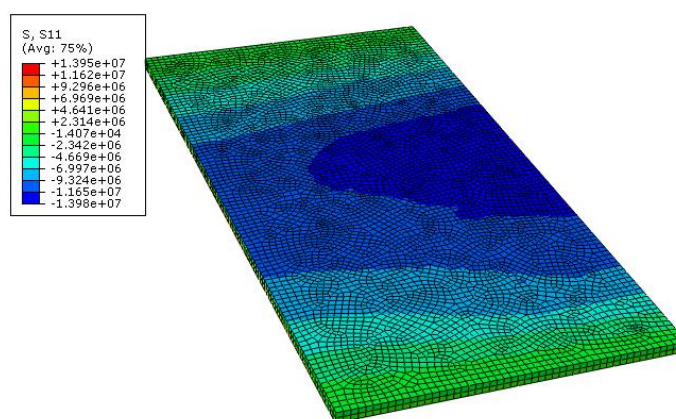


Figure 4.12 : Iso-courbes des contraintes  $\sigma_{xx}$  (cas 1)

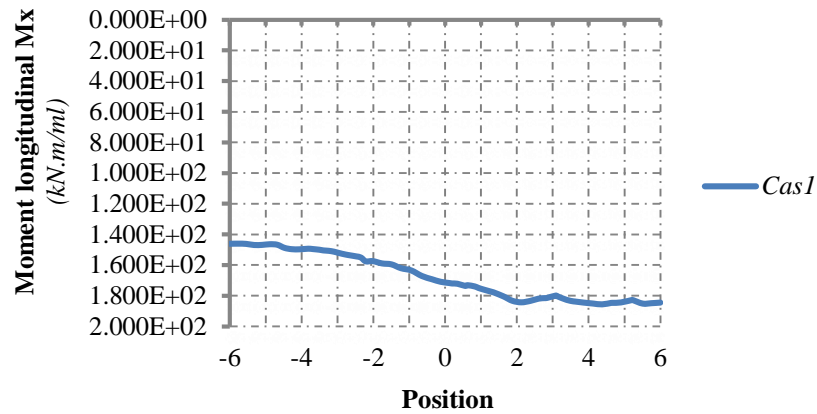


Figure 4.13 : Diagramme des moments longitudinaux (section  $x = -1.725$ ) (cas1)

La Figure 4.12 montre les iso-courbes des contraintes  $\sigma_{xx}$ , et la Figure 4.13 représente les moments longitudinaux obtenus pour la section la plus sollicitée  $x = -1.725m$

On note que le moment max se situe à la position  $y = +4,38m$ , avec une valeur de  $185,66kN \cdot m / ml$ .

- **Moments transversaux du cas 1 :**

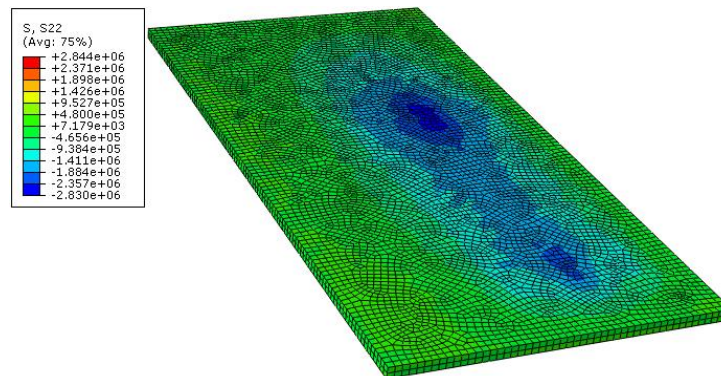


Figure 4.14 : Iso-courbes des contraintes  $\sigma_{yy}$  (cas1)

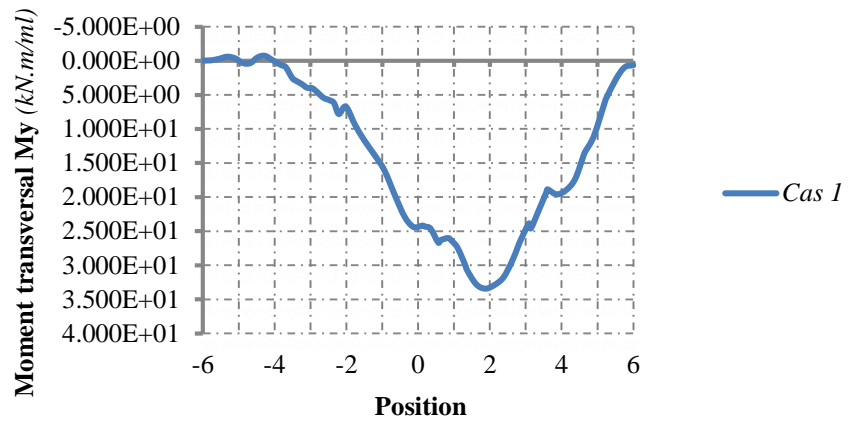


Figure 4.15 : Diagramme des moments transversaux (section  $x=-1.725$ ) (cas1)

La Figure 4.15 montre les iso-courbes des contraintes  $\sigma_{yy}$ , et la Figure 4.16 représente les moments transversaux obtenus pour la section la plus sollicitée  $x = -1.725m$

On note que le moment max se situe à la position  $y = 1,88m$ , avec une valeur de  $33,44kN \cdot m / ml$ .

- Moments longitudinaux du cas 2 :

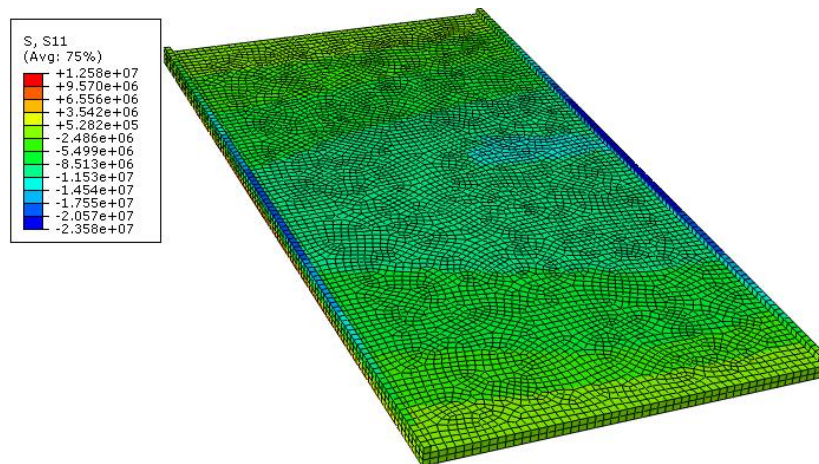


Figure 4.16 : Iso-courbes des contraintes  $\sigma_{xx}$  (cas2)

