



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE ABDELHAMID IBN BADIS DE MOSTAGANEM
FACULTE DES SCIENCES ET LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE DE CIVIL

N°D'ORDRE : M...../2011

MEMOIRE PRESENTE POUR OBTENIR LE
DIPLOME DE MAGISTER
SPECIALITE : GENIE CIVIL
OPTION : PATHOLOGIE DES OUVRAGES EN BETON

PAR

M^{elle} **KHADIDJA LARBAOUI**

L'INFLUENCE DE LA NON REGULARITE DES CHAUSSEES SUR L'AMPLIFICATION DYNAMIQUE ET LA DEGRADATION D'UN TABLIER D'UN PONT EN BETON ARME

MEMBRES DU JURY :

Président	: Mr. GHOMARI ABDELHAMID	PR .UNIVERSITE DE MOSTAGANEM
Encadreur	: Mr. KADRI TAHAR	M.C.A.UNIVERSITE DE MOSTAGANEM
Examineur	: Mr. BRANCI TAYEB	M.C.A.UNIVERSITE DE CHLEF
Examineur	: Mr. BENANANE ABDELKADER	M.C.A.UNIVERSITE DE MOSTAGANEM
	:	

Remerciements

*J'exprime toute ma reconnaissance à mon Encadreur, **Tahar KADRI** Maître de conférence a la faculté des sciences de l'ingénierie, qui m'a donné la possibilité d'effectuer cette recherche dans le domaine de la dynamique des ponts. Je le remercie pour l'aide précieuse apportée durant nos nombreuses discussions, pour ses conseils, ses encouragements et sa patience. Je salue également la qualité de nos contacts et la confiance témoignée.*

*Je remercie également mon Directeur de travail, **Djamel KADI**, directeur de l'urbanisme et de la construction de la wilaya de Relizane, qui sans hésitation m'a offert la possibilité De terminer mes études. Je le remercie pour son accueil, sa disponibilité, ses encouragements.*

Je remercie ma famille et en particulier mes parents a ma source de lumière ma grande mère, qui m'ont soutenu pour réaliser mes études et qui m'ont toujours encouragé. Je leur exprime toute ma reconnaissance pour avoir su créer les conditions pour favoriser, à mes sœurs, à mes frères et à moi.

Je remercie mes collègues, qui, chacun à leur manière.

Finalement je remercie les membres du jury pour le temps consacré à la lecture attentive de la thèse et pour leurs commentaires.

Résumé

Lors de l'évaluation des dalles de Roulement, l'utilisation de facteurs d'amplification dynamique inadéquats peut avoir des conséquences importantes.

La Réponse dynamique des dalles de Roulement due aux charges mobiles dépend de plusieurs Facteurs.

- Une détérioration de la planéité due à l'usure du revêtement augmente les réponses dynamiques.
- le camion chargé produit des facteurs d'amplification dynamique plus faibles.
- Les vitesses de passage du camion influence l'interaction.

Dans cet travail , nous présentons un modèle tridimensionnel pour le pont et pour le véhicule pour estimer la réponse dynamique du pont.

Mot clés : réponse dynamique, ponts, La planéité de la chaussée, facteurs d'amplification dynamique, Interaction.

Abstract

During the evaluation of a deck slab , the application of inappropriate dynamic amplification factors could have significant implication .

The dynamic Response of a deck slab only depended on many factors.

- With an increase in roughness leading to an increase in dynamic amplification factors.
- An overloaded truck produces a lower dynamic amplification factor in a deck slab than an empty truck.
- The truck speed influences the dynamic interaction.

In this paper, we present model for the bridge and the vehicle as well to stimulate the dynamic response of the bridge.

Key words: dynamic responses, The Bridge, The road surface roughness, dynamic amplification factors and the interaction.

ملخص

أثناء تقييم طرق السير , يؤدي استعمال عامل ارتفاع ديناميكي غير ملائم إلى عواقب وخيمة

رد الفعل الديناميكي للجسور الناتج عن القوى المتحركة مرتبط بعدة عوامل.

- يؤدي تدهور طبقة الطريق إلى ارتفاع نسبة عامل رد الفعل الديناميكي .

- الشاحنة المحملة تعطي عامل الارتفاع الديناميكي أقل من الشاحنة الفارغة.

- سرعة مرور الشاحنة تلعب دور على طبيعة العلاقة الديناميكية .

في هذه المذكرة , نقدم نموذجا ثلاثيا بالنسبة للجسر وأيضا للقوة المتحركة لاستنتاج رد الفعل الديناميكي.

الكلمات الرئيسية: رد الفعل الديناميكي, الجسر, استوائية سطح الطريق, عامل الارتفاع الديناميكي,

طبيعة الرابطة

Table des matières

Liste des figures	i
Liste des tableaux.....	ii
Introduction générale.....	iii
Chapitre 01 : Recherches Bibliographiques	
I.1.introduction	1
I.2. Fonctionnement de l’interface des couches des chaussées.....	2
I.3.D é gradation des Couches de roulements pathologies et causes	4
I.3.1 D é gradation de la couche de roulement de pont routier de Mina en Algérie (d é faut après la mise en service)	4
1.3.1.1 Les Remèdes	7
I.3. 2 Dégradation d’une couche de roulement (dé faut avant la mise en service)	8
I.4.Réparation d’une route en vue de la circulation de poids lourds.....	10
I.4.1Antécédents.....	10
I.4.2 Inspection du chantier.....	10
I.4.3 Constat de la structure de la chaussée.....	11
1.4.4 Réfection.....	12
I.5. Conclusion.....	13
CHAPITRE 2 : Les Caractéristiques Statiques Des Chaussées	
2.1 Introduction	16
2.2 Différents Types De Structures De Chaussées.....	16
2.2.1. Structures semi-rigides	17
2.2.2. Structures souples	17
2.3 Principes de dimensionnement des structures de chaussée	17
2.3.1. La méthode française de dimensionnement.....	18

2.3.2. La méthode américaine de dimensionnement [AASHTO]	19
2.4. Sollicitations dans la chaussée	20
2.4.1 Effet du trafic.....	20
2.4 2 Effets de la température.....	20
2.5. Différents Formes De dégradation Dans Les Chaussées	21
2.5.1. Origines des fissures.....	21
2.5.1..a. Fatigue.....	21
2.5.1..b. Retrait.....	21
2.5.1.c. Mouvements du L'élément support.....	22
2.5.1..d. Défaut de construction.....	22
2.5.1.e. Vieillissement et effets environnementaux.....	22
2.5.2 Formes et chemin de fissuration.....	22
2.5.2.a. Orientation.....	22
2.5.2.b.	
Forme.....	22
2.5.2. c Aspect.....	22
2.5.2.d Ouverture de la fissure.....	23
2.5.2.e. Chemin de fissuration.....	23
2.6. Différents Pathologies Pour Différents Structures de Chaussées.....	23
2.6.1. Fissures affectant toutes les structures.....	23
2.6.2. Fissures spécifiques selon la structure.....	24
2.6.2.a. Structures rigide..... ;.....	24
2.6.2.b. Structures semi-rigides.....	24
2.6.2.c. Structures souples.....	24
2.6.3 Orniérage des chaussées bitumineuses	25
2.6.4. Remontée de fissure dans la couche de roulement.....	25
2.6.4.a. Charges provoquant les mouvements de la pointe de la fissure.....	25
2.7 conclusion	26

Chapitre 3 : Effet dynamique des surcharges roulantes sur une chaussée d'un tablier d'un ouvrage d'art

3.1 Introduction	29
3.2 Sollicitations sur les ponts	29
3.2.1 Généralités	29

3.2.2 Trafic routier.....	30
3.3 Nature des vibrations générées sur les ponts par les véhicules.....	30
3.3.1 Explication du phénomène.....	30
3.3.2 Les ponts.....	32
3.3.3 Le profil de la chaussée	33
3.3.4 Les véhicules	34
3.3.5 Interaction des éléments contribuant au phénomène	35
3.4 Définitions du facteur d'amplification dynamique	36
3.5 Études numériques	38
3.5.1 Généralités.....	38
3.5.2 Modèles de pont.....	38
3.5.3 Modèle du profil de la chaussée.....	39
3.5.4 Modèles de véhicule.....	39
3.5.5 Résolution du système dynamique	40
3.6. Conclusion	41

Chapitre 4 : Etude de la pression pneumatique des surcharges roulantes sur le Tablier

4.1 Introduction.....	43
4.2 Résolution du système dynamique avec interaction linéaire	48
4.3. Conclusion	51

Chapitre 5: La Réponse Stochastique D'une Surface Non Uniforme D'une Dalle D'un Pont

5.1 Introduction	54
5.2 Moment de corrélation entre les deux Variables Aléatoires.....	56
5.3 Evaluation de la surface non régulière par la Fonction de Corrélation.....	57
5.4 Détermination de la fonction de corrélation	58
5.5. Conclusion	62

Chapitre 6: Evaluation de la pression dynamique stochastique due aux non régularité des chaussées

6.1 Introduction	64
------------------------	----

6.2. La fonction de corrélation	64
6.3 Les modèles complexes	68
6.4. Conclusion.....	71

Chapitre 7: Modèle probabiliste due a la non régularité des chaussées

7.1 Introduction	73
7.2 Influence des caractéristiques aléatoires sur l'équation d'une dalle anisotropique.....	73
7.3 Théorie de corrélation.....	74
7.3.1 Types de chargements donnés	76
7.3. 2 Les caractéristiques probabilistes d'un processus	77
7.3.3 Les caractéristiques probabilistes des fonctions aléatoires liées linéairement.....	78
7.4. La matrice d'influence dans le calcul des vibrations aléatoires dues a la non régularité de la chaussée	79
7.4.1 Les équations d'influence.....	80
7.4.2 Forme générale des équations d'influence.....	80
7.4.3 Moment de corrélation statistique.....	81
7.4.4 Moment de corrélation	82
7.5. Vibrations aléatoires non stationnaires dues a la non régularité des chaussées.....	83
7.6. Détermination de la force due aux vibrations aléatoires.....	85
7.7. Conclusion.....	86

Chapitre 8 : Partie Modélisation

8.1. Introduction	88
8.2 Formulation de base.....	88
8.3 .Modélisation Numérique.....	89
8.3 .1 Modélisation du pont.....	89
8.3.2 Modélisation des véhicules.....	93
8.3.2.1 – Hypothèses	93
8.3.3 – Modélisation du profil de la chausse.....	96

8.3.4 – Technique de Résolution.....	99
8.3.4 .1. Modélisation statistique des paramètres variantes.....	101
8.3.4 .2. Contexte du calcul aux états limites.....	101
8.3.4 .3. Détermination du CMD	103
8.3.4 .4.Résultats des simulations	104
8.4 Conclusion.....	110

Conclusion General

Liste des figures

Fig. 1. 1 Effet de l'état de l'interface sur la distribution des valeurs de déformation horizontale.....	4
Fig. 1. 2 dégradation du pont de Mina wilaya de Relizane.....	4
Fig. 1. 3 dégradations en forme de nid-de-poule (la chaussée de pont de Mina Wilaya de Relizane).....	5
Fig. 1. 4 fissurations longitudinales de la couche de roulement (la chaussée de pont de Mina Wilaya de Relizane).....	5
Fig. 1. 5 dégradation du au mauvais collage entre le béton de joint et la couche de roulement (la chaussée de pont de Mina Wilaya de Relizane).....	6
Fig. 1. 6 L'interaction véhicule et couche de roulement non régulière (la chaussée de pont de Mina Wilaya de Relizane).....	6
Fig.1.6'.Exemple de dégradation due à un défaut de collage à l'interface	9
Fig. 1. 7. a État de la route endommagée.....	10
Fig. 1. 7.b De graves détériorations de la couche bitumineuse sont le signe d'une couche de grave bitume instable.....	11
Fig. 1. 8 Structure réelle de la chaussée et structure de la chaussée rénovée.....	12
Fig. .1. 9 La route après clôture des travaux de réfection.....	13
Fig. 2.1 La répartition des contraintes sur une structure de chaussée.....	16
Fig. 2.2 Structures semi rigides.....	17
Fig. 2.3 Structures souple.....	17
Fig. 2. 4. Sollicitations induites par le trafic.....	20
Fig. 2. 5. Sollicitations induites par la température.....	21
Fig. 2. 6 Différents aspects de la fissuration.....	23
Fig. 2. 7 Différents chemins de fissuration (vue de haut de la chaussée)	23
Fig. 3.1 Véhicule idéalisé.....	31
Fig. 3 .2 Éléments des ponts.....	33
Fig. 3. 3 Profil statique d'un pont.....	34
Fig. 3.4 Éléments des véhicules.....	35
Fig. 3.5 Découpage des réponses en régions.....	37

Fig. 3.6 Réponse statique et dynamique.....	38
Fig. 3.7 Modèles de véhicule à un et deux degrés de liberté.....	40
Fig. 4.1 modèle de chargement du tablier.....	44
Fig. 4.2 modèle d'automobile.....	47
Fig.5.1 Les Différents profils de la Chaussée (travaux réalisés dans laboratoire de l'université de LENINAVADE faculté des ponts et tunnels)	54
Fig. 5.2 les points Singulières d'un profil non uniforme.....	55
Fig.5.3 l'allure de déformation d'un profil.....	58
Fig. 5.4 la fonction d'approximation.....	60
Fig. 5.5 L'influence des surcharges roulantes sur la géométrie du profil.....	60
Fig. 6. 1 : la valeur de coefficient K_B en fonction de la vitesse pour les deux systèmes.....	67
Fig. 7 .1 : Les Irrégularités de la surface de la route.....	73
Fig. 7.2 : Profil avec ces propriétés géométriques(les essais réalisées par Claude BROQUET.....	75
Fig. 7.2 Bis : les variances des réactions et la flèche.....	76
Fig. 7.3 : processus des fonctions aléatoires.....	77
Fig.7.3 Bis : la force appliquée par la fondation en m_i suivant y_i	80
Fig. 7.4 : Vibrations aléatoires dues a la non régularité des chaussées.....	83
Fig.7.5 la valeur de α pour les portées ont des longueurs différentes.....	86
Fig. 8. 1 Construction d'élément DLQP.....	91
Fig. 8. 2 Construction d'élément DLLP.....	92
Fig. 8. 3 véhicules isole, vue de face et vue de profil Système a 7 degrés de liberté Système B_c	94
Fig. 8. 4 Coefficient de rugosité de la chaussée en fonction de l'indice IRI.....	98
Fig. 8.5 Interprétation subjective de l'indice IRI.....	98
Fig. 8. 6 Densité de probabilité normale pour la position transversale de la roue avant gauche d'un véhicule.....	106
Fig.8. 7 Densité de probabilité uniforme pour l'espacement entre les essieux arrière d'un camion semi-remorque.....	106

Fig. 8.8 Flèches et FAD en fonction de la masse totale d'un camion semi-remorque

IRI = 2,5 avec cahot sur une chaussée non uniforme.....107

Fig. 8. 9 Réaction d'appui verticale et FAD en fonction de la masse totale d'un camion semi-

remorque IRI = 2,5 avec cahot sur une chaussée non uniforme.....107

Fig. 8. 10 Flèches et FAD en fonction de la vitesse d'un camion semi-remorque IRI = 2,5

avec cahot sur une chaussée non uniforme.....108

Fig.8. 11 Réaction d'appui verticale et FAD en fonction de la vitesse d'un camion semi-

remorque IRI = 2,5 avec cahot sur une chaussée non uniforme.....108

Fig.8.12 Flèches et FAD en fonction de l'espacement entre les essieux d'un camion semi-

remorque IRI = 2,5 avec cahot sur une chaussée non uniforme.....109

Fig.8. 13 Réaction d'appui et FAD en fonction de l'espacement entre les essieux d'une semi-

remorque IRI = 2,5 avec cahot sur une chaussée non uniforme.....109

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Méthodes de dimensionnement : types d'essieu standard et performance du support.....	19
Tableau 2.2 : Méthodes de dimensionnement : performance mécanique des couches de chaussée.....	19
Tableau 6.1 représente les paramètres de fonction d'auto corrélation pour les surcharges civiles.....	70
Tableau 6.2 représente les paramètres de fonction d'auto corrélation pour les surcharges militaires.....	70
Tableau 6.3 représente les paramètres de fonction d'auto corrélation pour les convois exceptionnels.....	71

Introduction générale

La plupart des codes et méthodes de calcul utilisés actuellement pour la conception et l'évaluation des ponts routiers tiennent compte de la nature dynamique des sollicitations en majorant les résultats des analyses statiques. Cette approche revient à considérer les effets dynamiques comme des charges statiques supplémentaires pour lesquelles le principe de superposition des effets s'applique. Cette idéalisation statique de l'application des charges et du comportement du pont est privilégiée dans le but de conserver l'aspect statique et simplifié de l'analyse. Cependant, ni la charge ni le pont n'ont les caractéristiques d'un système statique. Le véhicule se rapproche davantage d'un train de charges mobiles d'intensité variable et le pont possède des caractéristiques vibratoires lui conférant une susceptibilité aux effets du trafic routier.

Ainsi, dans le but de valider l'approche statique du problème, tel que souhaitée dans les spécifications actuelles, il est essentiel d'estimer un coefficient de majoration dynamique (CMD) applicable aux effets induits par le chargement normalisé qui soit représentatif de la susceptibilité de la structure étudiée.

Par ailleurs, on ne reconnaît que les vibrations induites par les irrégularités de la chaussée occasionnent l'oscillation des masses des véhicules et causent une variation de l'intensité des charges sous chacune des roues. Ces variations amplifient la réponse de la structure (efforts, déformations et flèches) par rapport au cas où les charges seraient appliquées statiquement. Les vibrations du tablier influencent à leur tour la réponse dynamique du véhicule et un phénomène d'interaction se crée entre les mouvements verticaux des charges des véhicules et ceux du tablier de la structure.

On retrouve dans la littérature sur ce sujet les résultats de nombreuses études expérimentales et numériques. Plusieurs centaines de ponts ont été testés expérimentalement à travers le monde et les résultats de ces tests sont à la base des réglementations de plusieurs pays. Bien que les mesures effectuées soient représentatives du comportement réel de la structure étudiée, les paramètres pouvant faire l'objet d'un certain contrôle sont très limités. Cette réalité rend difficile la réalisation d'études paramétriques permettant d'identifier les paramètres dominants.

Dans les nombreuses études théoriques rapportées, les ponts sont assimilés à une poutre. De cette façon, on n'admet que tous les points de la section transversale du pont subissent un même déplacement vertical. Cette hypothèse exclut de l'analyse la contribution des modes de torsion. De plus, lorsqu'un élément de poutre est choisi pour modéliser le comportement du tablier, on suppose que la section transversale dispose d'une rigidité suffisante pour empêcher les déformations dans son plan. Enfin, cette approche surestime les amplifications dynamiques réelles occasionnées dans les composantes de la section.

Des études numériques récentes ont démontré la contribution significative des modes de torsion dans la réponse de nombreux ponts. De manière à inclure correctement ces modes, et

Pour simuler les déformations de la section dans son plan, seul un modèle Numérique Tridimensionnel peut être utilisé. La souplesse et la versatilité de la méthode des éléments finis rendent celle-ci particulièrement attrayante pour l'étude du Comportement dynamique des ponts.

Un bon modèle numérique doit simuler convenablement l'interaction qui existe entre le pont et les véhicules qui le sollicitent. Tout au long du parcours du véhicule, un processus d'ajustements successifs de la position des masses en vibration du véhicule et de la déformée de la structure se produit. De plus, d'autres sources d'excitation peuvent affecter la vibration du véhicule et, par le fait même, l'intensité des charges appliquées. On note les forces associées au freinage, l'action du vent, **les irrégularités de la chaussée**, la présence d'autres véhicules simultanément sur le pont et les conditions initiales de vibration des véhicules (conditionnées par l'état de la chaussée des approches du pont). Au fur et à mesure que le véhicule progresse sur le pont, ces facteurs perturbent le mouvement vibratoire du véhicule, amenant la structure à se déformer sous l'effet de charges d'intensité aléatoire. La déformée instantanée du pont est donc, elle aussi, fonction de ces paramètres, en plus de subir l'influence des Mouvements des fondations.

Les autres facteurs ayant une influence sur la réponse d'une structure soumise aux Effets du trafic routier sont les suivants :

- Le type et la géométrie du pont;
- Les caractéristiques d'amortissement des divers éléments du pont;
- La rugosité de la surface de roulement;
- L'amplitude d'un cahot à l'entrée du pont (souvent au joint de dilatation);
- Les caractéristiques dynamiques des divers types de véhicules;
- L'espacement entre les essieux des véhicules;
- La position longitudinale et transversale des véhicules sur le tablier et l'espacement relatif entre ceux-ci;
- La vitesse des véhicules,

Objectifs de cette recherche

L'objectif de ce travail de recherche est d'étudier les effets dynamiques provoqués par la Non Régularité des chaussées sur le tablier des ponts en béton pour déterminer les facteurs D'amplification dynamique.

Le but principal comprend les trois aspects suivants :

- Analyser les différentes **pathologies** existantes dans les couches de roulement dans les ponts routier.
- Etude du comportement de l'ouvrage sous l'effet des surcharges roulantes réelles (sous les quelles notre pont n'était pas calculé) ;
- Détermination des forces vibratoires sous l'effet de l'intensité des charges de trafic.

Démarche : Ce travail se divise en 08 chapitres :

➤ **Le chapitre 1** présente une étude Bibliographique qui a fait naître ce projet ainsi

- qu'un historique de quelques chaussées dégradées en Algérie même au monde.
- **Le second chapitre** présente Les Caractéristiques Statiques Des Chaussées
- **Le troisième chapitre** traite l'effet dynamique des surcharges roulantes sur une chaussée d'un tablier d'un ouvrage d'art
- **quatrième chapitre**, il présente l'étude de la pression pneumatique des surcharges roulantes sur le Tablier
- **Le cinquième chapitre** présente l'Analyse Stochastique D'une Surface Non Uniforme D'une Dalle D'un Pont
- **Le sixième chapitre** Evaluation des pressions dynamiques Stochastiques dues au non régularités de la chaussée
- **Le septième chapitre** traite un Modèle probabiliste de l'amplification due au non régularité de la chaussée .

Enfinement **Le Huitième chapitre** apporte une partie de modélisation par éléments finis et des conclusions aux résultats du travail.

Chapitre 1

Recherches Bibliographiques

I.1.Introduction

Ce premier chapitre est principalement consacré à l'étude bibliographique de l'interface des couches de roulements en matériaux bitumineux dans les structures de chaussée dans les ponts Routiers.

La chaussée est une structure composite réalisée par empilement de couches de matériaux.

Aujourd'hui, la communauté « routière » s'accorde sur l'importance de réaliser des équipements assurant la sécurité et le confort de la circulation :

- La couche de roulement
- La dalle de transition
- Les trottoirs
- Système d'évacuation des eaux
- Les perrés sous ouvrages
- Joints de chaussée.

Pour la couche de roulement un bon collage à l'interface des couches de chaussée, et cela, afin d'assurer l'intégrité de la structure de chaussée pendant toute sa durée de vie, mais aussi, après des travaux de renforcement.

Cependant, on observe sur certaines structures des phénomènes de décollement en plaques de la couche de roulement, et ce malgré la mise en œuvre d'une couche d'accrochage à l'interface. Ces pathologies de dégradation sont fréquemment rencontrées sur des sections de chaussées fortement sollicitées en cisaillement (zones de freinage-accélération, giratoire, rampes, etc.), dans le cas de structures particulières telles que les taxiways des aéroports, ou encore dans le cas de structures de chaussée comportant une couche de roulement de faible épaisseur. Ainsi, dans ces types de structures, la tenue à la fatigue du Collage à l'interface semble être prédominante sur la tenue à la fatigue des couches de matériaux. Il convient alors d'évaluer la durabilité du collage pour mieux dimensionner la structure de chaussée.

A l'heure actuelle (2011), malgré le rôle majeur de l'interface vis-à-vis de la durabilité, les informations sur la **non régularité des chaussées** ne sont pas prises en compte lors du dimensionnement de la structure(les ponts routiers).

I.2. Fonctionnement de l'interface des couches des chaussées

Pour la plupart des types de structures utilisés dans le domaine routier, leur succès est essentiellement lié à l'hypothèse qu'un bon collage est assuré à l'interface de certaines couches de matériaux. A titre d'exemple, pour une chaussée bitumineuse épaisse, la réalisation en plusieurs couches implique le collage à chaque interface. De même, pour les chaussées à structures composites, leur succès est conditionné par le collage entre la couche

de béton de ciment et la couche bitumineuse. En effet, d'un point de vue fonctionnement mécanique de la chaussée, l'état de l'interface conditionne la répartition des contraintes et des déformations dans chaque couche de la structure (Figure I.1). Tant que les différentes couches de matériaux restent collées entre elles, la structure de chaussée se comporte comme un bloc monolithique et, par rapport à une structure à couches décollées, la rigidité globale est augmentée et les sollicitations (contraintes, déformations) au sein des matériaux sont réduites. Lors du dimensionnement de la chaussée, les épaisseurs des couches (et par conséquent le coût de la chaussée) dépendent, en partie, de la rigidité de la structure.

En Algérie, l'observation du comportement en service de plusieurs structures de chaussée a permis de définir des états d'interface sur la base des couches de matériaux en contact. De ce fait, vis-à-vis du dimensionnement des structures de chaussée, de manière conventionnelle, l'état de l'interface est considéré parfaitement collé, glissant (décollé) ou semi-collé [1].

Une interprétation des méthodes américaine (AASHTO) et anglaise (DMRB) montre qu'une hypothèse d'un collage parfait à l'interface des couches de matériaux bitumineux est admise lors du dimensionnement. Il faut cependant noter que dans la plupart de ces méthodes de dimensionnement, en particulier dans la méthode française qui est appliquée en Algérie, la pérennité du collage à l'interface n'est pas abordée.

La structure étudiée (PF3/GNT/GB3/BBSG) (Figure I. 1) est issue de la fiche N°26 du catalogue des structures types de chaussées neuves [1]. Les résultats de l'étude montrent que si dans la réalité (réalisation de la chaussée) l'interface BBSG/GB3 est décollée alors qu'elle était considérée comme parfaitement collée lors du dimensionnement de la chaussée, la répartition des valeurs de **non régularité** horizontale sur les faces des couches de chaussée est différente de celle prévue lors du dimensionnement. En particulier, la couche de BBSG n'est plus sollicitée qu'en compression, mais également en traction au niveau de sa face inférieure (Figure I. 1). Cette sollicitation en traction réduit la tenue à la fatigue de la couche de roulement, favorise l'apparition des fissures de fatigue, et affecte les fonctions de la couche de roulement. Le diagramme de répartition des valeurs de déformation horizontal montre que la face inférieure de la couche de GB3 est fortement sollicitée en traction. Ceci conduit à une durée de vie de la chaussée divisée par quatre environ.

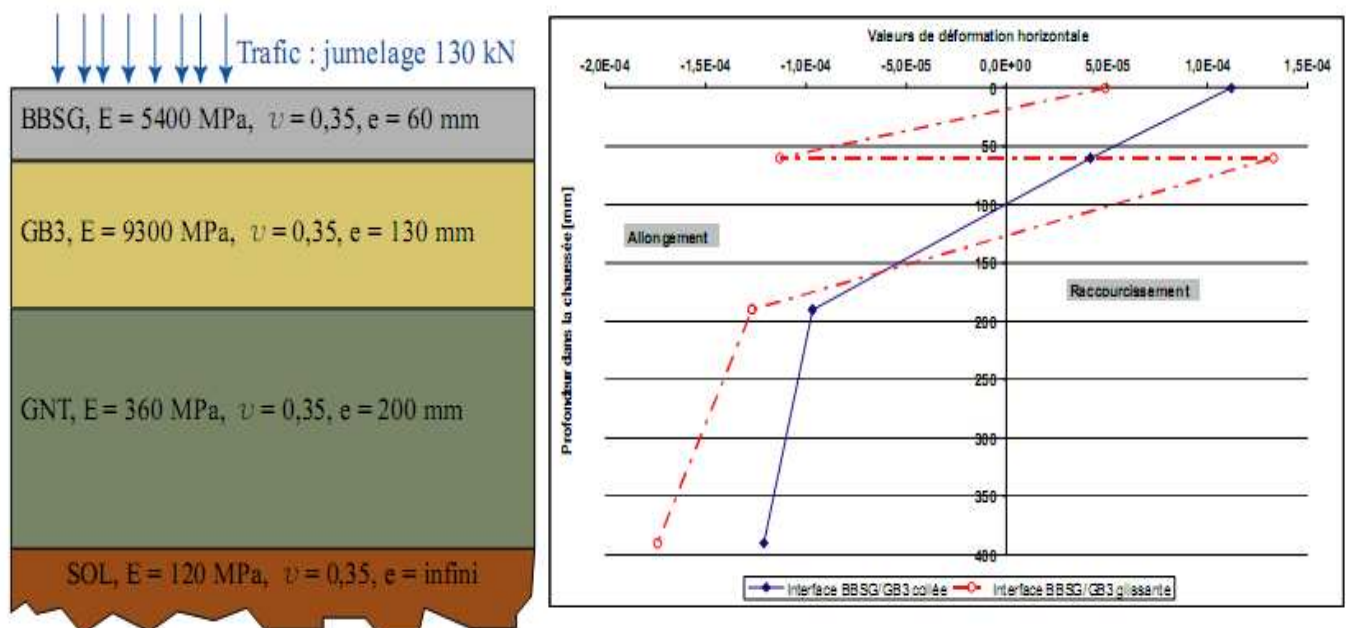


Fig. 1. 1 : Effet de l'état de l'interface sur la distribution des valeurs de déformation horizontale

I.3.Dégradation des Couches de roulements pathologies et causes

I.3.1 Dégradation de la couche de roulement de pont routier de Mina en Algérie (défaut après la mise en service) :



Des fissurations au dessous du tablier
Fig. 1. 2 (Dégradation du pont de Mina Wilaya de Relizane)



Fig. 1. 3 dégradations en forme *de* nid-de-poule (la chaussée de pont de Mina Wilaya de Relizane)



Fig. 1. 4 fissurations longitudinales de la couche de roulement (la chaussée de pont de Mina Wilaya de Relizane)

De nombreux désordres ont été constatés sur cet ouvrage principalement fissuration du béton. Ces dégradations ont été observées sur Le tablier de pont.



Fig. 1. 5 dégradation du au mauvais collage entre le béton de joint et la couche de roulement
(la chaussée de pont de Mina Wilaya de Relizane)

On remarque dans la photo ci- dessus un blocage du joint c.-à-d. on n'a pas une évacuation des eaux qui engendre des pathologies graves dans les ouvrages.



Fig. I. 6 L'interaction véhicule et couche de roulement non régulière (la chaussée de pont de Mina Wilaya de Relizane)

1.3.1.1 Les Remèdes

On propose des entretiens des équipements qui assurant la durabilité et le bon fonctionnement de la structure :

- L'étanchéité
- Les appareils d'appui
- Les jointes de chaussée
- Les perrés de protection des talus

Les désordres observés sur cet équipement sont souvent révélateurs d'autres désordres plus important affectant la structure .ceci concoure à ce que les équipements fassent l'objet d'une surveillance particulière ,d'un entretien spécifique voire d'un remplacement pur et simple et ces opérations doivent être fréquentes .

Les taches proposées de l'entretien accompagnant chacun des équipements sont :

1- les trottoirs et la chaussée :

- la reprise des couches de roulements endommagées.
- la reprise des dalles endommagées.
- surveillance et entretien du complexe étanchéité sous trottoir.
- débouchage des gargouilles découlement du caniveau sous trottoirs.

2- Système d'évacuation des eaux :

- nettoyage du fil d'eau s'il est encrassé.
- recharger les flaches :point de stagnation d'eau sur le tablier.
- augmenter le diamètre des gargouilles par forage s'il est constate une insuffisante de diamètre.

3- joints de chaussée :

- veiller a une bonne évacuation des eaux.
- nettoyage pour éviter le blocage du joint.
- vérifier le système de fixation (ex : serrage boulon de fixation)
- assurer le collage entre le béton de fixation de joint et la couche de roulement.

4- les appareils d'appui :

- graissage des appareils d'appui (métallique –mobile)
- remplacement des appareils d'appuis défectueux.

5 – dalles de transition :

- reprise des cavernes dues aux tassements sous les dalles de transitions.
- nettoyage des descentes d'eau sur remblais.

I.3. 2 Dégradation d'une couche de roulement (défaut avant la mise en service):

En novembre 1986, le Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) faisait paraître une note d'information relative au décollement des couches de revêtement de chaussées [2]. D'après cette note d'information, depuis les années 1970, l'auscultation de certaines chaussées dont la surface se dégradait prématurément, mettait en évidence des défauts de liaison notamment entre la couche de roulement et la couche de base. Ces défauts de liaison se traduisent par un décollement de la couche de roulement. Le document précise également que ce type de dégradation touchait plus de 5% du réseau linéaire soumis à l'entretien préventif mais conduisait à des travaux d'entretien lourds et onéreux (recyclage, tapis d'enrobés épais, renforcements) deux à cinq fois plus chers que l'entretien normal d'une structure à couches correctement collées [2].

Lorsqu'un défaut de collage se présente à l'interface, particulièrement à la dernière interface entre la couche de roulement et sa couche sous-jacente, un phénomène de glissement à l'interface peut apparaître à court ou long terme. Visuellement, c'est par la nature des dégradations en surface de la couche de roulement des chaussées récentes et surtout leur vitesse d'évolution que l'on peut appréhender le phénomène [2], (Figure I. 2). La note d'information publiée par le SETRA en novembre 1986 [2] montre un exemple de chaussée où le phénomène de décollement. Dans l'exemple présenté, des fissures anarchiques apparaissent en surface de la couche de roulement, se ramifient très rapidement pour engendrer un faïençage généralisé, et ce, malgré un niveau de déflexion qui reste généralement raisonnable.



Fig I. 6'. Exemple de dégradation due à un défaut de collage à l'interface [3]

La **non régularité** en surface de chaussée qui peuvent être imputées à un défaut de collage à l'interface sont généralement observées sur des portions de chaussée où la composante horizontale des sollicitations dues au trafic est très élevée (zones de freinage-accélération, virages, pentes, parkings, etc.) [4]. Ces dégradations en surface sont également constatées, spécialement après des périodes de gel/dégel, sur certaines structures de chaussée à couches de roulement mince (épaisseur 25 mm) voire ultra mince (BBUM, épaisseur 15 mm). Les bétons bitumineux minces (épaisseur 30 à 50 mm) ont été imaginés dans les années 1970 comme solution d'entretien de chaussées dont l'état structurel ne nécessitait pas un renforcement mais auxquelles il fallait redonner des caractéristiques de surface suffisantes. Il faut noter que dans ces cas de de chaussée, l'interface entre la couche de roulement et sa couche sous-jacente est fortement sollicitée en cisaillement du fait de sa position peu profonde.

Les résultats de certaines observations in situ [2], [5], [6], ont permis de lister une série de paramètres ou de conditions d'exécution pouvant affecter le niveau de collage à l'interface et conduire ainsi à un décollement en plaque de la couche de roulement :

- absence de couche d'accrochage au niveau de l'interface, ou au niveau des bandes de Roulement;
- pollution de l'interface par de la poussière ou par une autre forme d'impuretés ;
- mise en œuvre de la couche d'accrochage suivie d'une forte pluie ;
- dosage excessif en couche d'accrochage qui conduit à la formation d'un plan de glissement
- compactage insuffisant de la couche de fondation conduisant, au moment de la mise en œuvre

Des bitumineuses, à un décollement de leurs interfaces. Ce phénomène est dû à la combinaison d'une forte contrainte de cisaillement à l'interface et d'une rigidité insuffisante du support ;

- manque de compacité du grave bitume en surface dû à une ségrégation des granulats.

I.4.Réparation d'une route en vue de la circulation de poids lourds

I.4.1 Antécédents

La route d'accès à une carrière disposant d'une centrale à béton prêt à l'emploi présentait de graves détériorations telles que par exemple de profonds nid-de-poule que l'on avait provisoirement réparés avec du béton et différents matériaux, ainsi que des microfissurations. Ces dégradations posaient de gros problèmes aux camions qui y circulaient.

Une analyse des bordereaux de pesage montra que l'on transporte sur cette route un poids net avoisinant les 800.000 tonnes de matériaux de construction par an. Ceci correspond à environ 40.000 camions par an à pleine charge. Une réfection était devenue inévitable, mais le temps dont on disposait pour effectuer les travaux de réfection était très limité en raison du volume élevé du trafic et de la production continuelle dans la carrière et dans la centrale de fabrication du béton.

I.4.2 Inspection du chantier

Avant de commencer des analyses détaillées, on a examiné la route sur place. En outre, on a rassemblé toutes les informations disponibles sur cette route et on en a tenu compte lors de la décision relative à une réfection éventuelle.



Fig. 1. 7. à État de la route endommagée.



Fig. .1. 7.b De graves détériorations de la couche bitumineuse sont le signe d'une couche de grave bitume instable.

Dans la première moitié du parcours, on a constaté des fissures considérables dans le revêtement bitumineux (voir Figure I. 7).

Dans des autres zones, on a constaté des déformations telles que par exemple une abrasion et des ornières. L'état de la chaussée était très hétérogène car la deuxième section en particulier était responsable de la plus grande partie des détériorations.

Les petites fissures existant dans la couche de base et de roulement étant attribuées à une fatigue du bitume [7].

I.4.3 Constat de la structure de la chaussée

L'étape suivante consistait à exécuter des examens détaillés. Ils comprenaient une expertise minutieuse du chantier ainsi que le fraisage de puits de reconnaissance, des essais dynamiques de pénétration au cône (essais DCP). Sur la base de ces résultats, on élaborera ensuite un programme détaillé d'essais de laboratoire. À l'aide des granulats provenant des puits de reconnaissance, on exécuta des analyses granulométriques, des essais Proctor (rapport humidité/densité) et des essais destinés à la détermination de la teneur optimale en liant.