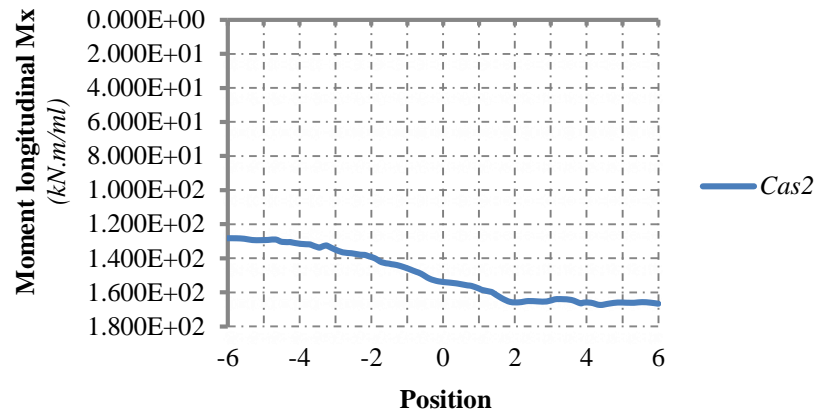


Figure 4.17 : Diagramme des moments longitudinaux (section  $x=-1.725$ ) (cas2)

La Figure 4.16 montre les iso-courbes des contraintes  $\sigma_{xx}$ , et la Figure 4.17 représente les moments longitudinaux obtenus pour la section la plus sollicitée  $x = -1.725m$

On note que le moment max se situe à la position  $y = +4.375m$ , avec une valeur de  $167,328kN \cdot m / ml$ .

- **Moments transversaux du cas 2 :**

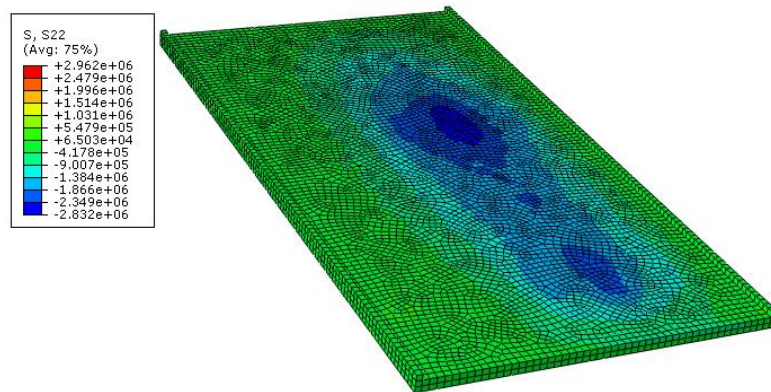


Figure 4.18 : Iso-courbes des contraintes  $\sigma_{yy}$  (cas2)

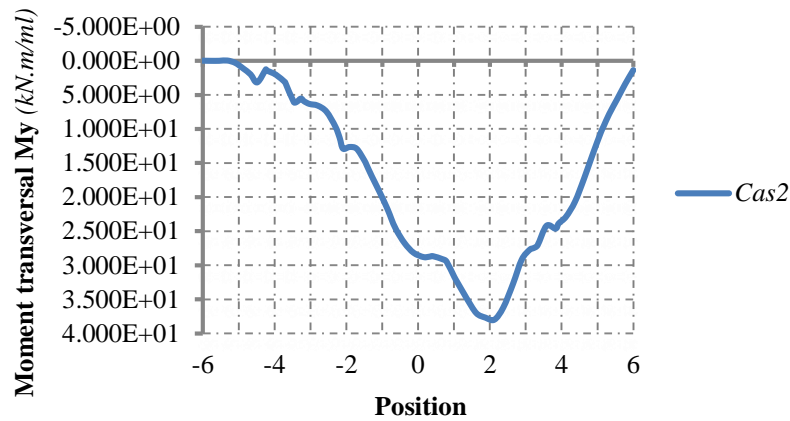


Figure 4.19 : Diagramme des moments transversaux (section  $x=-1.725$ ) (cas2)

La Figure 4.18 montre les iso-courbes des contraintes  $\sigma_{xx}$ , et la Figure 4.19 représente les moments transversaux obtenus pour la section la plus sollicitée  $x = -1.725m$

On note que le moment max se situe à la position  $y = 2,12m$ , avec une valeur de  $38,01kN \cdot m / ml$ .

#### Arrangement des charges pour le calcul Transversal :

##### - Moments longitudinaux du cas 1:

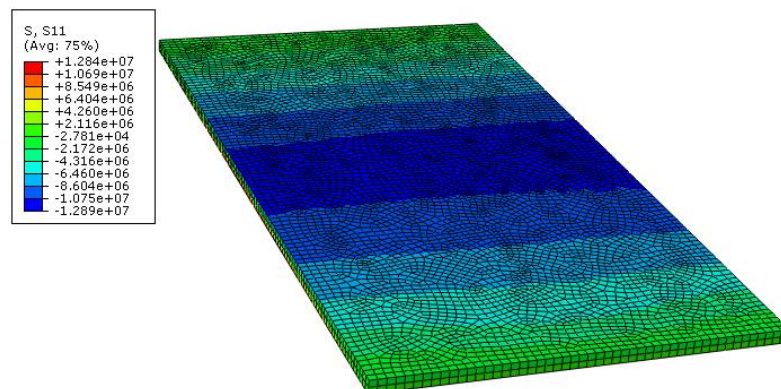


Figure 4.20 : Iso-courbes des contraintes  $\sigma_{xx}$  (cas1)

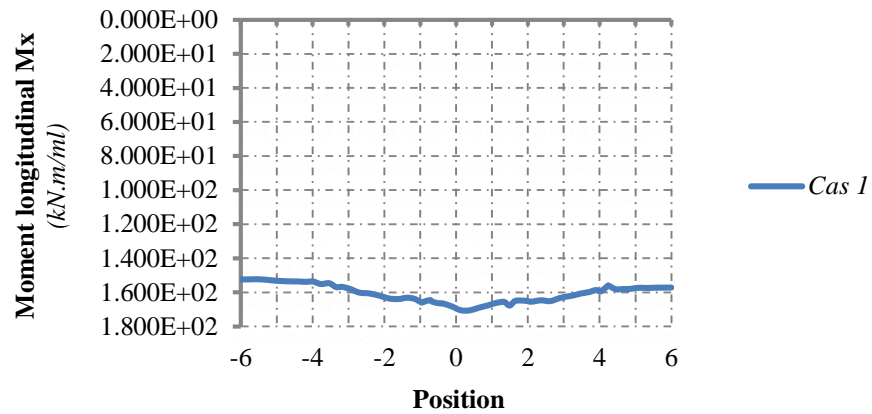


Figure 4.21 : Diagramme des moments longitudinaux (section  $x=0$ ) (cas1)

La Figure 4.20 montre les iso-courbes des contraintes  $\sigma_{xx}$ , et la Figure 4.21 représente les moments longitudinaux obtenus pour la section la plus sollicitée  $x = 0m$

On note que le moment max se situe à la position  $y = 0,37m$ , avec une valeur de  $170,6kN \cdot m / ml$ .