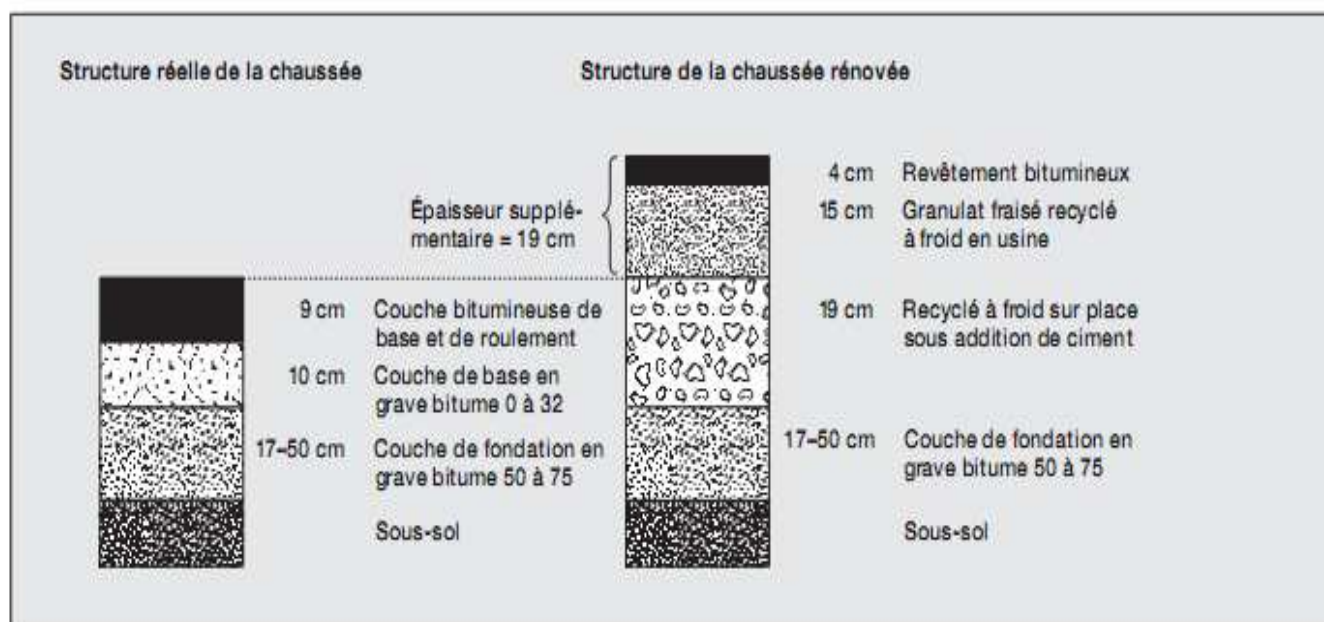


Fig. 1. 8: Structure réelle de la chaussée et structure de la chaussée rénovée.

1.4.4 Réfection

On a représenté dans la Figure I. 4 la structure choisie pour la réfection de la chaussée. La raison du choix d'une autre structure neuve réside principalement dans le fait que c'était surtout la couche de base en grave bitume non lié de 10 cm d'épaisseur se trouvant sous les couches bitumineuses qui était instable.

En raison des mauvaises conditions de drainage, de l'eau avait pénétré dans cette couche de base en grave bitume à travers des fissures présentes dans les couches bitumineuses. La circulation produisit un effet de pompage qui transporte l'eau avec les particules fines de la couche de base en grave bitume vers la surface. De plus, il est apparu des dommages dus au gel et à l'eau qui avait pénétré. On décida de recycler la couche bitumineuse existante ainsi que la couche de base en grave bitume se trouvant au-dessous, sur toute la longueur de la route. On augmenta ainsi la portance de la chaussée et réduisit son hétérogénéité. Grâce à la résistance plus élevée obtenue au moyen de cette couche, on a pu renoncer à une couche de grave bitume non lié (couche antigel). La structure de la chaussée et le remplissage des bas côtés ont ainsi nécessité moins de matériaux, ce qui a conduit à des économies de coûts notables.

Les essais de laboratoire ont clairement montré qu'on devait stabiliser la couche de grave bitume existante non pas avec de la chaux, mais avec du ciment en raison de sa plasticité de toute évidence minime [7].



Fig1. 9: La route après clôture des travaux de réfection.

La couche de base mélangée à froid et la couche de roulement bitumineuse furent mises en place par un finisseur de bitume Vögele Super 1800 équipé d'une table de compactage performante.

Afin de ne pas gêner l'accès à la carrière, il fallait également planifier minutieusement le déroulement chronologique de la mesure de réfection. C'est pourquoi on décida d'effectuer le recyclage de la couche de fondation au moyen de ciment un samedi. Dans la semaine qui suivit, la route d'accès est restée ouverte au trafic. Au cours du Week-end suivant, on a posé la couche de base en enrobé à froid et la couche de roulement bitumineuse [7].

I.5. Conclusion

D'après les études qui étaient faites, et analysées par notre synthèse bibliographique on a remarqué que les chercheurs dans ce domaine. Lors du dimensionnement, ne pas tenir compte des effets dynamiques dus à la non-régularité de la couche de roulement au niveau des ouvrages, qui se traduit par des effets de vibrations parasites au moment et après le passage des surcharges roulantes, or nous considérons que ces effets jouent un très grand rôle dans le comportement et l'amplification dynamique d'un tablier d'un pont routier.

Et autre problème concernant la méthode de traitement de l'interface entre couches de chaussée (interface considérée comme parfaitement collée, glissante, semi-collée, etc.) a une forte incidence sur la répartition des contraintes et des déformations (**la non-régularité**) dans la structure de chaussée, et donc, sur les durées de vie prévisionnelles des couches de matériaux mises en œuvre.

Sur certaines chaussées, on peut se poser la question pourquoi de l'apparition de désordres structuraux pouvant être liés à des défauts de construction, et ce malgré l'interposition d'une couche d'accrochage entre les couches d'enrobés.

Notre étude repose sur le développement d'un outil de calcul qui permettrait d'estimer la quantité des désordres liées a la **non régularité** des chaussée sur les structures porteuses et d'établir des consignes aux ingénieurs ou techniciens de nos bureaux d'études et de réalisation pour éviter toutes dégradation de l'ouvrage et d'augmente sa durée de vie .

Chapitre 2

Les Caractéristiques statiques des chaussées

2.1 Introduction

Les structures routières, en général, sont composées de matériaux dont la nature et les propriétés des matériaux constitutifs varient fortement (graves non traitées, béton bitumineux, graves traitées aux liants hydrauliques...). Toutes ces structures ont en commun des problèmes de non Régularité d'origines diverses et dont les formes diffèrent d'autant. Le trafic ou les causes environnementales sont à l'origine des problèmes, mais la nature de ces derniers va varier en fonction de la structure.

Le contrôle de la couche de roulement est donc une tâche qui s'avère difficile du fait de la diversité des phénomènes. Il apparaît donc important de diagnostiquer la nature et la cause du non régularité afin de lutter efficacement contre la remontée de problème.

2.2 / Différents Types De Structures De Chaussées

Une des fonctions premières de la chaussée est de diminuer les contraintes induites par le trafic au niveau du l'élément support. Ce dernier, serait en effet incapable de supporter seul les contraintes induites par le passage répété de charges roulantes (fig.2. 1).[8]

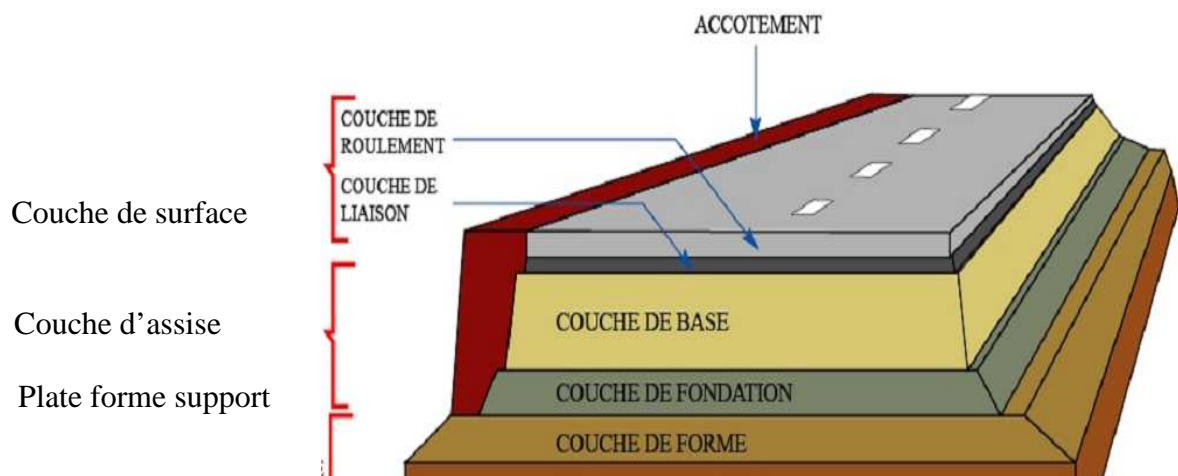


Fig. .2.1 : Répartition des contraintes dans une structure de chaussée
Les parties fondamentales d'une structure de chaussée sont :

Couche de surface : Elle peut se subdiviser en deux couches :

La couche de roulement et la couche de liaison. Constituée de béton bitumineux ou d'enduit, sa fonction est de protéger la structure de toute action environnementale extérieure et du trafic ; complexe, elle a aussi un rôle de prévention contre la remontée de fissure. De plus, sa place dans la structure en fait la garante de l'uni, l'adhérence... vis-à-vis des utilisateurs.

Assise de chaussée : L'assise est composée des deux couches : base et fondation ; elle a pour fonction essentielle de répartir les charges induites par le trafic afin qu'elles soient compatibles avec la résistance du l'élément support.

Couche de forme : elle permet de rectifier les hétérogénéités de la couche de l'élément support.

En fonction des matériaux utilisés dans la structure, les chaussées les plus couramment utilisées se classent en trois catégories parfaitement distinctes.

2.2.1. Structures semi-rigides :

Les couches d'assise (base et fondation) des structures semi-rigides se composent de matériaux traités aux liants hydrauliques, avec un dosage plus faible en ciment que pour un béton (inférieur à 6%) donc une résistance et un module élastique plus faibles également. En règle générale, aucun joint de dilatation n'est prévu. La couche de surface qui recouvre l'ensemble voit son épaisseur fortement conditionnée par le trafic auquel sera soumise la structure. Ce type de chaussée est utilisé pour des routes à fort ou moyen trafic.

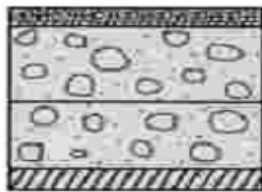


Fig.2.2 Structures semi rigides

2.2.2. Structures souples

Les structures souples sont composées de matériaux bitumineux. Les épaisseurs de ces structures sont dimensionnées en fonction du volume de trafic sur une période donnée ; elles peuvent donc atteindre de fortes épaisseurs pour des trafics importants. Dans le cas de chaussée peu circulée, la couche de surface peut se résumer à un simple revêtement.

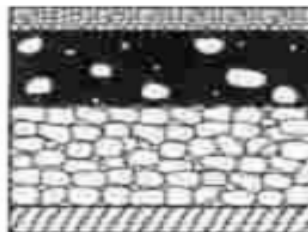


Fig.2.3 Structures souple

2.3 Principes de dimensionnement des structures de chaussée

Sous l'effet des sollicitations externes (environnementales, conditions de chargements, etc.), les structures de chaussées sont soumises à des phénomènes complexes (mécaniques, thermiques, physiques et chimiques) qui apparaissent souvent de manière couplée.

Devant la complexité des problèmes observés, les méthodes de dimensionnement développées sont basées sur des règles empiriques tirées de l'observation du comportement en service des structures de chaussée ou de sections expérimentales. Ces méthodes présentent des limites qui sont d'autant plus visibles que de nouveaux types de structures et des matériaux plus performants se développent et que le trafic est en constante augmentation. Un développement de méthodes de dimensionnement plus rationnelles apparaît donc nécessaire.

Cette nécessité a conduit au développement et à l'application dès les années 1970 de la méthode rationnelle française [1] et, plus récemment, le développement, aux Etats-Unis dans le cadre du programme SHRP (Strategic Highway Research Program 1988-1993, poursuivi après 1996), de la méthode « Superpave » et la mise en place du guide de dimensionnement AASHTO 2002 [9]. On présente ci-après les concepts des méthodes de dimensionnement des structures de chaussées adoptées en France, aux Etats-Unis et au Royaume-Uni.

Les principales sollicitations auxquelles sont soumises les structures routières sont liées aux contraintes imposées par le passage des véhicules et aux effets engendrés par les variations de température.

2.3.1. La méthode française de dimensionnement [LCPC – SETRA]

Les fondements de la méthode française de dimensionnement des chaussées ont été dégagés dès le début des années 1970. Dans la démarche adoptée, la détermination des épaisseurs des différentes couches de chaussée ainsi que leurs caractéristiques mécaniques des matériaux relève, soit d'une approche expérimentale empirique, soit de calculs de vérification (méthode rationnelle). Par opposition aux modèles empiriques, ces méthodes rationnelles font appel à l'utilisation combinée de modèles mécaniques et de données expérimentales. C'est par le biais de modèles de calculs qu'est vérifié le dimensionnement de la structure vis-à-vis des critères de durabilité [1].

D'un point de vue mécanique, la démarche de la méthode française de dimensionnement qui est appliquée en Algérie peut être scindée en deux étapes. Dans une première étape, il convient de calculer, sous l'effet de l'essieu standard de référence de 130 kN (Tableau 2.1), la réponse d'une structure de chaussée choisie à priori (type de structure, matériaux et épaisseurs des couches constitutives). Ce calcul repose sur l'évaluation, sous l'effet d'une charge circulaire appliquée à la surface d'un massif multicouche, les champs de contraintes maximales dans les couches de matériaux et de sol. Dans ce calcul, la charge appliquée symbolise l'action de l'essieu de référence, et le modèle semi-analytique de Burmister,

développé aux Etats-Unis à partir de 1943 [10] est utilisé pour obtenir la réponse mécanique.

Dans ce modèle de Burmister, l'interface entre deux couches de matériaux peut être modélisée comme parfaitement collée (aucun déplacement tangentiel relatif entre ces couches n'est admis) ou glissante (les déplacements tangentiels relatifs entre ces couches ne sont pas empêchés). Dans une seconde étape, il s'agit de calculer les valeurs de sollicitations admissibles des matériaux de la structure, en fonction de leur localisation dans la structure, de leurs modes de dégradation (rupture par fatigue des couches en matériaux liés et orniérage du sol et des couches en matériaux non liés), et du trafic cumulé (nombre de poids lourds) devant circuler sur la chaussée pendant sa durée de vie sur une plate-forme donnée (Tableau 2.1). La structure convient si les sollicitations induites par le passage de l'essieu de référence restent inférieures ou égales aux sollicitations admissibles pour

Chaque couche (Tableau 2.2). Le choix de la structure finale se fait par calculs itératifs.

Le calcul des valeurs admissibles s'appuie sur le comportement en fatigue des matériaux liés, traduisant la rupture d'une éprouvette en laboratoire pour l'application d'un grand

Nombre de cycles de sollicitations, et sur le caractère plastique des matériaux non liés, expliquant l'apparition de déformation permanente [1].

2.3.2. La méthode américaine de dimensionnement [AASHTO]

Tableau 2.1 : Méthodes de dimensionnement : types d'essieu standard et performance du support

Méthode	Française LCPC/SETRA	Américaine AASHTO	Anglaise DMRB	Hollandaise	Shell SPDM	Européenne 95/53/CE
Trafic : essieu standard	Essieu simple a roues jumelées de 130 kN	Essieu simple a roues jumelées de 18 Kip(82 kN)	Essieu simple a roues jumelées de 80 Kn	Essieu simple a roues jumelées de 100 Kn	Essieu simple a roues jumelées de 80 kN	Essieu simple a roues jumelées de 110 kN
Performance de la plate-forme	3 niveaux : PF2(50 MPa) PF3(120 MPa) PF4(200 MPa)	Valeur du module élastique entre 1 et 40 kpsi (7-276 MPa)	CBR _{min} =15%	3 niveaux : 50 MPa 100 MPa Ou 150 MPa	Non disponible	Non disponible

Tableau 2-2 : Méthodes de dimensionnement : performance mécanique des couches de chaussée

Méthode	Française LCPC/SETRA	Américaine AASHTO	Anglaise DMRB	Hollandaise	Shell SPDM	Européenne 95/53/CE
Française LCPC/SETRA	Rupture par fatigue des matériaux liés : $\varepsilon_t \leq \varepsilon_E(\theta_{sq}, f) \cdot \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \cdot k_r \cdot k_s \cdot k_c$ Détermination permanente des couches en matériaux non liés : $\varepsilon_z \leq A \cdot (NE)^{-0.222}$			ε_z : déformation horizontale a la base de la couche : $\varepsilon_E(\theta_{sq}, f)$: déformation a appliquer pour provoquer une rupture du matériau a 10^6 cycles : NE : Nombre équivalent d'essieux standard, k_i : coefficients de risque de calcul et de calage, A : égale a 0.016 pour les faibles trafics et 0.012 dans le cas contraire.		
Américaine AASHTO	$\log_{10}(w_{18}) = Z_R \cdot S_0 + 9.36 \cdot \log_{10}(SN + 1) - 0.20$ $+ \frac{\log\left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}\right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \cdot \log_{10}(M_r) - 8.07$			w_{18} : Nombre équivalent d'essieux standard, $Z_R \cdot S_0$:facteur de fiabilité SN : nombre structurel ; M_r : module élastique de la plate- forme ; ΔPSI : variation de l'indice de qualité de la route.		

2.4 Sollicitations dans la chaussée

Les principales sollicitations externes imposées sur les enrobés bitumineux sont les chargements mécaniques dus aux trafics et les sollicitations climatiques. Sous ces sollicitations, des phénomènes complexes, couplant mécanique, thermique, physique et chimie se produisent.

2.4.1 Effet du trafic

L'effet du trafic est issu du passage des véhicules qui imposent un chargement sur la surface de la chaussée sous forme de chargements surfaciques répétés. Les amplitudes de chargement sont faibles, produisant des déformations de l'ordre de 10^{-3} . Le calcul des efforts et des déformations, effectuée par un modèle multicouche élastique linéaire isotrope, donne une bonne approximation des modes de fonctionnement de chaque couche suivant sa position en profondeur dans la structure (figure 2.4).

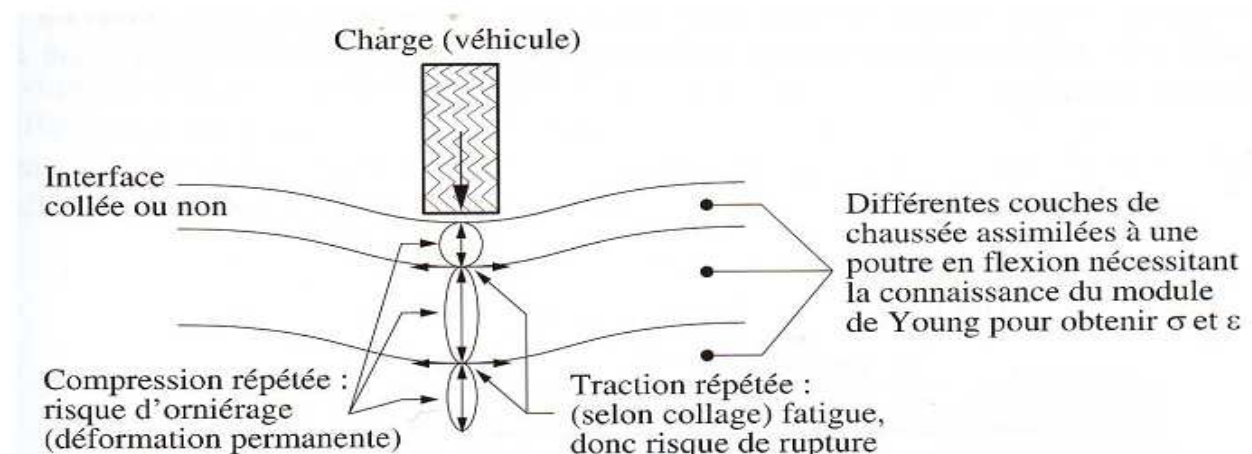


Fig.2. 4. Sollicitations induites par le trafic [13]

Sous les sollicitations cycliques du trafic, la base des couches structurales subit une traction répétée qui peut créer des micro dégradations et entraîner la ruine des couches. Ce phénomène de fatigue peut entraîner des fissures au travers de la chaussée. Dans le même temps, la partie supérieure de chaque couche est soumise aux efforts de compression répétée qui peuvent entraîner des déformations permanentes induisant un orniérage à la surface de la chaussée.

2.4.2 Effet de la température

Outre les chargements mécaniques, les chaussées subissent des chargements consécutifs aux variations de la température. Ces variations thermiques entraînent des changements de la rigidité du mélange : à température basse le mélange bitumineux est rigide et fragile tandis qu'à haute température la rigidité du mélange chute et que sa ductilité augmente.

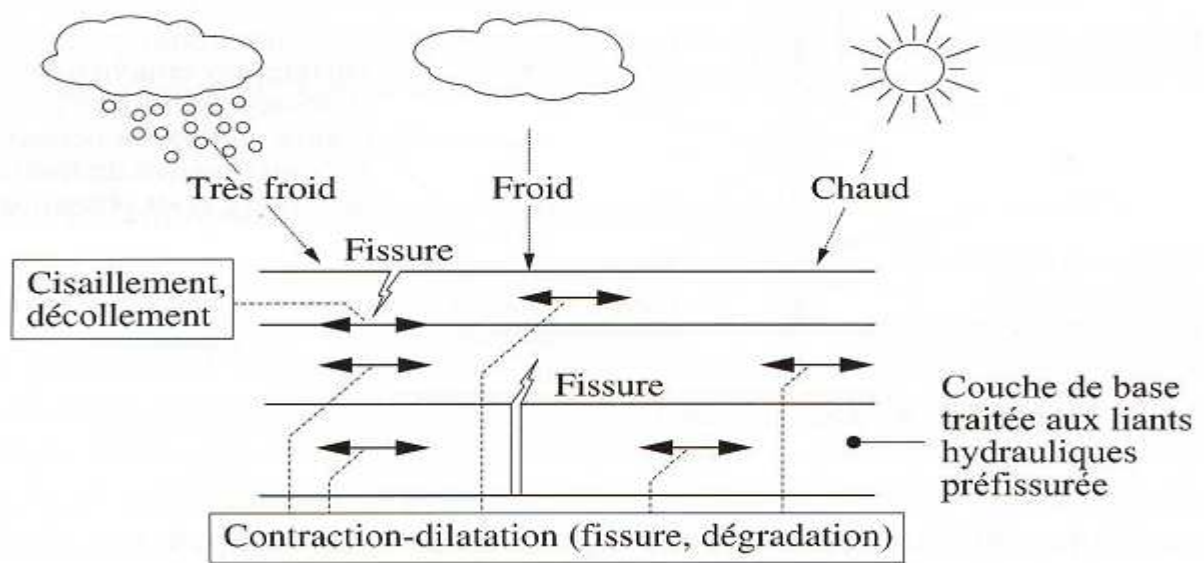


Fig.2. 5 Sollicitations induites par la température [13]

D'autre part, le changement de température peut entraîner des contraintes et des déformations au sein des matériaux en raison des contractions-dilatations thermiques (Fig.2.5). Ce phénomène est particulièrement important : il peut provoquer des fissures dues aux cycles thermiques à basses températures ou des dégradations aux interfaces entre des couches.

2.5. Différents Formes De dégradation Dans Les Chaussées

2.5.1. Origines des fissures

2.5.1.a. Fatigue

Le cumul du trafic sur la chaussée conduit, au-delà d'une limite, à l'apparition de fissures. Cette fatigue peut affecter toutes les couches de la structure ou seulement être limitée à la couche de surface.

2.5.1. b. Retrait

Le retrait empêché de la couche de base, d'une longueur infinie, peut donner naissance à des fissures dès l'instant où il se produit des contraintes supérieures à la résistance en traction. Le frottement entre la couche de base et le support peut accentuer ces contraintes. Ce phénomène se rencontre dans le cas de structures composées de matériaux traités aux liants hydrauliques. Dans le domaine de la fissuration de retrait, il a été convenu de distinguer deux types de retraits élémentaires [1] :

- Les retraits primaires qui comprennent les retraits avant le durcissement et le retrait hydraulique. Ils sont responsables de la première mise en contrainte lente du matériau après sa mise en œuvre.
- Les retraits thermiques associés aux variations de températures journalières mais aussi annuelles.

En règle générale, les fissures de retrait apparaissent dans les chaussées composées d'au moins une couche traitée aux liants hydrauliques mais dans les climats les plus sévères la fissuration affecte également la couche de roulement.

2.5.1.c. Mouvements du L'élément support

Les mouvements ou une perte de portance locale du L'élément support sur lequel la structure repose, peuvent aussi mener à une fissuration, qui va se propager dans les différentes couches de la structure.

2.5.1.d. Défaut de construction

Des fissures peuvent résulter d'erreurs dans la conception de la chaussée ou lors de sa mise en œuvre : variation de portance longitudinale, mauvaise réalisation des joints longitudinaux, sous- dosage du liant... peuvent être la porte ouverte à des problèmes de fissuration. Certains défauts peuvent être plus néfastes sous le passage des charges roulantes, par exemple, le glissement entre les différentes couches.

2.5.1.e. Vieillessement et effets environnementaux

Les fissures qui naissent en surface de chaussée sont souvent dues à une combinaison entre les contractions thermiques et une déformation de la chaussée au cours de l'hiver, alors que le béton bitumineux est devenu plus fragile. Ces effets sont accentués avec l'âge de la chaussée du fait de l'exposition de béton bitumineux aux effets environnementaux.

2.5.2 Formes et chemin de fissuration

En fonction de leur origine, du type de la chaussée et du processus de fissuration, les fissures peuvent prendre des formes et des aspects variés.

1.5.2. a. Orientation

Les fissures sont, plus généralement, longitudinales (parallèles à la direction de la roue) ou transversales (perpendiculaire au sens du trafic); elles sont rarement diagonales ou paraboliques.

1.5.2.b. Forme

La forme des fissures est plutôt rectiligne mais les formes sinueuses s'observent parfois.

1.5.2.c Aspect

Les fissures peuvent apparaître comme une seule fissure franche dans la chaussée, ou alors se dédoubler voire se ramifier (figure 2.7).

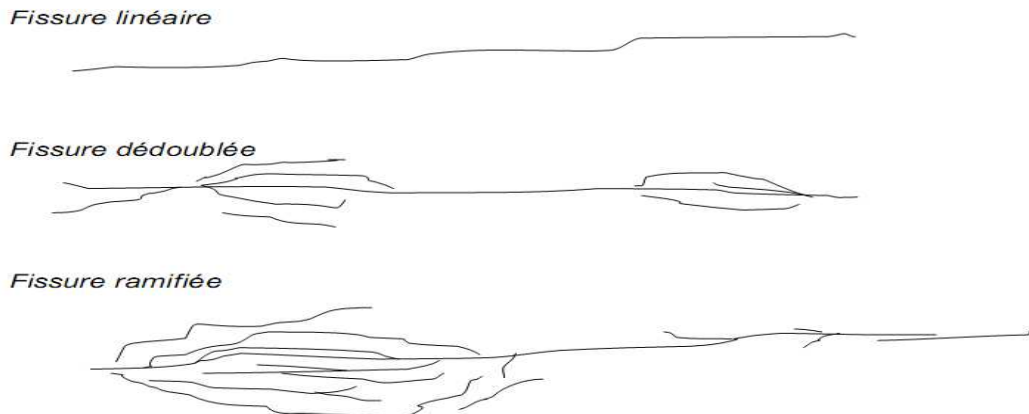


Fig. 2. 6 Différents aspects de la fissuration

2.5.2.d Ouverture de la fissure

Une fois encore, pas de règle bien définie, la largeur des fissures (c'est à dire la distance entre les 2 lèvres) peut varier de façon très diverse : la fissure peut être très fine (inférieure au mm), fine (de 1 à 2 mm) ou bien large (de plusieurs mm au cm).

2.5.2. e. Chemin de fissuration

Les fissures peuvent être isolées et non connectées ou au contraire fabriquer un maillage plus ou moins dense (fig. 2.7).

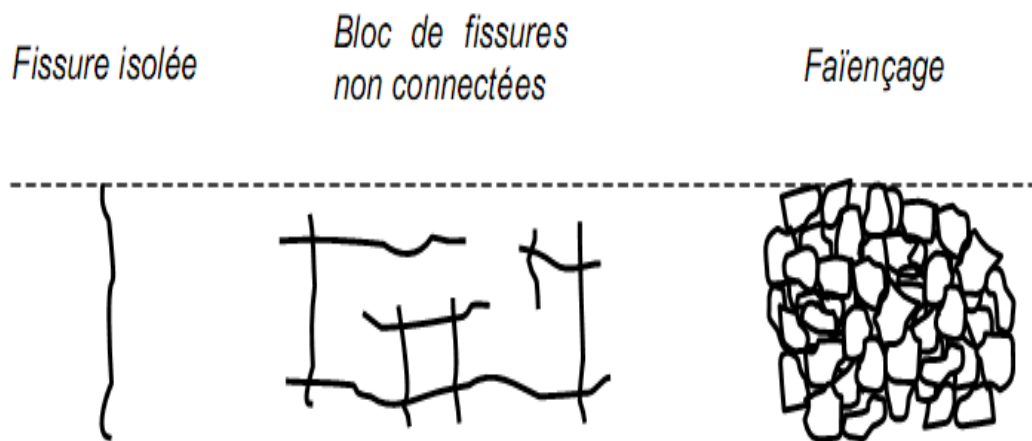


Fig. 2. 7 – Différents chemins de fissuration (vue de haut de la chaussée)

2.6. Différents Pathologies Pour Différents Structures de Chaussées

2.6.1. Fissures affectant toutes les structures

Une perte de portance du L'élément support va conduire à des ruptures en dalle ou des fissures simples longitudinales et transversales.

Un retrait ou un séchage rapide va donner naissance à des fissures larges et espacées longitudinales et transversales.

Les fissures de fatigue, initiées dans la couche de surface, sont fines et limitées aux voies circulées dans un premier temps ; par la suite, ces fissures vont s'étendre à toutes les voies en faïençage. Les fissures de surface (de la couche de roulement) sont causées par les contractions thermiques lors de climats rigoureux.

2.6.2. Fissures spécifiques selon la structure

2.6.2.a. Structures rigides

Ces constructions présentent des joints, dans la couche de base, qui s'apparentent à des fissures. Ces joints, longitudinaux et transversaux, sont larges en surface mais du fait du procédé de construction, ils sont collés. Néanmoins, sous l'action du trafic et des actions thermiques, ils peuvent perdre de leur capacité de transfert de charge d'une dalle à l'autre. Si les joints ne sont pas réalisés à temps, il peut aussi y avoir des problèmes de retrait, liés à la prise du béton. Dans ce cas des fissures rectilignes vont apparaître avec un pas quasi constant de plusieurs mètres. Si la couche de béton n'est pas assez épaisse pour supporter le trafic, les dalles peuvent aussi se fissurer (longitudinalement et transversalement, mais aussi aux coins) sous le passage répété des fortes charges roulantes.

2.6.2.b. Structures semi-rigides

Les structures semi-rigides ne possèdent pas de joint de dilatation (au contraire des structures rigides) dans les couches d'assises traitées aux liants hydrauliques. (Toutefois, au dernier catalogue des structures 98, cette disposition a un peu évolué et il devient nécessaire de pré fissurer la couche de base avec l'emploi de certaines graves ciment (plus riche en ciment) ou au-delà de certains trafics).

De ce fait, la couche de base est soumise à une fissuration transversale inévitable due au retrait. Les fissures naissent dans la couche traitée pour remonter ensuite vers la surface. Les fissures apparaissent avec des pas compris entre 5 et 20 m, et leur ouverture est fonction de la température mais peut atteindre dans certains cas défavorables plusieurs millimètres. Les fissures de retrait sont transversales rectilignes mais au cours du temps, sous l'action du trafic, elles se ramifient. Le pas de fissuration observé en surface est très dépendant des caractéristiques de résistance en traction et du module d'Young de la couche traitée, mais le processus général reste l'apparition de grandes dalles qui peu à peu se subdivisent en plus petites.

2.6.2.c. Structures souples

En plus des fissures de surface décrites plus haut, les chaussées noires, ou souples, sont soumises à la fissuration par fatigue de la couche de base, avec une propagation de la fissure dans la couche de roulement sous l'action du trafic. Sous le passage de la charge roulante, ces fissures se développent en maillage large. Dans les pays aux climats hivernaux rigoureux (ou

Des pays avec de fortes amplitudes thermiques), il se peut que la chute de température crée des contraintes de traction supérieures à la limite de résistance du béton bitumineux, d'où l'apparition de fissures en surface. Ce phénomène est d'autant plus probable que le bitume utilisé est dur ou bien sensible au vieillissement.

2.6.3 Orniérage des chaussées bitumineuses

Phénoménologie de l'orniérage

L'orniérage désigne de façon générale les phénomènes de déformations permanentes du profil transversal des chaussées, qui apparaissent et croissent sous les sollicitations du trafic.

Les déformations du profil transversal des chaussées bitumineuses peuvent provenir des tassements des couches structurales de matériaux non liés et/ou des déformations des couches de béton bitumineux se trouvant proche de la surface. Le tassement des couches de base s'observe principalement sur les chaussées souples et se traduit généralement par des ornières à "grand rayon", parfois appelé "orniérage structural". Les déformations des couches de surface en béton bitumineux se produisent plutôt sur les chaussées épaisses et apparaissent sous forme d'ornières à "petit rayon" de la largeur de la bande de roulement, accompagnées par des bourrelets latéraux.

Dans le cadre de ces travaux, on s'intéresse à l'orniérage à petit rayon" provoqué par le comportement irréversible des couches des matériaux bitumineux.

L'orniérage des couches bitumineuses représente, aux côtés de l'endommagement et de la fissuration par fatigue, l'un des principaux modes de dégradation potentiels des chaussées, car il entraîne des problèmes de sécurité et de confort au roulement (risques d'aquaplanage notamment).

En cas de problème d'orniérage avéré, les solutions d'entretien par rechargement et reprofilage s'avèrent souvent insuffisantes à long terme [14].

Pour bien clarifier les différents aspects du problème, il est indispensable d'étudier les aspects de contrainte et de déformation sous sollicitations de trafic, qui illustrent les variations des états de contrainte au passage d'une charge roulante et la complexité du problème.

2.6.4. Remontée de fissure dans la couche de roulement

La remontée d'une fissure existante, au travers de la couche de roulement, est le résultat de mouvements des lèvres de la fissure qui sont transférés à la base de la couche de surface. Afin d'identifier correctement le problème de la remontée de fissure, il importe de bien identifier les différents paramètres qui peuvent causer ces mouvements et d'en analyser leur nature.

2.6.4. a. Charges provoquant les mouvements de la pointe de la fissure

Trois types de charges provoquent des mouvements des lèvres de la fissure :

Trafic : Les véhicules, et plus particulièrement les essieux de camions, qui passent au droit de la fissure ou à proximité, induisent des mouvements horizontaux et verticaux de la fissure.

Variations de température : Les changements de températures, jour&nuit et entre les saisons été&hiver, causent des dilatations et contractions des sections comprises entre deux fissures existantes. Ces mouvements horizontaux alternent entre l'ouverture et la fermeture des fissures.

Fréquence de sollicitation

Les différents mouvements de la pointe de fissure, sont fonctions de la charge qui s'applique pour la partie cinématique, mais ces mouvements se distinguent aussi par la vitesse du chargement.

Amplitude des mouvements

L'amplitude des mouvements dus aux charges roulantes est directement fonction de la charge roulante. Elle est aussi directement reliée à la déformation possible de la structure. Concernant les mouvements de retraits thermiques, l'amplitude des mouvements des lèvres de la fissure est fonction de l'amplitude de variation de température mais aussi du coefficient de dilatation thermique.

L'ouverture sous chargement thermique est plus grande si les joints sont espacés ; mais elle est aussi fonction de la qualité du collage entre les couches.

2.7 Conclusion

Le trafic induit des contraintes dans les chaussées fissurées qui se traduisent par des mouvements des lèvres des fissures en mode I (ouverture), II (cisaillement) et III (déchirement), en fonction de la position du véhicule par rapport à la fissure. Le mouvement est rapide (donc une fréquence élevée) avec des amplitudes variables.

Comme nous l'avons exposé au cours de ce paragraphe, les natures des Pathologie qui cause la non régularité observées en surface de chaussées sont diverses, ceci est en partie dû à la grande variété des origines de fissuration. De plus les pathologies observées sont fortement dépendantes du type de la structure.

Notre étude se limitera plus particulièrement aux structures semi-rigides et souple, mais aussi à la nature de Dégradation la plus défavorable, et la plus 'classique' dans ce type de structure : les remontées de fissures transversales de la couche de base vers la surface au travers de la couche de roulement (c'est à dire couche de liaison et couche de roulement, fig2. 1).

Chapitre 3
Effet dynamique des
surcharges roulantes sur une
chaussée d'un tablier
d'un ouvrage d'art

3.1 Introduction

Le réseau autoroutier Algérien a pu réaliser environ 3600 ouvrages d'art, et compte tenu des investissements énormes qui ont été consentis, il est important de se donner les moyens de non seulement préserver la valeur de ces acquis, mais surtout de l'améliorer pour répondre aux besoins nouveaux.

Lors de la préparation de l'Eurocode E.C.3.1 [1, 2], les effets dynamiques du trafic routier, faute de données expérimentales, ont été estimés par l'intermédiaire d'une simulation numérique consistant à déplacer sur un grand nombre de lignes d'influence des trains de véhicules lourds à différentes vitesses (ce qui se traduisait, notamment, par des espacements variables entre véhicules et des majorations dynamiques variables), avec une rugosité de chaussée de qualité moyenne. Cette solution n'était guère satisfaisante car les caractéristiques dynamiques des véhicules étaient mal connues. Toutes ces considérations ont milité pour une reprise de l'étude expérimentale et, notamment, pour une meilleure connaissance des effets dynamiques.

D'autre part le trafic routier a fortement augmenté, et la croissance est marquée autant par le nombre de véhicules que par le tonnage transporté par essieu et les besoins futurs suivront sûrement la même tendance.

Face à ces nouvelles données, le défi des ingénieurs est de mettre en place une politique de maintenance pour gérer de manière rationnelle ce patrimoine bâti. Actuellement les besoins d'intervention sur l'ensemble du parc des ponts sont justifiés sur la base de critères de sécurité.

L'ingénieur de structure doit donc être capable d'estimer précisément la sécurité d'un pont, à un moment donné, en utilisant toutes les données disponibles aussi bien les informations concernant la capacité portante que celles relatives aux sollicitations effectives propres à l'ouvrage étudié et ceci, afin de considérer toutes les potentialités de la structure analysée[15].

3.2 Sollicitations sur les ponts

3.2.1 Généralités

Les Sollicitations agissant sur un pont sont de nature fort diverse. L'action la plus importante est très souvent le poids propre de la structure porteuse associé à celui des éléments non porteurs, tels que le poids du revêtement, des bordures, des parapets et des divers équipements du pont (glissières, gaines techniques, évacuation des eaux, etc.). Par définition, le poids propre agit à long terme et sollicite l'ouvrage de manière statique. Le pont est également sollicité par le milieu environnant par l'action du vent, des tremblements de terre, du tassement du sol de fondation ainsi que par les activités humaines représentées par les actions du trafic. Ces différentes actions ont un caractère variable et se produisent de manière intermittente avec des intervalles de temps très variables. De plus, lorsque ces actions se manifestent, leurs directions et leurs intensités sont variables dans le temps. Le vent, les tremblements de terre et le trafic sont donc des actions qui agissent de manière dynamique sur l'ouvrage. Pour la plupart des ponts, le trafic constitue l'action variable prédominante.