- **Moments transversaux du cas 1 :**

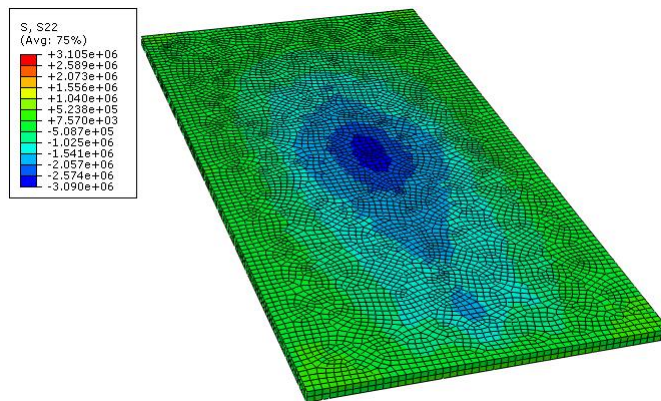


Figure 4.22 : Iso-courbes des contraintes  $\sigma_{yy}$  (cas1)

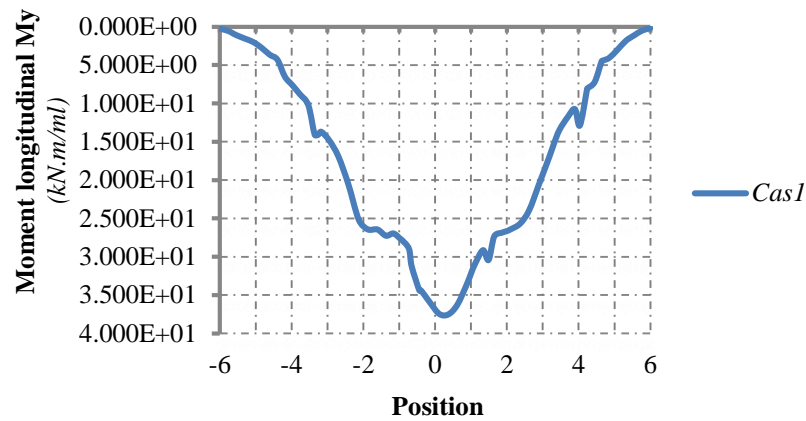


Figure 4.23 : Diagramme des moments transversaux (section  $x=0$ ) (cas1)

La Figure 4.22 montre les iso-courbes des contraintes  $\sigma_{xx}$ , et la Figure 4.23 représente les moments transversaux obtenus pour la section la plus sollicitée  $x = 0m$

On note que le moment max se situe à la position  $y = 0,37m$ , avec une valeur de

$37,51kN \cdot m / ml$ .

### Résultats du cas 2:

#### - Moments longitudinaux du cas 2:

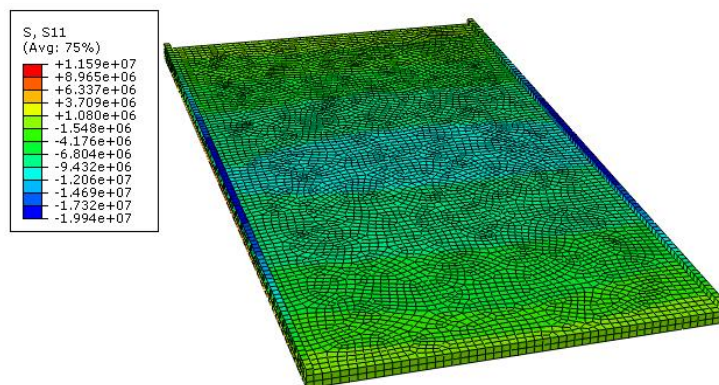


Figure 4.24 : Iso-courbes des contraintes  $\sigma_{xx}$  (cas2)

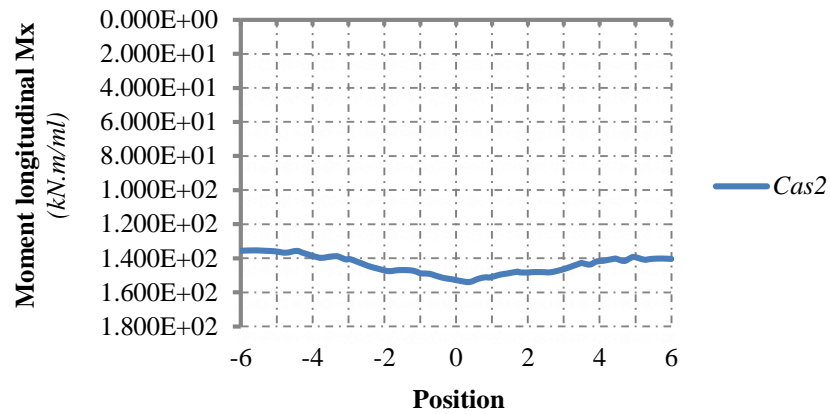


Figure 4.25 : Diagramme des moments longitudinaux (section  $x=0$ ) (cas2)

La Figure 4.24 montre les iso-courbes des contraintes  $\sigma_{xx}$ , et la Figure 4.25 représente les moments longitudinaux obtenus pour la section la plus sollicitée  $x = 0m$

On note que le moment max se situe à la position  $y = 0,375m$ , avec une valeur de  $153,97kN \cdot m / ml$ .

- **Moments transversaux du cas 2 :**

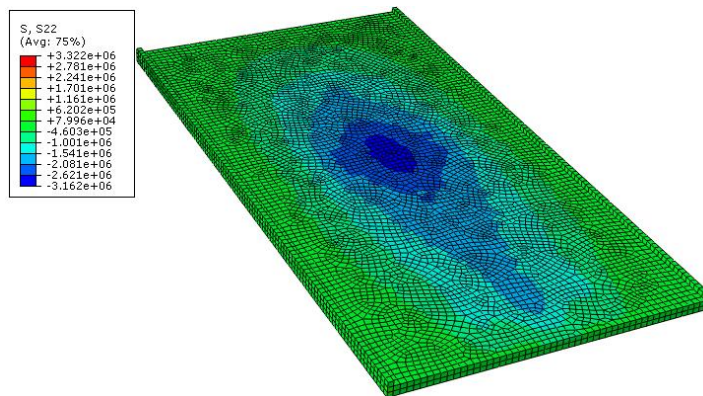


Figure 4.26 : Iso-courbes des contraintes  $\sigma_{yy}$  (cas2)

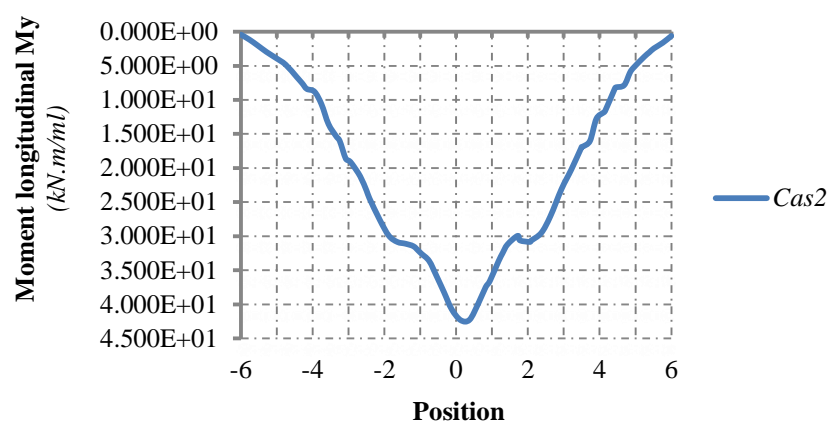


Figure 4.27 : Diagramme des moments transversaux (section  $x=0$ ) (cas2)

La Figure 4.26 montre les iso-courbes des contraintes  $\sigma_{xx}$ , et la Figure 4.27 représente les moments transversaux obtenus pour la section la plus sollicitée  $x = 0m$

On note que le moment max se situe à la position  $y = 0,125m$ , avec une valeur de  $42,32kN \cdot m / ml$ .