3.2.2 Trafic routier

Le trafic routier varie d'un endroit à un autre et évolue en fonction du temps. En effet, suivant le tronçon de route, la composition et la densité du trafic change et l'évolution des besoins se répercute sur le trafic. L'action dynamique provoquée par le trafic routier sur un pont dépend de nombreuses variables liées aux flux de trafic, aux véhicules, au profil de la chaussée et au pont. Afin de simplifier l'analyse de l'ouvrage, ces actions dynamiques sont remplacées par des actions statiques équivalentes. Ces dernières sont constituées par un modèle de charge statique dont la valeur représentative est majorée par un facteur d'amplification dynamique.

Cette manière de considérer l'action dynamique du trafic est proposée dans la plupart des normes de dimensionnement à travers le monde.

L'objectif de ce chapitre est d'exposer le phénomène étudié et de faire un tour d'horizon des démarches utilisées pour analyser le comportement dynamique des ponts sollicités par des charges de trafic mobiles.

L'étude de la littérature permet d'identifier les paramètres importants qui entrent en jeu et d'établir les exigences nécessaires pour modéliser de manière aussi réaliste que possible les effets dynamiques dans les dalles de roulement des ponts en béton.

3.3 Nature des vibrations générées sur les ponts par les véhicules

3.3.1 Explication du phénomène

Afin de bien cerner le phénomène étudié, une description détaillée des effets dynamiques occasionnés par le passage d'un véhicule sur un pont est présentée.

En premier lieu, la situation où un véhicule mobile représenté par une force constante traverse une poutre simple à une vitesse constante v est considérée. La poutre est caractérisée par la portée, la rigidité et la masse linéaire. À chaque instant t , la force mobile se trouve à l'abscisse $x = v \cdot t$ le long de la poutre et provoque une déformée différente. Pour passer d'un état déformé à un autre durant un intervalle de temps Δt chaque élément infinitésimal de la poutre subit une accélération. En plus des forces élastiques, la poutre est donc sollicitée par des forces d'inertie et des forces d'amortissement. Les forces d'inertie causent des oscillations de la poutre qui, après le passage de la force mobile, retrouve peu à peu sa position de repos par l'entremise des forces d'amortissement.

La situation décrite correspond au cas où la masse du véhicule traversant le pont est très faible en regard de la masse de la structure. Dans le cas contraire, les effets d'inertie liés à la masse mobile doivent être pris en compte. Cette masse mobile, lors de son parcours sur la poutre, modifie les propriétés vibratoires de la structure. Les modes et les fréquences de vibration du système en régime forcé varient durant le passage de la masse mobile.

Pour des raisons de sécurité et de confort, les véhicules routiers sont conçus de manière à minimiser les accélérations verticales au niveau du châssis. Dans ce but, la structure du véhicule est posée sur les essieux par l'intermédiaire de la suspension. Afin de simplifier, un véhicule peut être idéalisé par un système constitué de deux masses, l'une représentant le châssis et la carrosserie et l'autre les essieux et les roues. Ces masses sont liées entre elles par un ressort matérialisé par la suspension (Figure 3.1).

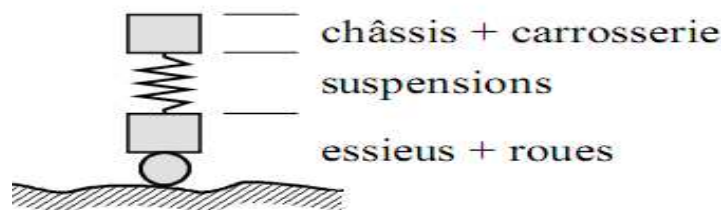


Fig. 3.1 Véhicule idéalisé

Considérons que ce modèle de véhicule roule à vitesse constante sur une surface sur laquelle est aménagé un obstacle de forme sinusoïdale. Avant d'atteindre l'aspérité, les masses ne présentent aucun mouvement vertical. Au moment de franchir l'obstacle, la masse inférieure qui suit la forme du profil, provoque un déplacement relatif des extrémités du ressort ce qui modifie la force appliquée sur le sol. Dès lors que les masses se déplacent verticalement, des forces d'inertie et d'amortissement s'activent et provoquent les oscillations du véhicule qui influencent également la force exercée sur la surface de roulement.

Un pas supplémentaire dans la compréhension des effets dynamiques qui ont lieu lors du passage d'un véhicule sur un pont consiste à admettre que le véhicule idéalisé décrit précédemment circule à vitesse constante sur une chaussée horizontale et parfaitement lisse d'un pont. Dans ces conditions, à l'approche du pont, le véhicule exerce sous ses pneus une force constante correspondant à sa charge statique. Dès l'entrée du véhicule sur le pont et au fur et à mesure de sa progression, le pont se déforme et ainsi modifie le profil de la chaussée.

Un déplacement relatif des extrémités du ressort modélisant les suspensions du véhicule survient, et en considérant que le véhicule reste en contact permanent avec la chaussée, l'intensité de la charge développée sous les pneus est modifiée. Sous ces nouvelles actions, les forces élastiques dans la structure tendent à redéfinir la configuration d'équilibre et, combinées aux forces d'inertie, causent les oscillations de la structure. Le profil actualisé de la chaussée influence le mouvement du véhicule par l'entremise des suspensions qui subissent à nouveau un déplacement relatif de leurs extrémités. La configuration d'équilibre du véhicule amène une variation de l'intensité des charges appliquées, perturbant à nouveau l'équilibre du pont. Ce processus d'ajustements successifs de la position des masses en vibration du véhicule et de la déformée de la structure se poursuit tout au long du parcours du véhicule. Une fois le pont franchi, ses vibrations s'amenuisent grâce aux forces d'amortissement.

La situation réelle est similaire à celle décrite ci-dessus avec, en plus, d'autres sources d'excitation pouvant affecter la vibration du véhicule. Les **irrégularités dans le profil** statique de la chaussée, les conditions initiales de vibration des véhicules conditionnées par l'état de la chaussée à l'approche du pont, la présence d'autres véhicules simultanément sur le pont et les forces causées par l'accélération, le freinage ou l'action du vent sont des facteurs qui génèrent une variation de l'intensité des charges appliquées sur le pont. Lors du franchissement du pont, ces facteurs influencent le mouvement du véhicule et conduisent la structure à se déformer sous l'action de charges d'intensités sans cesse actualisées. Dans ce contexte, le véhicule et le pont sont considérés comme deux systèmes vibratoires intimement couplés.

Les explications fournies dans les paragraphes précédents montrent que les éléments qui entrent en jeu sont nombreux. Les paramètres intervenant dans l'interaction dynamique du

Véhicule et du pont sont décrits dans le but d'apporter des précisions nécessaires à la compréhension du phénomène vibratoire.

3.3.2 Les ponts

La géométrie et le système statique font de chaque pont un ouvrage particulier avec un comportement statique et dynamique spécifique. Les principales caractéristiques qui dictent le comportement de l'ouvrage sont la masse, la rigidité et l'amortissement (Figure 3.2).

La masse de la superstructure comporte la masse de la structure porteuse, du revêtement, des parapets, des trottoirs et de tous les équipements du pont. La masse est un facteur dominant pour les fréquences de vibration du pont.

La rigidité d'un pont est déterminée principalement par le matériau, par les dimensions et par le type de section. Les ponts dont la section est formée d'un caisson, assurent une plus grande rigidité vis-à-vis de la flexion transversale et de la torsion que les ponts composés de poutres indépendantes. Ce dernier type est très influencé par les entretoises ou les diaphragmes qui lient transversalement les poutres entre elles. Les éléments secondaires tels que le revêtement, les trottoirs et les parapets accroissent la rigidité globale de la structure.

Une rigidité élevée contribue à augmenter les fréquences de vibration du pont.

L'amortissement caractérise la dissipation d'énergie lors des vibrations de la structure. Par définition, l'amortissement est un phénomène thermodynamique, car il implique un transfert d'énergie mécanique vers une autre forme d'énergie qui est thermique. Une distinction existe entre l'amortissement matériel et l'amortissement structural.

La différence dépend essentiellement de la manière dont les limites sont fixées entre chacun.

La différence dépend essentiellement de la manière dont les limites sont fixées entre chacun.

L'amortissement matériel correspond aux pertes d'énergie au niveau moléculaire dans le matériau. Cet amortissement dépend de la fréquence, de la température, du type de déformation, de l'amplitude et de la géométrie de la structure. L'amortissement structural est de nature principalement frictionnel et correspond à l'énergie dissipée aux interfaces entre les parties distinctes d'une structure, telles que les joints, les appuis, les liaisons (connexion acier - béton des ponts mixtes). En principe, plus les vibrations de la superstructure sont importantes, plus l'infrastructure participe au mouvement d'ensemble et, par conséquent, l'amortissement structural devient important par rapport à l'amortissement total.

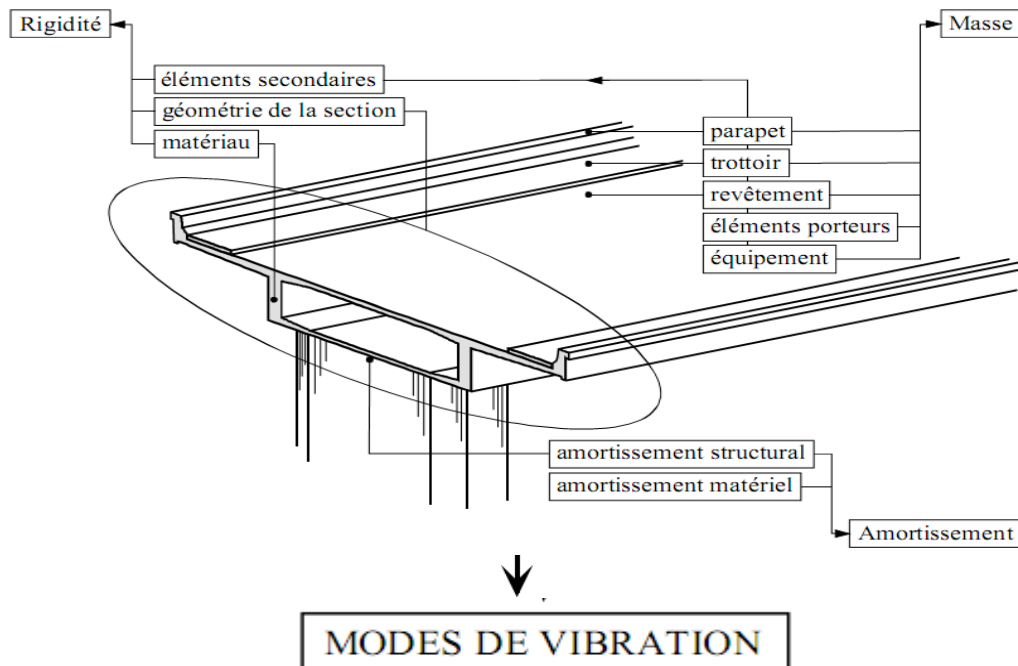


Fig. 3 .2 Éléments des ponts

Plusieurs méthodes existent pour quantifier l'amortissement (half-power band-width method, resonant amplification method, resonance energy loss per cycle method [16]), mais la plus utilisée dans le domaine des ponts est, sans doute, celle de la diminution des vibrations libres (free-vibration decay method) qui permet d'évaluer le décrément logarithmique. Même si l'amortissement structural est de type frictionnel, cette approche admet que l'amortissement global est essentiellement de type visqueux, c'est-à-dire que l'amplitude du mouvement décroît de façon exponentielle avec le nombre de cycles. La valeur du décrément logarithmique est pratique, bien que le rapport d'amortissement exprimé en pour-cent fournisse une meilleure image de l'amortissement. L'amortissement tend à réduire les oscillations de hautes fréquences plus rapidement que celles de basses fréquences et atténue ainsi la contribution des modes supérieures de la structure.

3. 3. 3 Le profil de la chaussée

Le profil de la chaussée est un élément d'un grand intérêt pour l'étude du comportement dynamique d'un pont. Une distinction est faite entre le profil statique qui représente **les irrégularités** de la chaussée en fonction de la position et le profil dynamique qui correspond aux déflexions causées par les charges appliquées sur le pont. Le profil statique est déterminé par le profil en long de la route auquel est superposé les dénivellations aux appuis, les tassements différentiels des fondations ou les défauts d'alignement des travées, les contre-flèches, les flèches dues aux effets différés et la rugosité du revêtement (Fig. 3.3). Ces différentes composantes proviennent des tolérances de construction, des conditions d'exploitation ou des effets du temps. Les irrégularités du profil statique de la chaussée ont

Pour effet d'induire et d'entretenir les oscillations de la charge sur le système de suspension du véhicule.

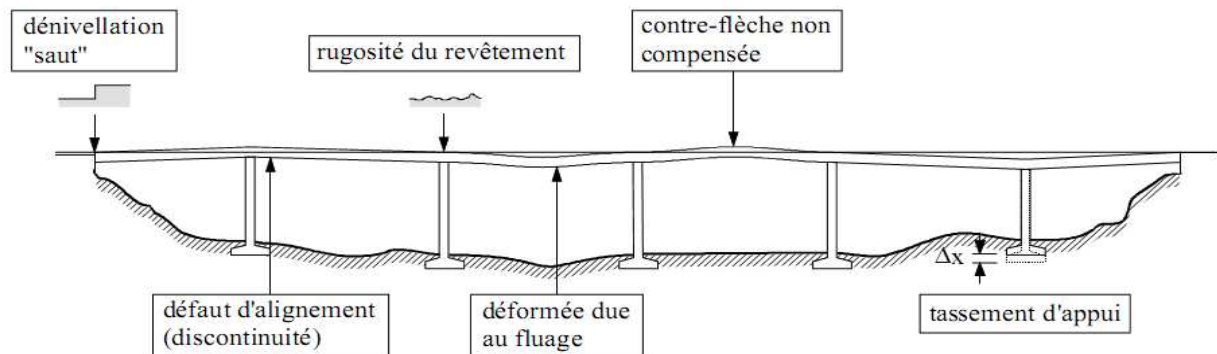


Fig. 3.3 Profil statique d'un pont

3.3.4 Les véhicules

Dans le cadre d'une étude sur le comportement dynamique des ponts, les poids lourds, à cause de leur masse élevée, sont les véhicules qui retiennent le plus l'attention. La connaissance de leur comportement dynamique est donc essentielle.

La géométrie des poids lourds définit le nombre et l'espacement des essieux et influence la répartition des masses. Ces paramètres déterminent l'intensité et la position des charges statiques appliquées sur l'ouvrage.

Les systèmes de suspensions des camions sont classés dans deux catégories principales qui sont d'une part, les systèmes composés de lames d'acier et d'autre part, les systèmes pneumatiques. Les suspensions à lames d'acier sont les plus répandues, mais la tendance actuelle est plutôt favorable aux systèmes pneumatiques. La suspension est caractérisée par sa rigidité et son amortissement. Le frottement qui se développe entre les lames des suspensions en acier cause un fort amortissement et rend les suspensions efficaces uniquement au-delà d'un seuil minimum, contrairement aux suspensions pneumatiques qui sont opérationnelles pour toutes intensités de l'amplitude des vibrations.

Les **pneus** influencent également les mouvements vibratoires des véhicules routiers. Pour tenir compte des vibrations causées par la flexibilité des pneus, le système de suspension et le pneu doivent être dissociés. La structure du pneu caractérisée par le nombre et la disposition des bandes de caoutchouc qui la constitue ainsi que la pression d'air de gonflage influencent la rigidité du pneu et son amortissement.

L'ensemble des paramètres cités (Figure 3.4) déterminent les propriétés modales du véhicule, à savoir les modes et les fréquences associées qui composent les mouvements vibratoires du camion lorsque ce dernier roule sur une chaussée. Quatre types d'oscillations caractérisent le mouvement d'un véhicule:

- **le bondissement** : Le bondissement correspond au mouvement vertical de la masse du véhicule.
- **le tangage** : Le tangage est le mouvement du véhicule autour d'un axe perpendiculaire à son axe longitudinal et ses effets sont couplés à ceux des oscillations verticales (bondissement).
- **le roulis** : Le roulis représente le balancement de la masse du véhicule autour de son axe longitudinal et provient de l'effet de roulement.
- **le sauttillement** : Le sauttillement caractérise le mouvement vertical des essieux.

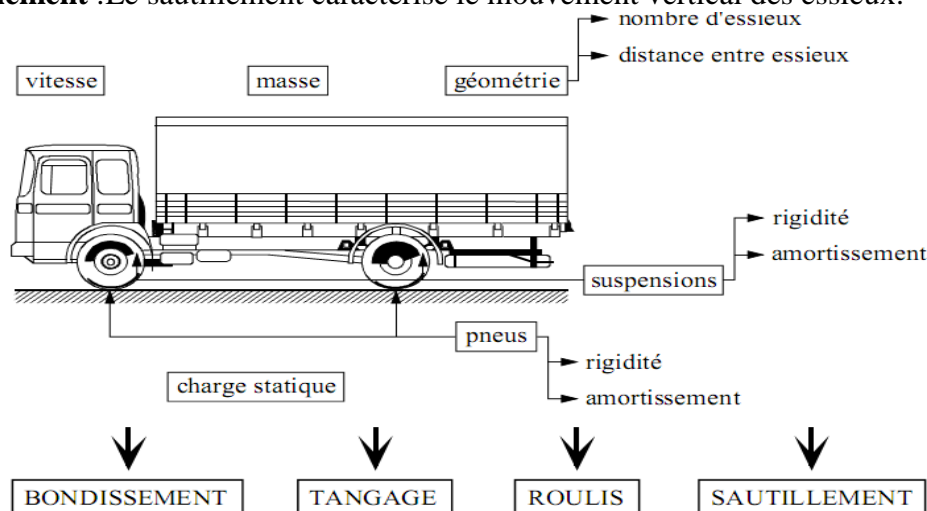


Fig. .3.4 Éléments des véhicules

Il faut également mentionner comme éléments importants, le nombre et la vitesse des véhicules circulant sur le pont. Le nombre de véhicules qui chargent simultanément l'ouvrage modifie le comportement vibratoire de ce dernier. La vitesse détermine la durée du régime de vibrations forcées auquel l'ouvrage est soumis.

3. 3. 5 Interaction des éléments contribuant au phénomène

Plusieurs paramètres décrits dans les paragraphes précédents n'ont pas seulement une influence directe sur le comportement dynamique des ponts traversés par des véhicules, mais, de plus, ils interviennent en interaction avec d'autres facteurs.

Suivant la valeur du rapport des masses défini par la masse totale du véhicule divisée par la masse totale de la superstructure, le contenu en fréquence des vibrations du pont change dans le temps, car la mobilité des charges fait varier la distribution des masses du système pont + véhicule. Si l'amplitude des oscillations de la masse du véhicule est grande, la sensibilité de la réponse du pont à la variation du rapport des masses dépend aussi du rapport des fréquences. Ce rapport est exprimé par la fréquence des oscillations verticales du véhicule divisée par la fréquence fondamentale du pont. Des vibrations de grandes amplitudes sont observées en cas de résonance, lorsqu'une force perturbatrice sollicite un système vibratoire

Avec une fréquence égale à celle du système. Dans le cas des ponts, il est plus approprié de parler d'un phénomène de quasi-résonance, car la quantité d'énergie transmise au pont n'est pas infinie et la vibration forcée ne dure pas suffisamment longtemps pour que la résonance se développe.

L'influence de la **vitesse** est indissociable de l'**espacement des essieux** du véhicule et du profil de la chaussée. La vitesse représente le moyen par lequel la chaussée devient la force perturbatrice du véhicule. La vitesse et la rugosité de la chaussée sont les paramètres qui privilégient les mouvements des véhicules selon un mode plutôt qu'un autre. La vitesse du véhicule associée à l'espacement des essieux déterminent la fréquence d'application des charges sur un élément structural.

3.4 Définitions du facteur d'amplification dynamique

Le facteur d'amplification dynamique est une valeur qui majore les effets statiques d'un pont causés par la charge statique d'un véhicule mobile, pour tenir compte des effets dynamiques provoqués par le passage de ce véhicule. Cette approche revient à considérer les effets dynamiques comme des effets statiques supplémentaires pour lesquels le principe de superposition s'applique pour autant que le comportement de la structure reste linéaire.

Suivant les auteurs et suivant les pays, la désignation et la définition du facteur d'amplification dynamique est quelque peu différent, bien que l'objectif commun soit de fournir une valeur qui permette de considérer les effets dynamiques liés au trafic pour conserver le caractère statique de l'analyse des ponts. Le terme de facteur d'amplification dynamique est le plus répandu et est défini de la manière suivante:

$$\text{Amplification Dynamique (AD)} = \frac{R_{dyn} - R_{sta}}{R_{sta}} \quad (3.1)$$

Où R_{dyn} = réponse dynamique maximum.

R_{sta} = réponse statique maximum.

$$R_{dyn} = R_{sta} (1 + AD) \quad (3.2)$$

$$\text{le facteur d'Amplification Dynamique (FAD)} = (1 + AD) \quad (3.3)$$

Par conséquent, le rapport entre la réponse¹dynamique et la réponse statique qui représente le facteur d'amplification dynamique, est très souvent utilisé:

$$\text{FAD} = \frac{R_{dyn}}{R_{sta}} \quad (3.4)$$

La notion de facteur d'impact ou d'incrément dynamique exprimé en pour-cent est également utilisée dans la littérature:

$$I (\%) = \left(\frac{R_{dyn}}{R_{sta}} - 1 \right) \times 100\% \quad (3.5)$$

Les termes "facteur dynamique" ou "coefficient dynamique" sont couramment mentionnés et correspondent au terme "facteur d'amplification dynamique".

Certains auteurs ont proposé des définitions plus fines des facteurs d'amplification dynamique, notamment pour les ponts composés de plusieurs travées. Des régions séparées sont définies pour un pont typique à trois travées, relativement à la localisation où les réponses maximales sont attendues (Figure 3.5).

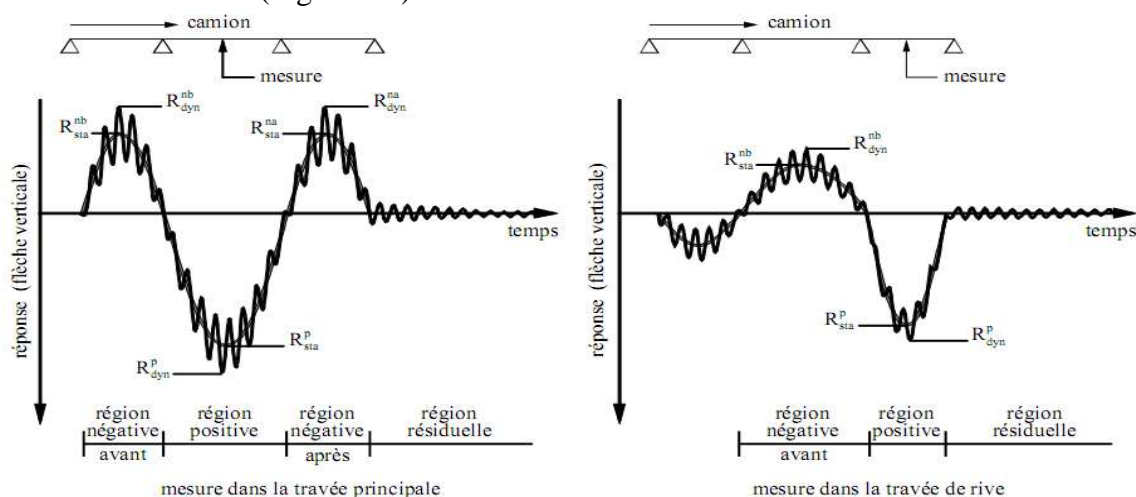


Fig. 3.5 Découpage des réponses en régions

Dans la région positive, le véhicule est localisé dans la même travée que la jauge observée; dans la région négative, le véhicule est placé dans la travée adjacente. Dans la région résiduelle, le pont est en vibrations libres. Une fois les valeurs maximales des réponses statiques et dynamiques déterminées dans chaque région, un facteur d'amplification dynamique peut être calculé pour chacune d'elle. Afin d'éviter une surestimation de l'amplification dynamique, les réponses dynamiques sont rapportées à la réponse statique la plus grande de l'effet mesuré à différents endroits dans une même section [17].

En fait, les facteurs d'amplification dynamique sont des quantités qui dépendent de variables aléatoires et devraient être traités sur une base statistique comme cela se fait pour les charges statiques. Une méthode pour définir une valeur de dimensionnement du facteur d'amplification dynamique a été proposée dans le code ontarien de 1979 [18].

Des divergences plus marquées existent dans la définition des facteurs d'amplification dynamique calculés à partir d'un enregistrement des réponses statiques et dynamiques d'une structure [19]. La réponse statique utilisée pour définir le facteur d'amplification dynamique est, dans certain cas, celle obtenue à l'instant t_{dyn} où la réponse dynamique maximale est obtenue ou encore à l'instant t_{sta} où la réponse statique maximale est obtenue. Les réponses maximales statiques et dynamiques ne surviennent généralement pas pour une même position de la charge (Fig.3.6). De plus, la section critique où se produit la réponse statique maximale

N'est pas nécessairement la même que celle où se produit la réponse dynamique maximale le long du pont.

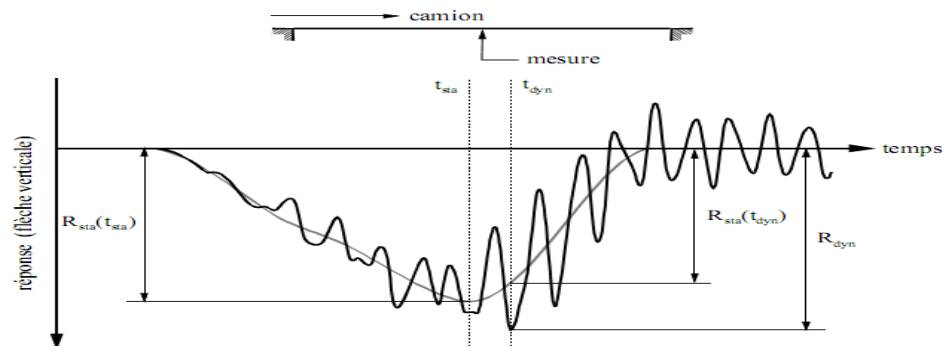


Fig. 3.6 Réponse statique et dynamique

Le calcul des facteurs d'amplification dynamique à partir des déformations statiques et dynamiques est préférable, car le dimensionnement est basé sur la grandeur des efforts qui sollicitent les éléments structuraux. Les charges statiques sont amplifiées pour occasionner les efforts maximaux prévisibles ou attendus. Les facteurs d'amplification dynamique estimés à l'aide des déplacements verticaux ne sont pas forcément adéquats, car les efforts maximaux ne sont généralement pas proportionnels aux déplacements.

3.5 Études numériques

3.5.1 Généralités

Afin de représenter le comportement dynamique des ponts traversés par des véhicules, une grande variété de modèles numériques ont été proposés. Ces modèles se distinguent principalement par la manière de représenter le pont, le profil de la chaussée et le véhicule.

Les systèmes d'équations différentielles du mouvement établis sur la base des modèles ont été résolus à l'aide de diverses méthodes numériques.

3.5.2 Modèles de pont

Traditionnellement, les tabliers des ponts ont été modélisés comme des poutres avec ou sans degrés de liberté à la torsion et comme des plaques orthotropes pour résoudre les problèmes dynamiques. Pour les ponts à moyenne et longue portée, la modélisation en poutre est efficace pour représenter le comportement global. Dans les autres situations et pour l'étude des effets dynamiques locaux, un modèle avec des plaques orthotropes représente la flexibilité transversale de manière plus réaliste. Le choix entre des modèles de type "poutre" ou "plaque" est dicté par le modèle de véhicule disponible, en particulier si ce dernier permet ou non de représenter l'effet de roulis. Par le passé des méthodes analytiques ont été proposées pour résoudre le problème de l'interaction dynamique entre un véhicule et un pont, mais la complexité des structures et des conditions de chargement limitent les solutions à quelques cas simples. La méthode des éléments finis, aujourd'hui largement employée dans tous les domaines de l'ingénierie, est très attrayante, car elle permet de réaliser des modèles de

Structures complexes et d'utiliser des approximations numériques pour résoudre une grande variété de problèmes. Dans l'approche par éléments finis, les ponts peuvent être modélisés par des éléments de coques, de plaques et de poutres tridimensionnelles. Ces éléments développés par différents auteurs se distinguent souvent par le nombre de nœuds et le nombre de degrés de liberté. Les matrices élémentaires de masse et de rigidité sont assemblées afin de former les matrices globales de la structure. La matrice d'amortissement est le plus souvent constituée par une combinaison linéaire de la matrice de masse et de rigidité. Ces données complétées par le vecteur de forces représentent les équations du mouvement du pont.

3.5.3 Modèle du profil de la chaussée

Le profil a été traité en considérant soit des irrégularités locales, soit la rugosité répartie sur la surface complète de la chaussée. Les défauts d'alignement et les sauts aux joints de dilatation des ponts [20,21], de même que les irrégularités locales (nids de poules, ...) ont été simulés afin d'évaluer l'influence de telles discontinuités sur les effets dynamiques provoqués par des véhicules en mouvement sur un pont. La rugosité des revêtements routiers a été étudiée, entre autre, par Dodds et Robson [22] ainsi que par Honda et al [23]. La description de la surface de la chaussée peut être admise comme la réalisation d'un processus aléatoire gaussien à deux dimensions, homogène et isotrope. Pour un tel processus, les fonctions de corrélation fournissent une description statistique. L'isotropie permet une description complète par une seule fonction de corrélation ou une seule fonction de densité spectrale évaluée à partir des mesures de profils longitudinaux.

3.5.4 Modèles de véhicule

Les modèles de véhicule se distinguent principalement par le type d'analyse (2 ou 3 dimensions), par le nombre de degrés de liberté, par la disposition des masses et par les lois de comportement des suspensions et des pneus. Les modèles sont décrits en considérant un ordre croissant des degrés de liberté.

Le véhicule mobile a d'abord été remplacé par une seule force mobile constante et concentrée où les forces d'inertie associées sont complètement absentes [24], [25]. Le caractère dynamique des charges appliquées par le camion a aussi été considéré par une composante constante et une composante dynamique variant sinusoïdalement avec une amplitude égale à 10% de la charge statique [26]. Certains auteurs ont considéré l'effet de la masse du véhicule et proposent des solutions pour résoudre le cas d'une masse mobile concentrée et constante traversant une poutre avec diverses configurations d'appuis. Par la suite, un système mécanique à un degré de liberté a été employé pour mieux représenter le mouvement du véhicule (Figure 3.7a). L'extension du modèle à deux degrés de liberté a permis de distinguer la masse du châssis de celle des essieux et de considérer les fréquences de vibration différentes de ces deux éléments (Figure 3.7b). Dans ces deux cas, la plupart du temps, des relations linéaires ont été attribuées aux ressorts et, parfois, aux amortisseurs visqueux qui lient les masses.

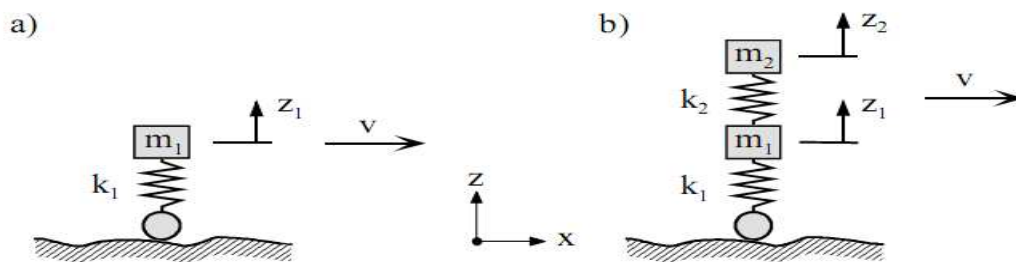


Fig. 3.7 Modèles de véhicule à un et deux degrés de liberté

Les modèles décrits en deux dimensions sont valables pour autant que la portée du pont soit grande par rapport à l'espacement des essieux. Si tel n'est pas le cas, chaque essieu du véhicule doit être modélisé. Dans ce cas, le modèle de camion à deux essieux est constitué du châssis considéré comme un corps rigide posé sur deux ressorts avec, en parallèle, un amortisseur visqueux [27]. D'autres auteurs ont amélioré ce modèle en suspendant un corps rigide sur deux essieux dont les masses sont indépendantes du corps rigide et où les suspensions et les pneus sont représentés. Le système forme un modèle de véhicule à 4 degrés de liberté. Les résultats obtenus avec ces types de modèles ont montré que plusieurs modes de vibration influencent la réponse du pont alors que, si le véhicule est considéré comme une force constante, concentrée et mobile, la contribution de seulement quelques modes suffit pour représenter adéquatement la réponse. Les oscillations du véhicule sur ses suspensions ont également une influence significative sur les réponses des ponts. En 1970, Veletsos et Huang introduisent une représentation en deux dimensions d'un véhicule à trois essieux. Le système de suspension est constitué par un ressort avec en parallèle un amortisseur de Coulomb. Les pneus sont modélisés par un ressort uniquement. La masse totale du véhicule est concentrée au-dessus de la suspension.

L'effet de l'intensité aléatoire des charges des camions dû à l'interaction entre le pont et le véhicule a été étudié. La force d'interaction aléatoire en fonction du temps a été générée à partir d'une fonction de densité de puissance spectrale de la force mesurée sur des véhicules Légers. Le flux des véhicules a été représenté par un train de forces concentrées avec des intensités aléatoires et l'arrivée des forces sur l'ouvrage a été déterminée par une loi de Poisson

3.5.5 Résolution du système dynamique

La formulation générale du système pont + véhicule est exprimée par des équations qui décrivent les mouvements des véhicules et du pont. Les équations de mouvement du pont et de chaque véhicule sont résolues par des schémas d'intégration directe (différences finies, Newmark, ... [28] [29]) pour calculer les déplacements, les vitesses et les accélérations aux degrés de liberté définis sur le pont. Une autre alternative consiste, en premier lieu, à déterminer les modes et les fréquences correspondantes du pont lors d'une analyse en vibration libre et ensuite d'appliquer les techniques d'analyse modale standard (modes propres,) pour découpler les équations de mouvement du pont. Le système réduit peut être résolu dans le domaine du temps. Récemment, Henchi et al ont développé un algorithme efficace pour

Résoudre le problème de l'interaction entre le véhicule et le pont d'une façon couplée, En général, à cause de l'interaction entre le véhicule et le pont, le système d'équations est couplé. Dans certains cas, les non-linéarités introduites dans les lois de comportement, en particulier pour représenter les systèmes de suspension des camions, exigent une solution itérative à chaque pas de temps nécessaire à la progression des véhicules.

3.6. Conclusion

Pour conclure cet état des connaissances, les exigences principales que doit satisfaire un modèle numérique pour analyser le comportement dynamique des dalles de roulement des ponts en béton sollicités par le passage de poids lourds sont exposées:

1. L'analyse du comportement dynamique de la dalle de roulement impose une modélisation En trois dimensions du pont et des véhicules.
2. Le profil réel de la chaussée doit être modélisé et les simulations devront respecter le profil Établi.
3. Les modèles de véhicules représenteront les mouvements du châssis et des essieux obtenus par dissociation des masses de ces éléments.

Chapitre 4
Etude de la pression
pneumatique des surcharges
roulantes sur le Tablier

4.1 Introduction

Les équations de déformations dans les modèles linéaires, qui lient les surcharges et les tabliers des ouvrages d'art, étaient utilisés par A.K BIROULI et E.E.GUEBCHMAN.

Pour les calculs les plus précis P.B.ROTTENBERG, a utilisé des schémas de calcul, dans le quels il ya une relation entre les amortissements calculés et l'influence entre les vibrations verticales et horizontales des surcharges roulantes [30].

En utilisant la corrélation d'interprétation dynamique des surcharges roulantes, on introduit pour la détermination des vibrations des surcharges, les suppositions suivantes :

1. Le mouvement des véhicules ou la circulation est continue.
2. La surcharge du tablier se fait toujours dans le domaine élastique.
3. On utilise la théorie minimale des vibrations.
4. On considère que toutes les roues de la surcharge roulent sur la même colonne de circulation avec un retard constant β_q avec :

q: le numéro du l'axe de la roue dans le sens longitudinal.

$$h_{q,l}(x) \equiv h_{1,l}(x - \beta_q) \quad (4.1)$$

et

$$h_{q,n}(x) = h_{1,l}(x - \beta_q) \quad (4.2)$$

5. Les ressorts et chenils possèdent uniquement les déformations verticales.

Pour la détermination des équations du mouvement des surcharges roulantes, on a choisit un modèle de chargement du tablier à deux degrés de liberté avec une représentation d'une situation donnée ; détermination de la position de la charge P et on fin la position de Z_1 et Z_2 .