#### 4.4.5. Discussion des résultats :

##### Arrangement des charges pour le calcul longitudinal :

Les résultats des moments longitudinaux et transversaux sont résumés dans le Tableau 4.6

Tableau 4.6 : Résultats des moments longitudinaux et transversaux (arrangement pour le calcul longitudinal)

Moment	Cas1	Cas2	Différence %
Longitudinal ( $M_x$ ) ( $kN \cdot m/ml$ )	185,66	167,328	9,87
Transversal ( $M_y$ ) ( $kN \cdot m/ml$ )	33,44	38,01	13,65

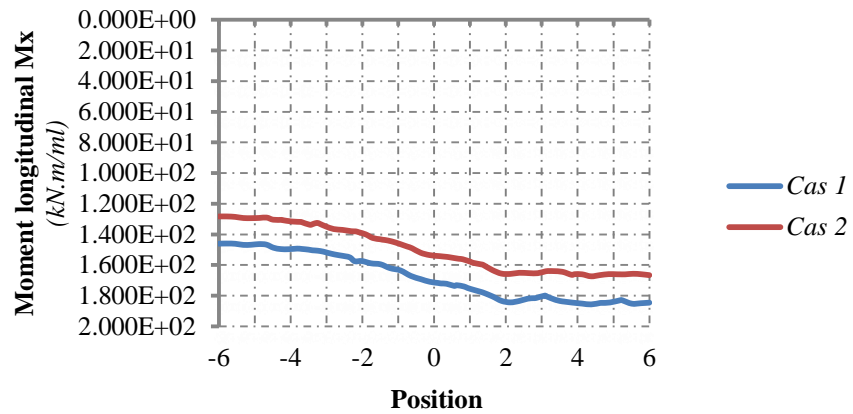


Figure 4.28 : Comparaison entre les diagrammes des moments longitudinaux (section x=-1.725)

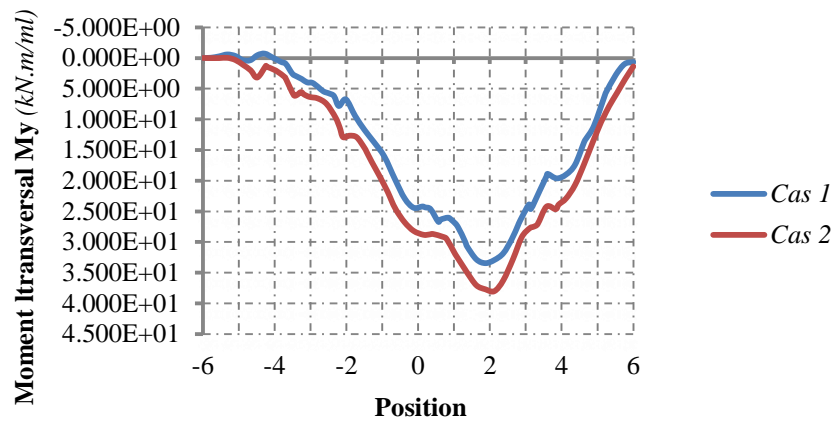


Figure 4.29 : Comparaison entre les diagrammes des moments longitudinaux (section x=-1.725)

**Arrangement des charges pour le calcul transversal :**

Les résultats des moments longitudinaux et transversaux sont résumés dans le Tableau 4.7

Tableau 4.7 : Résultats des moments longitudinaux et transversaux (arrangement pour le calcul transversal)

Moment	Cas1	Cas2	Différence %
Longitudinal (Mx) (kN.m/ml)	170,60	153,97	9,75
Transversal (My) (kN.m/ml)	37,51	42,32	12,80

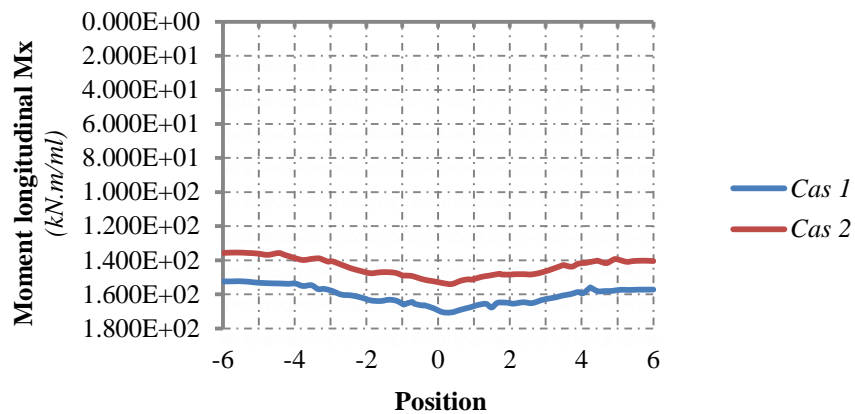


Figure 4.30 : Comparaison entre les diagrammes des moments transversaux (section  $x=0$ )

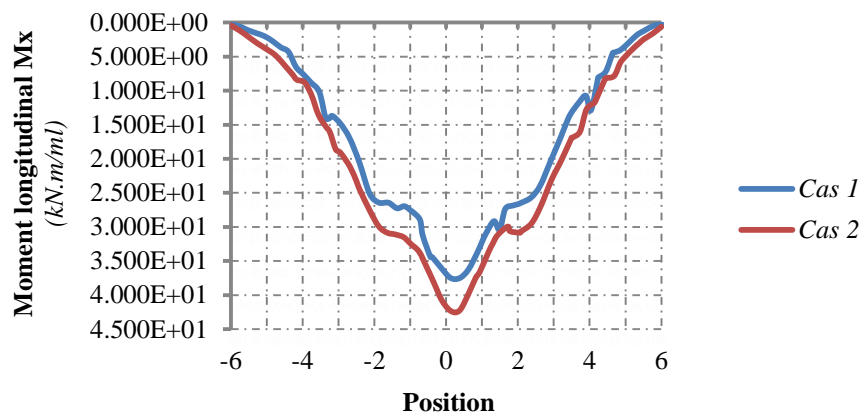


Figure 4.31 : Comparaison entre les diagrammes des moments transversaux (section  $x=0$ )

D'après le Tableau 4.6 et Tableau 4.7, on peut constater pour les deux arrangements des charges que la présence de la poutre de raidissement provoque une réduction du moment longitudinal qui peut atteindre 9.87% par rapport à la structure sans poutre de raidissement et une augmentation du moment transversal qui peut atteindre 13.65%.