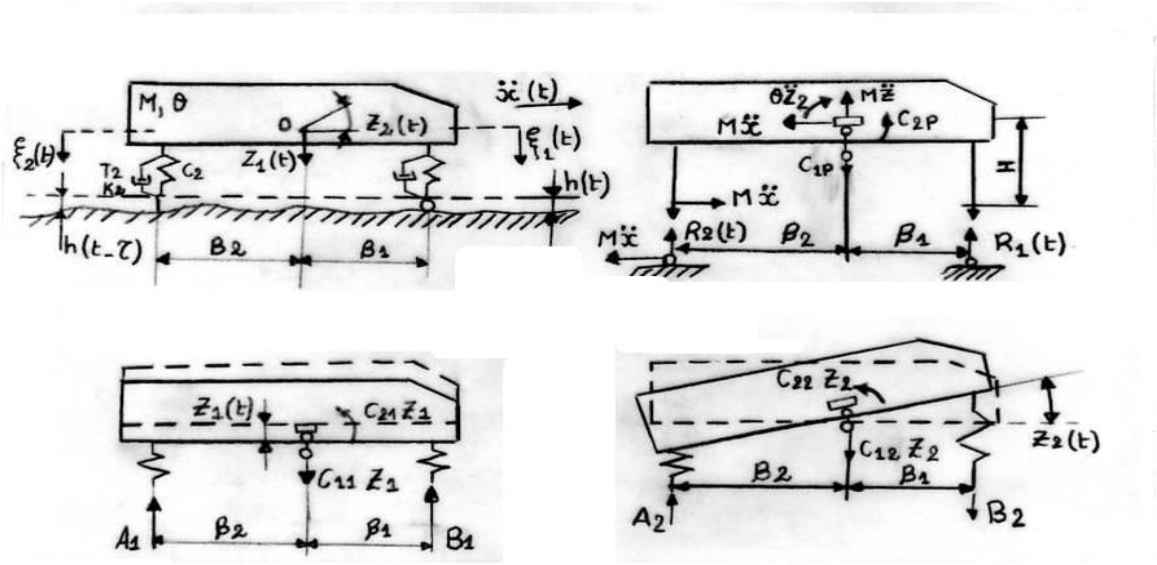


Fig. 4.1 : modèle de chargement du tablier

Pour la position de la charge P , on détermine les réactions de liaison cinématique due à la non régularité de la chaussée $h_1(t)$ et $h_2(t-\zeta)$,

Les forces d'inertie verticales $M\ddot{Z}(t)$, de torsion $\theta\ddot{Z}_2(t)$ et horizontale $M\ddot{X}(t)$ dépendent des variables suivantes :

D'après la figure 4.1, on a :

$$\begin{aligned} A_1 &= (C_2 + k_2 \frac{d}{dt}) z_1(t) ; & B_1 &= (C_1 + k_1 \frac{d}{dt}) z_1(t) \\ A_2 &= \beta_2 (C_2 + k_2 \frac{d}{dt}) z_2(t) ; & B_2 &= -\beta_1 (C_1 + k_1 \frac{d}{dt}) z_2(t) \\ R_2(t) &= (C_2 + k_2 \frac{d}{dt}) h_2(t) + \frac{MH}{\beta_1 + \beta_2} \ddot{X}(t) ; \\ R_1(t) &= (C_1 + k_1 \frac{d}{dt}) h_1(t) - \frac{MH}{\beta_1 + \beta_2} \ddot{X}(t) . \end{aligned} \quad (4.3)$$

Pour un mouvement uniforme de l'équipage on a :

$$M\ddot{X}(t) = 0 \quad (\text{pas de dépassement ou mouvement dans le sens horizontal})$$

A partir des équations d'équilibres on détermine les coefficients suivant C_{ik} et C_{ip} .

$$\sum_{k=1}^p C_{ik} Z_k(t) + C_{ip} = 0 \quad \text{avec } i=1, 2, 3, \dots$$

D'où, on obtient les équations différentielles

$$\begin{aligned} M\ddot{Z}_1 + (C_1 + k_1 \frac{d}{dt}) [Z_1 - Z_2 \beta_1] + (C_2 + k_2 \frac{d}{dt}) [Z_1 + Z_2 \beta_2] = \\ M_Y + (C_1 + k_1 \frac{d}{dt}) h_1 + (C_2 + k_2 \frac{d}{dt}) h_2 ; \\ \theta \ddot{Z}_2 + \beta_2 (C_2 + k_2 \frac{d}{dt}) [Z_1 + Z_2 \beta_2] - \beta_1 (C_1 + k_1 \frac{d}{dt}) [Z_1 - Z_2 \beta_1] = \\ MH \ddot{\chi} - \beta_1 (C_1 + k_1 \frac{d}{dt}) h_1 + \beta_2 (C_2 + k_2 \frac{d}{dt}) h_2 . \end{aligned} \quad (4.4)$$

On emploie les valeurs des déplacements $U_1(t)$ et $U_2(t)$ tels que :

$$\begin{aligned} U_1(t) &= Z_1(t) - Z_2(t) \beta_1 - h_1(t) ; \\ U_2(t) &= Z_1(t) + Z_2(t) \beta_2 - h_2(t) . \end{aligned} \quad (4.5)$$

D'où, on écrit l'expression (4.4) sous la forme suivante :

$$\begin{aligned} M\ddot{Z}_1(t) + (C_1 + k_1 \frac{d}{dt}) U_1(t) + (C_2 + k_2 \frac{d}{dt}) U_2(t) = Mg ; \\ \theta \ddot{Z}_2(t) - \beta_1 (C_1 + k_1 \frac{d}{dt}) U_1(t) + \beta_2 (C_2 + k_2 \frac{d}{dt}) U_2(t) = MH \ddot{\chi}(t) . \end{aligned} \quad (4.6)$$

Les efforts qui lient les surcharges roulantes et la chaussée (efforts de liaison), sont déterminés par les expressions suivantes :

$$\begin{aligned} R(U_1, \dot{U}_1) &= R(U_1) + k_1 \dot{U}_1 + T_1 \text{signe } \dot{U}_1 - \frac{MH}{\beta_1 + \beta_2} \ddot{\chi}(t) ; \\ R(U_2, \dot{U}_2) &= R(U_2) + k_2 \dot{U}_2 + T_2 \text{signe } \dot{U}_2 + \frac{MH}{\beta_1 + \beta_2} \ddot{\chi}(t) \end{aligned} \quad (4.7)$$

D'où les relations entre les expressions non linéaires de rigidité et d'amortissement lie aux vibrations du système mécanique, est déterminée par les relations suivantes :

$$M\ddot{Z}_1(t) + R(U_1, \dot{U}_1) + R(U_2, \dot{U}_2) = Mg ; \quad (4.8)$$

$$\theta \ddot{Z}_2(t) - \beta_1 R(\dot{U}_1, \dot{U}_1) + \beta_2 R(\dot{U}_2, \dot{U}_2) = MH \ddot{\chi}(t). \quad (4.9)$$

L'influence de la possibilité $MH \ddot{\chi}(t)$, qu'existe au prés de risque de freinage quand

$\ddot{\chi}(t)$ peut atteindre la valeur de 0.50 m/s^2 pour un mouvement continue des véhicules, la force horizontale d'inertie $MH \ddot{\chi}(t)$, on général n'est pas prise en charge (négligeable dans nos calculs) [31].

Les relations (4.8) et (4.9) peuvent s'écrire en fonction des déplacements verticaux (Fig. 4.1), les relations entre les différents déplacements ou déformations sont :

$$Z_1 = \frac{\beta_2 \xi_1 + \beta_1 \xi_2}{\beta_1 + \beta_2} \quad . \quad Z_2 = \frac{\xi_2 - \xi_1}{\beta_1 + \beta_2} \quad (4.10)$$

En remplaçant les variables Z_1 et Z_2 par leurs expressions dans l'équations (4.8), on obtient :

$$M_1 \ddot{\xi}_1(t) + R(\dot{U}_1, \dot{U}_1) - e_1 R(\dot{U}_2, \dot{U}_2) = M_1 g ; \quad (4.11)$$

$$M_2 \ddot{\xi}_2(t) + R(\dot{U}_2, \dot{U}_2) - e_2 R(\dot{U}_1, \dot{U}_1) = M_2 g .$$

$$\text{Avec } M_1 = \frac{M \theta}{M \beta_1^2 + \theta} ; \quad M_2 = \frac{M \theta}{M \beta_2^2 + \theta} ; \quad (4.12)$$

$$e_1 = \frac{\beta_1 \beta_2 M - \theta}{M \beta_1^2 + \theta} ; \quad e_2 = \frac{\beta_1 \beta_2 M - \theta}{M \beta_2^2 + \theta} .$$

$$U_1(t) = \xi_1(t) - h_1(t) ; \quad U_2(t) = \xi_2(t) - h_2(t) \quad (4.13)$$

$$\text{Avec } \begin{cases} e_1 \longrightarrow 0 \text{ donc } \beta_1 \beta_2 M = \theta ; \\ e_2 \longrightarrow 0 \end{cases}$$

Et les vibrations des parties arrière et avant du châssis du véhicule ne dépendent pas l'un de l'autre.

Les perturbations cinématiques $h_1(t)$ et $h_2(t)$ on les introduits dans les expressions

(4.11) dans sa forme implicite. Dans la forme implicite peuvent donner uniquement pour

Des relations linéaires de l'équipage (voir formule (4.4), en dérivant les expressions (4.13) et les résultats obtenus, seront sous la forme suivante :

$$M_1 \ddot{U}_1(t) + R(u_1, \dot{u}_1) - e_1 R(u_2, \dot{u}_2) = M_1 g - M_1 \ddot{h}_1(t); \quad (4.14)$$

$$M_2 \ddot{U}_2(t) + R(u_2, \dot{u}_2) - e_2 R(u_1, \dot{u}_1) = M_2 g - M_2 \ddot{h}_2(t).$$

Dans Ces relations avec des fonctions inconnus, concernant la déformation de liaison (due a l'interaction charge chaussée) de la partie arrière de la surcharge roulante.

Pour les autres modèles d'automobiles les plus compliqués (fig. 4.2),

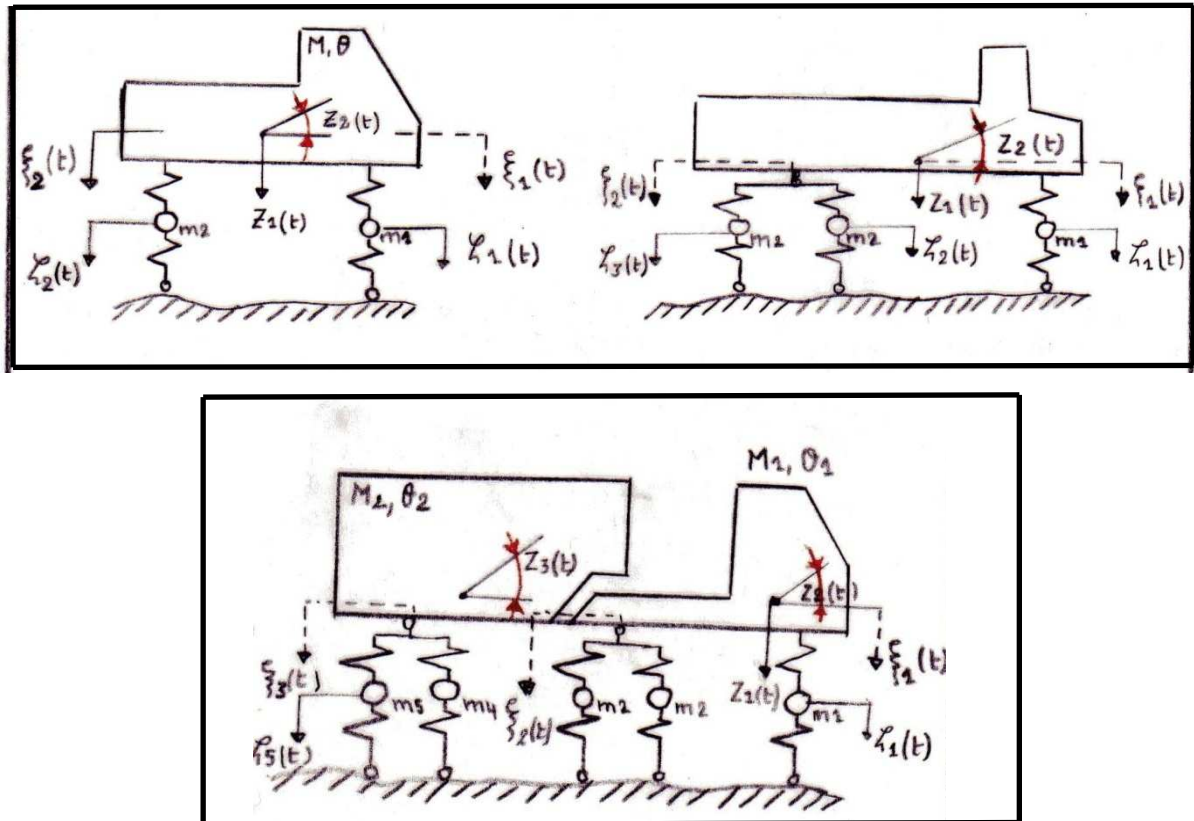


Fig. 4.2 modèles d'automobiles

les relations du mouvement (4.4) et (4.8) Transformée a l'aide des relations (4.13) et (4.14), peuvent s'écrire sous forme des opérateurs suivants :

$$L(\ddot{\xi}_s, \dot{\xi}_s, \xi_s, \ddot{\xi}_q, \zeta_q) = 0; \quad (4.15)$$

$$L(\ddot{\xi}_q, \dot{\xi}_q, \xi_q, \dot{\xi}_s, \xi_s) = (c_q + k_q \frac{d}{dt}) h_q(t)$$

$$L(\ddot{\theta}_s, \dot{\theta}_s, \theta_s, \dot{U}_q, U_q) = \sum_{q=1}^Q \gamma_{q.s} \ddot{h}_q(t) \quad (4.16)$$

$$L(\ddot{U}_q, \dot{U}_q, U_q, \dot{\theta}_s, \theta_s) = -\ddot{h}_q(t)$$

Ou $\gamma_{q.s}$: constants.

Les groupes des opérateurs L_q ($q=1, 2, \dots, Q$)

Les autres groupes d'opérateurs contiennent un S indice

$S = (Q+1, \dots, S)$ des charges.

Au début, on commence par les éléments inertes, déduit des équations d'équilibre statique des déformations θ_s et U_q c'est à dire la relation entre les déformations des arrières les hautes et basses, déterminées par :

$$\theta_s(t) = \xi_s(t) - \zeta_s(t) \quad (4.17)$$

$$U_q(t) = \zeta_q(t) - h_q(t)$$

Tous les résultats trouvent dans l'expression (4.16), impossible d'être appliqués sur la charge de la figure 4.2.

4.2 Résolution du système dynamique avec interaction linéaire

L'algorithme de calcul des vibrations d'un système dynamique linéaire (modèles des véhicules), on construit le système principale, on plusieurs vibrations sous forme propre (vibrations propres). On résolvant le système d'équations algébriques en fonction des amplitudes des vibrations propres Z_i , d'ou on obtient du système d'équations différentielles à Plusieurs variables, sous la forme suivante :

$$\| C_{ij} - m_i \omega^2 \delta_{ij} \| \bar{Z}_i = 0 \quad (4.18)$$

D'où C_{ij} : des coefficients de la méthode de déplacement ;
 m_i : la masse (ou moment d'inertie du $i^{\text{ème}}$ élément inerte ;
 δ_{ij} : déformation au point i sous l'effet d'une charge appliquée au point

j (d'après le principe de MAXWELL Bité)

\bar{Z}_i : Vecteur de déformation Z_i .
 $i = j = 1, 2, 3, \dots, S$.

Le spectre des fréquences propres ω_v (avec $v = 1, 2, 3, \dots, S$) est déterminé par la résolution de l'expression suivante :

$$\| C_{ij} - m_i \omega^2 \delta_{ij} \| = 0 \quad (4.19)$$

Les vecteurs propres \bar{Z}_{iv} se déterminent dans les résultats de détermination des fréquences ω_v à partir de l'expression (4.18), c'est à dire :

$$\| C_{ij} - m_i \omega^2 \delta_{ij} \| \bar{Z}_{iv} = 0 \quad (4.20)$$

Avec les indices i et v direction des déformations et des formes propres des vibrations.

Les conditions d'orthogonalités des vibrations propres, à travers des expressions des forces extérieures (forces d'inertie) [32] est déterminées par l'expression suivante :

$$\sum_{i=1}^S m_i Z_{iv} Y_{i\lambda} = 0, \text{ ou } v \neq \lambda \quad (4.21)$$

En utilisant le principe des déformations possibles [33.], on peut faire sortir d'autres conditions d'orthogonalités. On détermine ou on arrête des équations des travaux des forces internes et externes, conformément à $v^{\text{ème}}$ forme propre pour une déformation possible ou prévue, qu'est liée au $\lambda^{\text{ème}}$ forme propre, telle que :

$$\omega_v^2 \sum_{i=1}^S m_i Z_{iv} Z_{i\lambda} + \sum_{j=1}^S \sum_{i=1}^S C_{ij} Z_{iv} Z_{j\lambda} = 0 \quad (4.22)$$

Avec $v \neq \lambda$

A partir de ça, et en coïncidence avec l'expression (4.22), on détermine la relation suivante :

$$\sum_{j=1}^S \sum_{i=1}^S C_{ij} Z_{iv} Z_{j\lambda} = 0, \text{ Avec } v \neq \lambda \quad (4.23)$$

D'où, on peut interpréter cette relation comme d'orthogonalité des formes propres, déterminée à partir des efforts internes.

Avec $\mathbf{v} = \lambda$, on obtient les valeurs des sommes des carrés \mathbf{v}^{eme} des formes propres

$$A_{\mathbf{v}} = \sum_{i=1}^s m_i Z_{i\mathbf{v}}^2 = \omega_{\mathbf{v}}^{-2} \sum_{j=1}^s \sum_{i=1}^s C_{ij} Z_{i\mathbf{v}} Z_{j\mathbf{v}} \quad (4.24)$$

En utilisant les relations des systèmes (4.15)

Sous forme des Séries finies, en fonction des applications en variable t , $f_{\mathbf{v}}(t)$ et les composantes des formes propres $Z_{i\mathbf{v}}$, est :

$$\begin{cases} \zeta_q(t) = \sum_{\mathbf{v}=1}^s f_{\mathbf{v}}(t) Z_{q\mathbf{v}} & \text{avec } q = 1, 2, 3, \dots, Q \\ \xi_s(t) = \sum_{\mathbf{v}=1}^s f_{\mathbf{v}}(t) Z_{s\mathbf{v}} & \text{avec } s = Q+1, \dots, S \end{cases} \quad (4.25)$$

En remplace l'expression (4.25) par sa valeur dans les expressions (15-16) et on obtient le système d'équation suivant :

$$f''_{\mathbf{v}}(t) + k_0 \omega_{\mathbf{v}}^2 f'_{\mathbf{v}}(t) + \omega_{\mathbf{v}}^2 f_{\mathbf{v}}(t) = A_{\mathbf{v}}^{-1} \sum_{q=1}^Q \beta_{q\mathbf{v}} (C_q + k_q \frac{d}{dt}) h_q(t) \quad (4.26)$$

Pour le système (10-11)

$$\begin{aligned} f''_{\mathbf{v}}(t) + k_0 \omega_{\mathbf{v}}^2 f'_{\mathbf{v}}(t) + \omega_{\mathbf{v}}^2 f_{\mathbf{v}}(t) &= A_{\mathbf{v}}^{-1} \sum_{q=1}^Q \gamma_{q\mathbf{v}} \ddot{h}_q(t) \\ \omega_{\mathbf{v}}^2 &= A_{\mathbf{v}}^{-1} \sum_{j=1}^s \sum_{i=1}^s C_{ij} Z_{i\mathbf{v}} Z_{j\mathbf{v}}, \end{aligned} \quad (4.27)$$

Ou $\beta_{q\mathbf{v}}$, $\gamma_{q\mathbf{v}}$: des constantes (d'après les conditions initiales et aux limites)

$\omega_{\mathbf{v}}^2$: le carre de la fréquence $\mathbf{v} = 1, 2, 3, \dots, S$

La résolution des systèmes (4.25) et (4.26) d'après les conditions initiales on peut écrire cette résolution sous forme analytique suivante :

$$f_{\mathbf{v}}(t) = A_{\mathbf{v}}^{-1} \omega_{\mathbf{v}}^{-1} \int_0^t \{ [\sum_{q=1}^Q \beta_{q\mathbf{v}} (C_q + k_q \frac{d}{d\zeta}) h_q(\zeta)] \cdot e^{\frac{k_0 \omega_{\mathbf{v}}^2 (t-\zeta)}{2}} \sin \omega_{\mathbf{v}} (t-\zeta) d\zeta \} \quad (4.28)$$

$$f_{\mathbf{v}}(t) = A_{\mathbf{v}}^{-1} \omega_{\mathbf{v}}^{-1} \int_0^t [\sum_{q=1}^Q \gamma_{q\mathbf{v}} \ddot{h}_q(\zeta)] \cdot e^{\frac{-k_0 \omega_{\mathbf{v}}^2 (t-\zeta)}{2}} \sin \omega_{\mathbf{v}} (t-\zeta) d\zeta, \quad (4.29)$$

La fonction de pression dynamique $R_q(t)$ de q^{eme} de relation ou liaison basse au prés du modèle de circulation des véhicules par la non régularité de la couche de roulement, qui est déterminée par les expressions (4.25) est :

$$\begin{cases} \theta_s(t) = \xi_s(t) - \zeta_s(t) ; \\ U_q(t) = \zeta_q(t) - h_q(t) . \end{cases} \quad (4.30)$$

Sous forme fondamentale linéaire suivante :

$$R_d(U_q, \dot{U}_q) = C_q U_q(t) + k_q \dot{U}_q(t) = (C_q + k_q \frac{d}{dt}) [\zeta_q(t) - h_q(t)] \quad (4.31)$$

Dans des cas particuliers pour les systèmes mécaniques simples de deuxième ordre ou 2degré de liberté, l'expression analytique des pressions dynamiques se détermine à partir des expressions (4.28) et (4.29) a pour forme :

➤ Pour un modèle de charge de deux degré de liberté à deux essieux, on a :

$$R_{qd}(t) = (C_q + k_q \frac{d}{dt}) \left[\sum_{v=1}^2 \frac{\zeta_q^v}{A_v \omega_v} \int_0^t [\sum_{q=1}^2 (Z_{1v} + \beta_q Z_{2v}) \cdot [(C_q + k_q \frac{d}{dt}) h_q(\zeta)] e^{\frac{-k_0 \omega_v^2 (t-\zeta)}{2}} \cdot \sin \omega_v (t-\zeta) d\zeta - h_q(t) \right] \quad (4.32)$$

Pour un Système à deux masses, on a :

$$R_d(t) = -(C_1 + k_1 \frac{d}{dt}) \sum_{v=1}^2 Z_{1v} \frac{M Z_{2v} + m Z_{1v}}{A_v \omega_v} \cdot \int_0^t \ddot{h}(\zeta) \cdot e^{\frac{-k_0 \omega_v^2 (t-\zeta)}{2}} \cdot \sin \omega_v (t-\zeta) d\zeta \quad (4.33)$$

D'où la pression statique (cinématique) et dynamique due a la surcharge, par la formule suivante :

$$R(t) = R_c + R_d(t) \quad (4.34)$$

4.3 Conclusion :

Pendant l'exploitation d'un ouvrage d'art ,apparaissent en général des non régularité de la chaussée , qu'est existe au dessus du tablier ,qu'on ne peut pas le repait dans les premiers temps pour ce la les effets dynamiques dus à ces non régularités au passage des surcharges roulantes, ont un grande intérêt dans le calcul dynamique des tabliers de l'ouvrage .