#### 4.5. Analyse de l'effet des éléments secondaires sur la distribution des charges :

Les résultats de laboratoire et des essais sur des ponts existants indiquent que les modèles d'analyse traditionnels utilisés pour la conception des ponts ne prévoient pas avec précision le comportement structural [9].

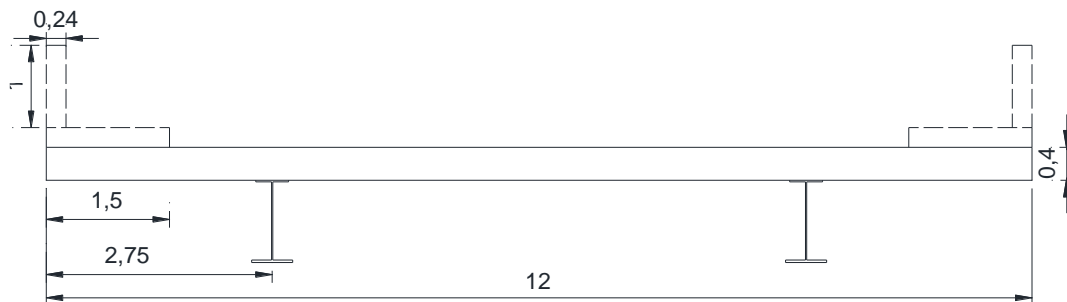
Les écarts entre le comportement réel et celui prévu existent principalement parce que les modèles utilisés pour développer des méthodes d'analyse dans le règlement ne prend pas en compte des dispositifs importants des ponts qui affectent de manière significative la répartition des charges et la capacité structurale. Bien qu'il y ait beaucoup de tels dispositifs, parmi les plus importants est la présence des éléments secondaires ou bien les équipements [9] tels que des diaphragmes (ne feront pas objet de cette étude), les barrières, et les trottoirs.

On procède dans ce qui suit à la vérification de la contribution de ces éléments au comportement globale de la structure, et cela en utilisant la méthode des éléments finis.

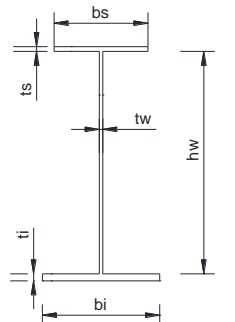
#### 4.5.1. Structures considérées (Cas 1, 2 et 3) :

Trois ponts ont été considérés dans cette étude, avec une travée de 24m, en utilisant une technique de modélisation simplifiée (discutée ci-dessous). Les éléments secondaires, trottoirs et barrières ont été considérés avec divers combinaisons.

Les structures considérées sont des ponts mixtes bipoutres à travée simple et à deux voies. Les dimensions des éléments secondaires sont basées sur des considérations pratiques. L'idéalisation physique des sections transversales du pont considéré sont montrées dans la Figure 4.32.



**Figure 4.32** : Section transversale idéalisée

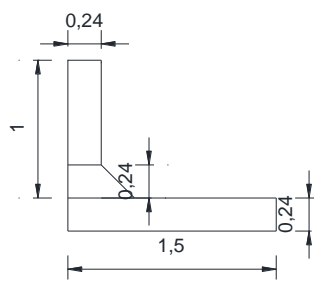


**Figure 4.33** : Section transversale de la poutre principale

$$\begin{aligned}b_i &= 500\text{mm} \\b_s &= 400\text{mm} \\t_i &= 20\text{mm} \\t_s &= 30\text{mm} \\h_w &= 950\text{mm} \\t_w &= 15\text{mm} \\f_e &= 400\text{MPa}\end{aligned}$$

Une barrière idéalisée utilisée dans cette étude est présentée dans la Figure 4.34 avec une largeur de 240mm et de hauteur de 1000mm. Un raccordement complet (compatibilité parfaite de déformation) est assumé entre la dalle, le trottoir et la barrière.

En outre, les trottoirs utilisés dans cette étude comme montré dans la Figure 4.34 ont une hauteur de 240mm et 1500mm de largeur, avec un raccordement complet (compatibilité parfaite de déformation) est assumé entre la dalle et le trottoir.



**Figure 4.34 :** Barrière et trottoir idéalisés

#### 4.5.2. Chargements :

Le chargement consiste aux camions types du système Bc comportant trois essieux, agissant comme des charges réparties sur une surface d'impact carré de 0,25 m de côté d'une roue arrière, et sur une surface d'impact carré de 0,2 m de côté d'une roue avant. Le convoi Bc pris se compose de deux camions par file, avec une dispositions pour le calcul longitudinal comme montré dans la Figure 4.35.

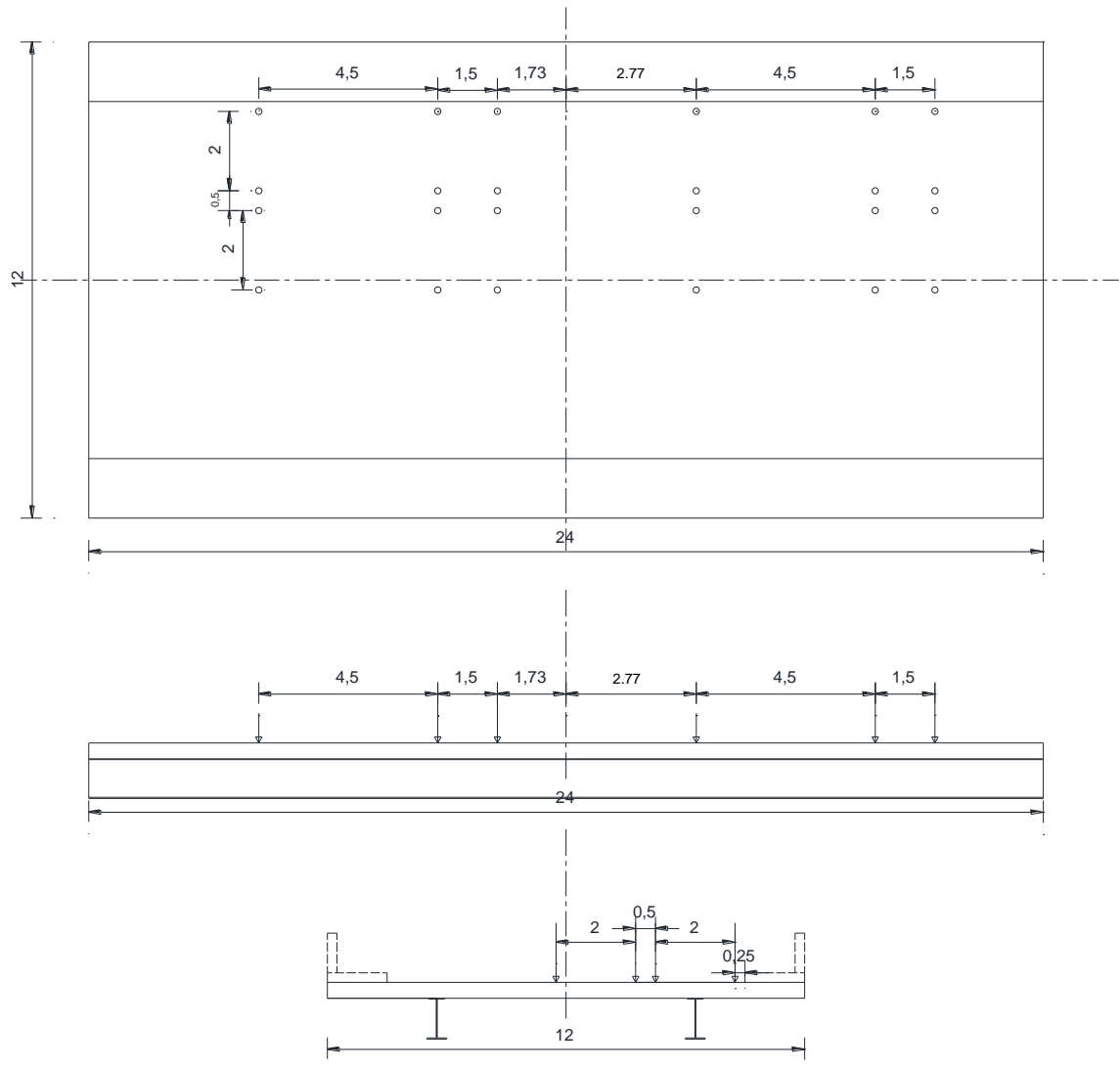


Figure 4.35 : L'arrangement des charges sur le tablier pour le calcul longitudinal

#### 4.5.3. Etude par éléments finis :

Une technique de modélisation 3D a été utilisée pour obtenir le comportement global de la structure en utilisant le code de calcul commercial Abaqus, en considérant les trois combinaisons suivantes :

- Cas1 : pont bipoutre de base sans prise en compte des éléments secondaire
- Cas2 : pont bipoutre avec prise en compte la rigidité flexionnelle du trottoir
- Cas3 : pont bipoutre avec prise en compte la rigidité flexionnelle du trottoir et barrière

#### Résultats du cas 1 (Base) :

- **Moments longitudinaux :**

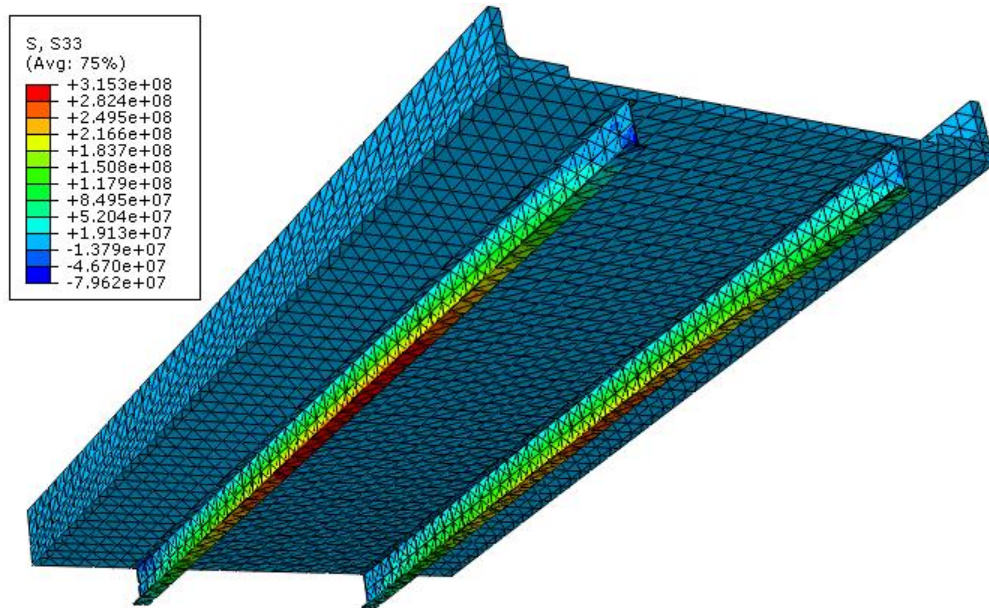


Figure 4.36 : Iso-courbes des contraintes  $\sigma_{xx}$  (pont base)

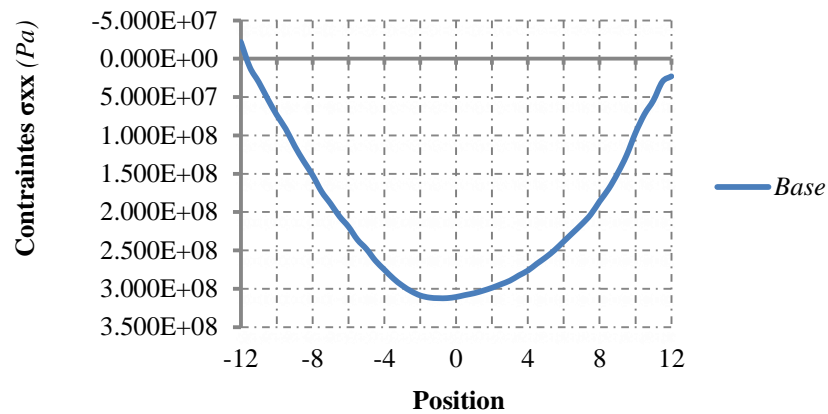


Figure 4.37 : Diagramme des contraintes  $\sigma_{xx}$  à la fibre inférieure le long de la travée (pont base)

La Figure 4.36 montre les iso-courbes des contraintes  $\sigma_{xx}$ , et la Figure 4.37 représente les contraintes obtenues dans la fibre inférieure de la poutre métallique la plus sollicitée le long de la travée.

On note que la valeur max obtenue se situe à la section  $x = -1m$ .

**Résultats du cas 2 (Base + Trottoir) :**

- **Moments longitudinaux :**

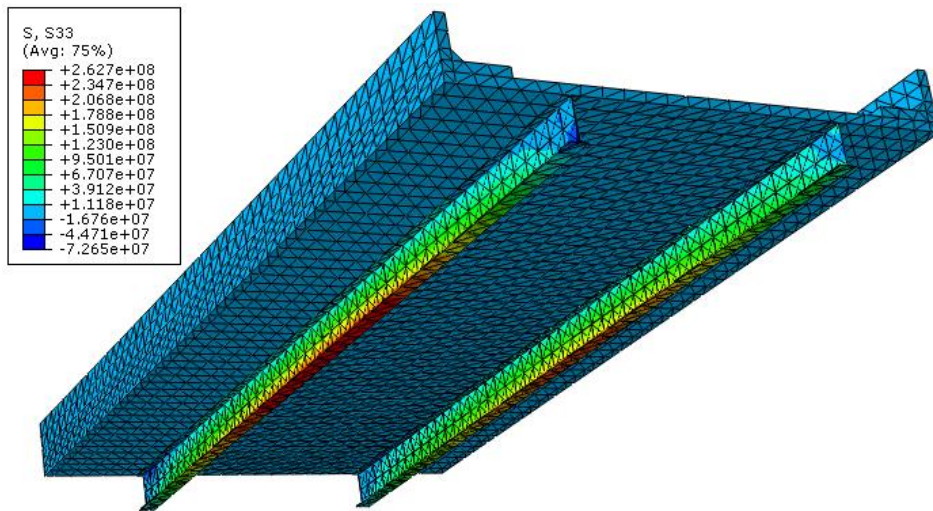


Figure 4.38 : Iso-courbes des contraintes  $\sigma_{xx}$  (pont base + trottoir)

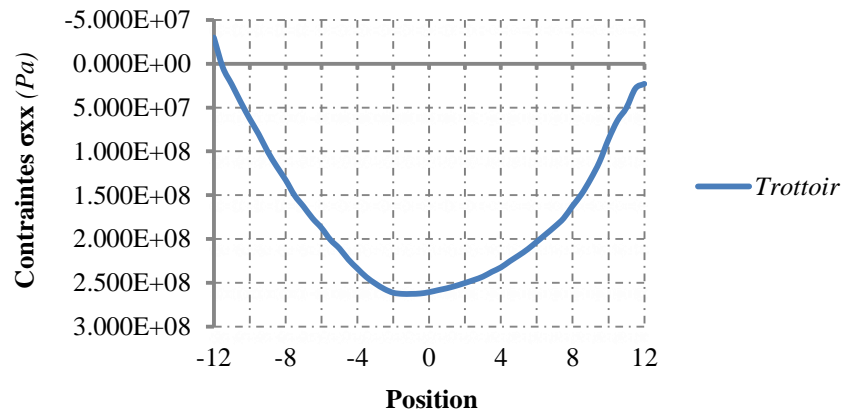


Figure 4.39 : Diagramme des contraintes  $\sigma_{xx}$  à la fibre inferieure le long de la travée (pont base + trottoir)

La Figure 4.38 montre les iso-courbes des contraintes  $\sigma_{xx}$ , et la Figure 4.39 représente les contraintes obtenues dans la fibre inferieure de la poutre métallique la plus sollicitée le long de la travée.

On note que la valeur max obtenue se situe à la section  $x = -1m$ .

**Résultats du cas 2 (Base + Trottoir + Barrière) :**

- **Moments longitudinaux :**

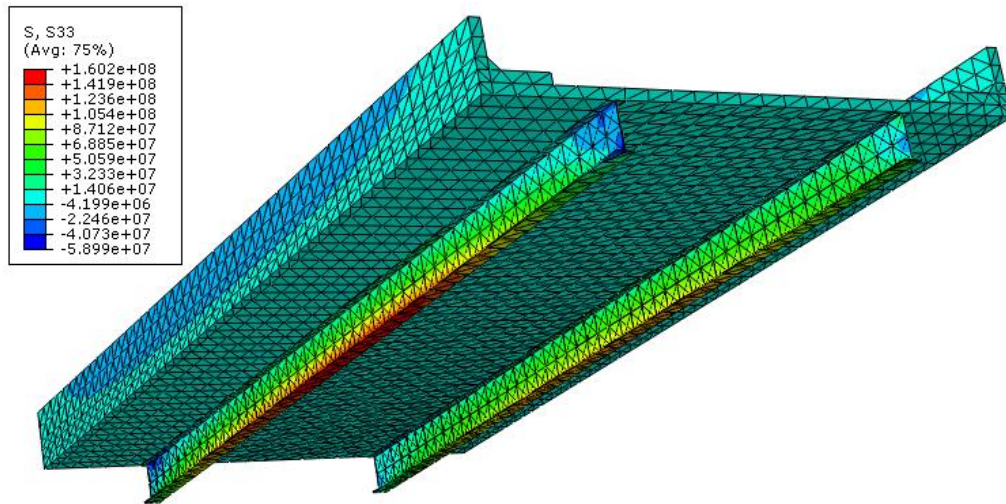


Figure 4.40 : Iso-courbes des contraintes  $\sigma_{xx}$  (pont base + trottoir + barrière)

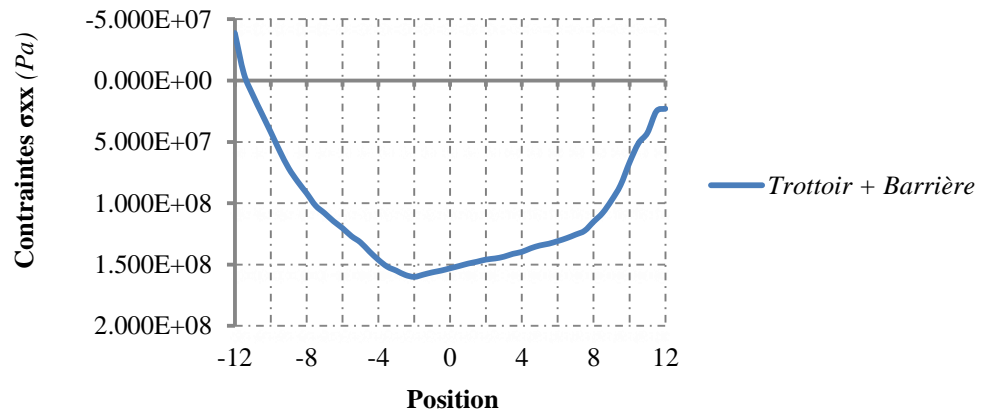


Figure 4.41 : Diagramme des contraintes  $\sigma_{xx}$  à la fibre inférieure le long de la travée (pont base + trottoir + barrière)

La Figure 4.40 montre les iso-courbes des contraintes  $\sigma_{xx}$ , et la Figure 4.41 représente les contraintes obtenues dans la fibre inférieure de la poutre métallique la plus sollicitée le long de la travée.

On note que la valeur max obtenue se situe à la section  $x = -2m$ .

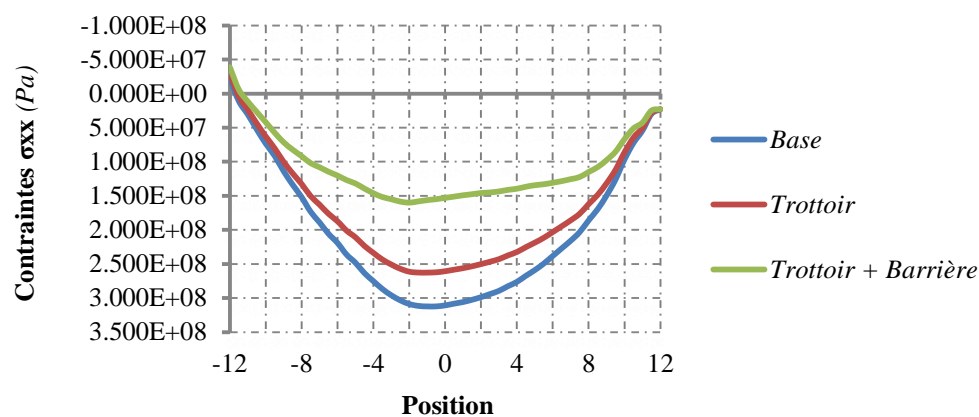
#### 4.5.4. Discussion des résultats :

Les résultats des contraintes  $\sigma_{xx}$  sont résumés dans le Tableau 4.8.

En général, la présence des éléments de raidissement provoque une réduction considérable des valeurs des contraintes. La Figure 4.42 montre une comparaison des résultats obtenus pour les trois combinaisons.

Tableau 4.8 : Résultats des cas 1, 2 et 3

Contrainte Max	Cas1	Cas2	Cas3	Différence % (Cas 1 - Cas 2)	Différence % (Cas 1 - Cas 3)
$\sigma_{xx} (Pa)$	$3.12 \times 10^8$	$2.63 \times 10^8$	$1.60 \times 10^8$	15.90%	48.77%

Figure 4.42 : Diagramme des contraintes  $\sigma_{xx}$  à la fibre inférieure le long de la travée (Cas 1, Cas 2 et Cas 3)

D'après le Tableau 4.8 et la Figure 4.42, on peut constater pour le cas 2 que la prise en compte de la rigidité flexionnelle du trottoir a réduit la valeur max de la contrainte de 15.90% par rapport à la structure de base, tandis que pour le cas 3, la prise en compte de la rigidité flexionnelle du trottoir et de la barrière a réduit la valeur max de la contrainte de 48.77% par rapport à la structure de base.

Par ailleurs, on peut constater en ce qui concerne les résultats des contraintes pour le cas 3, que la barrière attire de très grands efforts et devienne très sollicitée, ce qui rend nécessaire une vérification de stabilité.

# Partie 4



## **Conclusions et recommandations**

---

## Conclusions et recommandations

---

Le raidissement des bords dans les tabliers des ponts a pour effet de réduire le moment longitudinal de manière significative, cependant, une légère augmentation du moment transversal est observée.

Deux méthodes sont utilisées pour calculer ces contraintes, à savoir la méthode de distribution transversale et la méthode des éléments finis par le biais du logiciel Abaqus.

Comme première application et par utilisation de la méthode des éléments finis, on a montré à travers une console dont le bord est muni d'une poutre de raidissement, comment les contraintes se réduisent au niveau de l'encastrement avec l'augmentation de la hauteur de la poutre. On a examiné ensuite un pont dalle pour deux cas de figures, le premier, les bords du tablier sont non raidis et dont on calcul les moments longitudinaux par utilisation de la méthode de distribution transversale et les moments longitudinaux et transversaux par utilisation de la méthode des éléments finis, pour le deuxième cas, les bords sont raidis par une poutre et on mène les mêmes calculs. Le pont étant chargé par des camions de type Bc pour plusieurs dispositions. Les résultats pour tous les cas sont spectaculaires avec une réduction des moments longitudinaux accompagnés d'une légère augmentation du moment transversal.

Nous avons examinés ensuite trois ponts mixtes bipoutres avec et sans éléments secondaires tels le trottoir ou la barrière. Toujours le même constat, une réduction considérable du moment longitudinal.

### **Recommandations pour des futures recherches:**

Afin de contribuer à l'amélioration de la présente étude, on recommande fortement le passage au laboratoire pour des essais sur des modèles réduits et représentatifs concernant l'effet du raidissement des bords dans les tabliers des ponts, et à étendre la recherche aux ponts à poutres multiples en béton armé ou précontraint et aux ponts mixtes pour mieux couvrir les divers types de ponts et pour mieux comprendre l'effet du raidissement sur le comportement structural des ponts.

## Références bibliographiques

---

- [1] C. MASSONNET ET R. BARES, *Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes selon la méthode Guyon-Massonnet-Bareš*, Paris: DUNOD, 1966.
- [2] D.T.R., *Règles Définissant les Charges à Appliquer pour le Calcul et les Epreuves des Ponts Routes*, Ministère des Travaux Publics: Document Technique Règlementaire, 2009.
- [3] S. DASSAULT, «Abaqus 6.13 Online Documentation,» 2013. [En ligne]. Available: <http://50.16.176.52/v6.13/>.
- [4] A. A. M. L. G. J. BAKHT BAIDAR, *Recent Advances in Bridge Engineering*, Canada: JMBT Structures Research Inc., 2008.
- [5] J. SCHLAIGH ET . H. SCHEEF, *Concrete Box-Girder Bridges*, Switzerland: IABSE - AIPC - IVBH, 1982.
- [6] E. H. FENG, *Bridge Deck Behavior*, New York: E & FN SPON, 1991.
- [7] K. D. O. Transportation, «Design Manual».
- [8] S. TIMOSHENKO, *Theory of Plates and shells*, McGraw-Hill Book Company, 1987.
- [9] C. D. EAMON ET A. S. NOWAK, «Effects of Edge-Stiffening Elements and Diaphragms on Bridge Resistance and Load Distribution,» *Journal of Bridge Engineering*, vol. 7, n° 15, pp. 258-266, 2002.
- [10] A. N. C.D. EAMON, "Reliability model for girder bridge structural systems," *Reliability and Optimization of Structural Systems*, Furuta et al., 2003.
- [11] D. L. K. EUGENE J. O'BRIEN, *Bridge Deck Analysis*, New York: Taylor & Francis, 2005.
- [12] A. A. MUFTI, B. BAKHT ET L. G. JAEGER, «Moments in Deck Slabs Due to Cantilever Loads,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 119 Issue 6, June 1993.
- [13] C. MASSONNET, «Compléments à la Méthode de Calcul des Ponts à Poutres Multiples,» *Annales de L'institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*, vol. Théories et Méthodes de calcul (48), Janvier 1962.

- 
- [14] C.-J. WANG, Finite Element Analysis of Edge-Stiffened Plates Including Shear Deformation, The University Of Arizona, 1984.
- [15] P. P. XANTHAKOS, Theory And Design Of Bridges, Washington, DC: John Wiley & Sons, Inc., 1994.
- [16] R. FAVRE, Dimensionnement des Structures en Béton : Aptitude au Service et Eléments de Structures, Lausanne: Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, CH-1015 Lausanne, 2004.
- [17] D. A. PAPE ET A. J. FOX, «Deflection Solutions for Edge Stiffened Plates,» chez *Proceedings of The 2006 IJME - INTERTECH Conference*, New Jersey, United States., 2006.
- [18] W.-F. C. ED. ET D. LIAN , Bridge Engineering Handbook, Boca Raton: CRC Press, 2000.
- [19] M. B. OUÉZDOU, Cours d'ouvrages d'art, Tunisie: École Nationale d'Ingénieurs de Tunis, 2008.
- [20] I. P. KUSUMA, Load distribution in edge-stiffening beam of a simply supported bridge deck, Malaysia: Universiti Teknologi, 2005.