Pour la résolution des problèmes, nous sommes dans l'obligation de la décomposition de la fonction des pressions dynamique $R(t)$ en deux parties, qui sont :

- L'une qui représente les perturbations ou les vibrations cinématiques du non-régularités de la chaussée.
- L'autre représente les vibrations propres des véhicules après le franchissement de l'ouvrage (la résolution se fait par la chaîne de MARKOV)

Dans un plan (tablier) symétrique, dans la pratique on peut considérer ou établir une relation entre les perturbations longitudinales et transversales dues au passage des surcharges roulantes. Dans la qualité des perturbations (vibrations parasites) de première catégorie :

0.5 $[h_{\pi}(t) + h_n(t)]$, pour la 2^{ème} catégorie on a :

0.5 $[h_{\pi}(t) - h_n(t)]$ des profils de gauche et droite de la colonne a étudié (colonne de passage des véhicules), d'où

On a :

$$0.5 [\bar{h}_{\pi}(t) + \bar{h}_n(t)] \text{ et } 0.5 [\bar{h}_{\pi}(t) - \bar{h}_n(t)] \quad (4.35)$$

Chapitre 05
La Réponse Stochastique
D'une Surface Non Uniforme
D'une Dalle D'un Pont

5.1 Introduction

Pour le traitement de ce problème, on traite plusieurs profils de chaussée pendant différents périodes de vie de l'ouvrage, telles que :

1. -Période de construction
2. -Période d'exploitation

Pour la 1^{er} période , un profil au début des travaux , ou les anomalies sont dues aux erreurs de conception et de réalisation ,or le 2^{eme} profil les anomalies sont dues a la circulation des engins de chantier en général . et aux l'efforts dynamiques, qui peuvent arriver pendant cette période, soit sous l'effet des surcharges roulantes du chantier, soit aux vibrations parasites dues par les différents facteurs qui se trouve au voisinage de l'ouvrage[34].

Pour la 2^{eme} période , on a deux profils a étudier l'un qui reflète l'état de la dalle ou de la plate forme du pont juste après sa mise en service et le 2^{eme} profil après un certain moment , qui peut aller jusqu' à 15ans , c'est a dire après le début de la fatigue du matériau de la couche de roulement (béton bitumineux) .

En général la non uniformité de la couche de roulement est caractérisée par les hauteurs des non régularité de la chaussée qui est déterminée par $h(x)$, et par sa longueur de propagation qu' est X qui peuvent apparaitre sur quelques profils dans les quels les anomalies du calcul , conception et réalisation sont en majorité (voir fig. 5. 1)

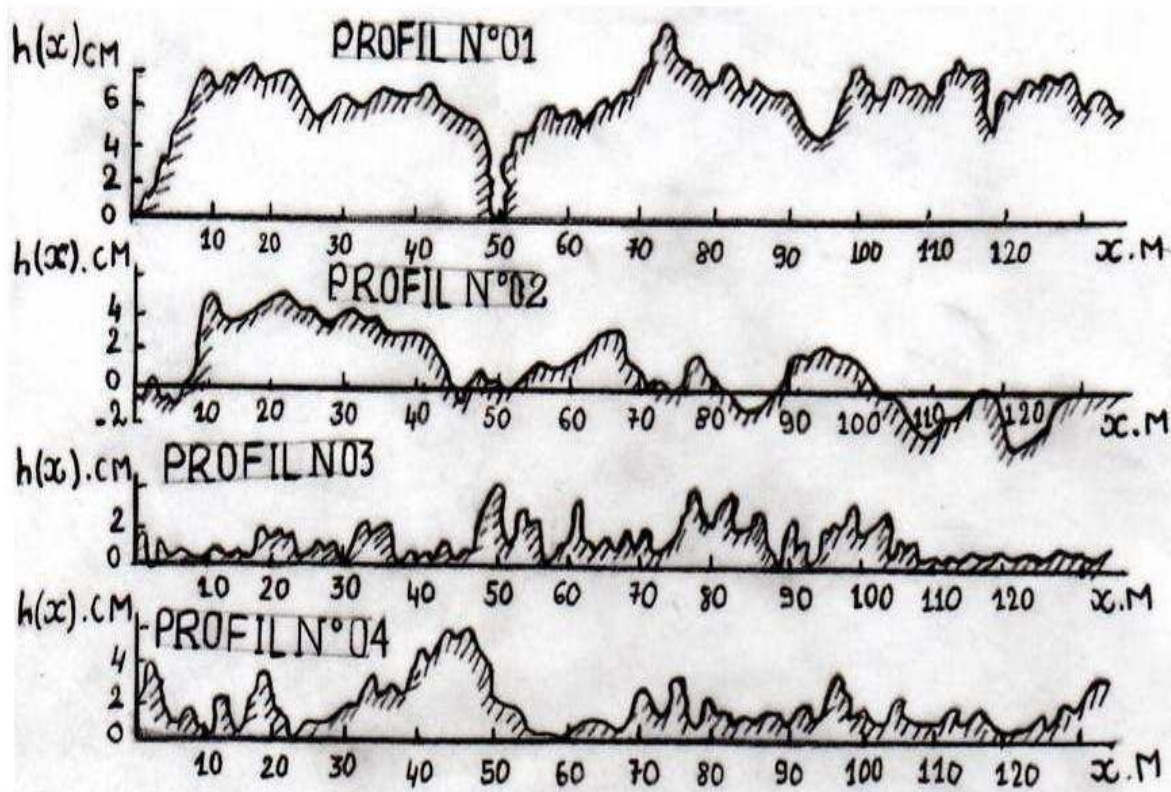


Fig. 5.1 : Les Différents profils De la Chaussée (travaux réalisés dans laboratoire de l'université de LENINGRADE faculté des ponts et tunnels)

D'après les résultats obtenus, on a remarqué que toutes les anomalies sont dues par plusieurs catégories de problèmes, telle que :

- Problème de conception, réalisation et calcul.
- Problème de chaleur ou gradient thermique.
- Problème des surcharges dynamiques qui ne sont pas prise en compte dans nos calculs de la chaussée ou du tablier de l'ouvrage (effets dynamiques parasites)

D'après L'analyse des résultats obtenus, on a remarquée que les causes principales de la déformation de la couche de roulement sont dues aux :

- Les durées longues d'application des charges et surcharges dynamiques, des surcharges mobiles, qui ne sont pas dans les normes de calcul des ouvrages d'art (CPC 61) [35].
- Les densités fortes de trafic pendant les heures de pointe et non respect des distances de sécurité entre les différents véhicules dans la même colonne ou dans les différents colonnes de circulation (les conséquences sont des efforts de freinage très important qui engendre des efforts dynamiques horizontal très élevées et entraîne des déformations) .
- Le non respect des vitesses de circulation.

Tous les facteurs cites ci-dessus sont des éléments aléatoires et leurs évolutions dans le temps et dans l'espace des fonctions aléatoires, et par conséquence on est obligé de faire recours au processus stochastique.

Dans ce processus, bien sure pour déterminer ou prévoir la naissance des différents profils de la chaussée non régulière, ou faire recours à L'analyse ou étude basée sur des méthodes Statistiques dans les quelles , on se base sur des données historiques de chaque ouvrage et de chaque région ou on doit réaliser le pont .

Dans nos études, on se base sur les données suivantes, pour la détermination des profils voir la figure 5.2

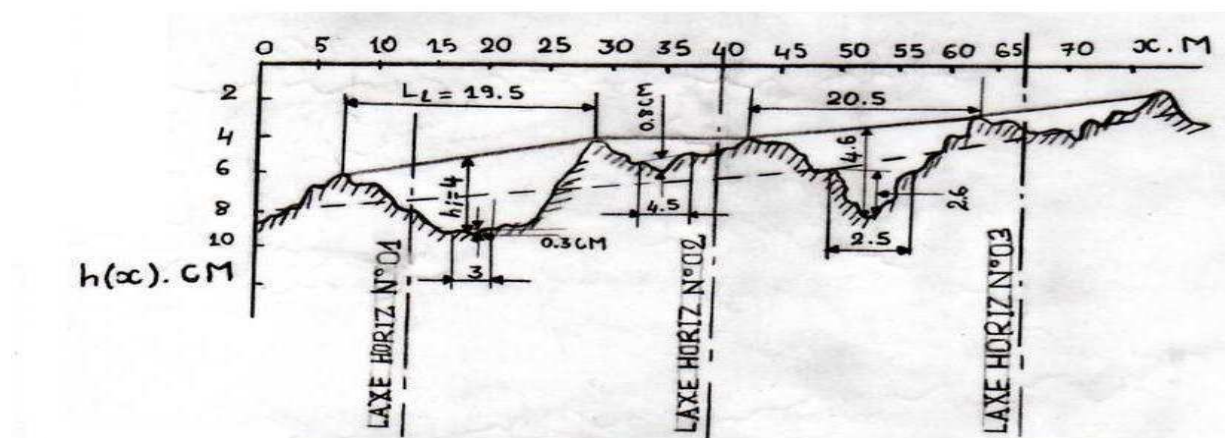


Fig. 5.2 : les points Singulières d'un profil non uniforme

Détermination des points singulières dans le profil en long et les différents profils en travers de la route en général et au niveau de l'ouvrage en particulier.

- La profondeur probable de chaque point du profil a étudié h_i .
- La longueur probable de répartition des profils de non régularité de la chaussée l_i^* .

Donc chaque profil des profils à étudier est caractérisé par deux paramètres aléatoires (h_i , l_i).

Pour l'étude de ces deux paramètres, on doit déterminer et analyser les valeurs stochastiques mathématiques, telles que :

Espérances mathématiques

$$m_l^* = \sum_{s=1}^S P_s l_s, \quad m_h^* = \sum_{s=1}^S P_s h_s \quad (5.1)$$

Où P_s , P_h sont des probabilités de réalisation de l'événement

$$\text{Dispersion: } D_l^* = \sum_{s=1}^S P_s l_s^2 - m_l^{*2}; \quad D_h^* = \sum_{s=1}^S P_s h_s^2 - m_h^{*2} \quad (5.2)$$

5.2. Moment de corrélation entre les deux Variable Aléatoires :

$$K_{hl}^* = \sum_{s=1}^S P_s l_s h_s - m_l^* m_h^* \quad (5.3)$$

Coefficient de corrélation (h_i , l_i) :

$$r_{lh}^* = \frac{K_{lh}^*}{\sqrt{D_h^* D_l^*}} \quad (5.4)$$

La Densité ou fréquences des cas probables dans un rectangle de la surface de la chaussée ou du tablier d'un pont a étudié de dimensions :

$$(l_{s-1}, l_s), (h_{s-1}, h_s)$$

S : nombre total des rectangles a étudier sur une surface de chaussée ou du tablier d'un pont a étudier.

D'après les études réalisées par plusieurs bureaux d'étude européens et américains, qui se coïncident plus ou moins avec nos conditions de circulation et climatiques (sud européen et sud américain), suivant les conditions techniques et climatiques Algériens on peut fixer les valeurs pour les différents paramètres stochastiques .

$$m_l^* \approx 7.2 \text{ m} ; \quad m_h^* \approx 11.3 \text{ mm} ; \quad D_l^* \approx 37.8 \text{ M}^2 ; \quad D_h^* \approx 93.5 \text{ MM}^2 ;$$

$$K_{hl}^* \approx 26 \text{ mm.m} ; \quad r_{lh}^* \approx 0.43$$

D'après les études et les résultats obtenus, on peut déterminer les hauteurs de non régularités de la chaussée ou du tablier pour les différents points, par l'expression suivante :

$$h_i = 4.0 + ks_i \quad \text{on général, par} \quad h = 4.0 + kL \quad (5.5)$$

h : hauteur en mm ; L : longueur en m

$k=1$ D'après les conditions techniques et climatiques Algériens.

Donc : $h = 4.0 + L$

A partir de cette expression, on peut prendre la variance quadratique des hauteurs des différents points des différents profils à étudier comme suivante :

$$\sigma_h = 0.97 \text{ mm}$$

Dans le cas d'une section d'un tablier d'un pont, qui constitue par une couche en béton bitumineux, on prend :

$$0.50 \text{ mm} \leq \sigma_h \leq 1.26 \text{ mm}$$

Remarque : si , on considère la partie de tablier d'un ouvrage d'art infiniment rigide , soit en B.A soit en B.H.P , on peut prendre [36]:

$$\sigma_h \leq \sigma'_h \leq 3 \sigma_h \quad \text{et} \quad 2 \leq k \leq 3$$

$$\text{Donc : } h' = 4.0 + \epsilon L \quad \text{avec} \quad 2 \leq \epsilon \leq 3 \quad (5.6)$$

Pour simplifier et généraliser le coefficient ϵ ou k dans tous nos cas, on prend sa moyenne arithmétique

$$K_{\text{moy}} = (k_{\text{min}} + k_{\text{max}}) / 2 = 2.5 \quad (5.7)$$

5.3. Evaluation de la surface non régulière par la Fonction de Corrélation :

Le profil d'une partie de la surface d'un tablier peut être analysé par la méthode des fonctions aléatoires , le micro profil de la chaussée après son étude et son analyse et considéré comme une fonction aléatoire $h(x)$, en considérant que cette fonction est stationnaire et ergotique (périodique) , et les ordonnées des irrégularités du profil seront étudiées et évalués par la loi normal , les caractères aléatoires principales du micro profil à étudier d'habitude sont considérées comme Espérances mathématiques \bar{h} , Dispersion des hauteurs des irrégularités est D_h et la fonction de corrélation $K_h(x)$ est déterminer par l'expression suivante[37]:

$$\bar{h} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_i \quad ; \quad D_h = \frac{1}{(n-1)} \sum_{i=1}^n (h_i - \bar{h})^2 \quad (5.8)$$

$$K_h(X) = \frac{1}{(n-m)} \sum_{i=1}^{(n-m)} [(h(x_i) - \bar{h})] [h(x_{i+m}) - \bar{h}] \quad (5.9)$$

Avec $m=0, 1, \dots, L \leq n$; $n = \frac{L}{\Delta X}$; $X = \frac{L \cdot m}{n}$

Ou L : longueur de réalisation

X : intervalle de corrélation égale à $\frac{L \cdot m}{n}$

5.4. Détermination de la fonction de corrélation :

$K_h(X)$, en utilisant des pas de $\Delta X = 0.05 \div 0.1$ m

$$0.05 \leq \Delta X \leq 0.1 \text{ m}$$

Pour la détermination des ordonnées des irrégularités de la surface de circulation des points intermédiaires par la méthode d'interpolation linéaire ou du polynôme d'interpolation de STERLING, en tenant compte des angles de rotation dans la courbe à droite et à gauche du point considéré ou à étudier, dans ce cas on utilise le polynôme d'interpolation de STERLING de 3ème degré :

$$h(X) = h_0 + q \frac{(\Delta h_{-1} + \Delta h_0)}{2} + \frac{q^2}{2} \Delta^2 h_{-1} + \frac{q(q^2-1)}{3!} \cdot \frac{\Delta^3 h_{-2} + \Delta^3 h_{-1}}{2} \quad (5.10)$$

Avec $q = (X - X_0) / \Delta$;

$$\Delta h_{-1} = (h_{-1} - h_0) = \Delta h_0 = (h_0 - h_1) ;$$

$$\Delta^2 h_{-1} = h_1 - 2h_0 + h_{-1} ;$$

$$\Delta^3 h_{-1} = h_1 - 3h_0 + 3h_{-1} - h_{-2}$$

Ou $\Delta = 0.05 \div 0.1$ m ($0.05 \leq \Delta \leq 0.1$ m) la distance entre les deux profils consécutifs (voir figure 5.3).

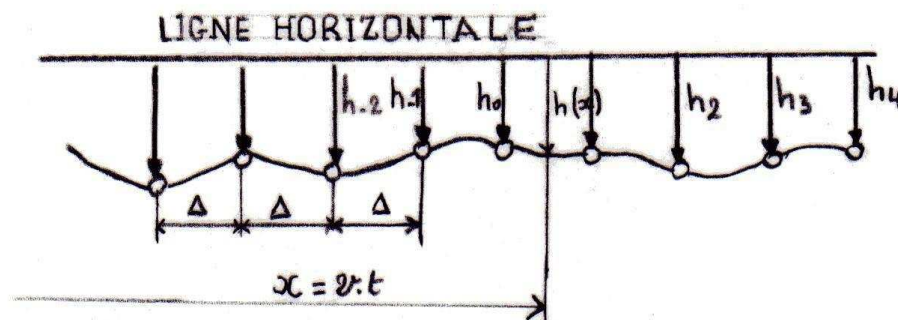


Fig.5.3: l'allure de déformation d'un profil

Remarque : en utilisant la fonction de corrélation $K_h(X)$ caractère principal d'un profil quelconque du tablier d'un ouvrage d'art , on peut déterminer une relation linéaire , qui nous permet de déterminer ces différents ordonnées des différents points du profil a étudier , tel que :

$$\rho_h(X) = \frac{K_h(x)}{D_h} \quad (5.11)$$

$$\Delta_h = h_{i+1} - h_i = h_i - h_{i-1} = \dots = h_1 - h_0 = h_0 - h_{-1}$$

D'après les paragraphes de la (figure 5.4) de la fonction $\rho_h(X)$, les deux courbes I et II de deux parties différents en béton bitumineux , la différence entre les deux courbe est dans la présentation ou la formulation de la non régularité de la chaussée par la méthode de la fonction aléatoire stationnaire et choix de la courbe ou ligne de l'espérance mathématique. en plus l'utilisation de la fonction d'approximation $\rho_h(X)$, qui contient deux exponentielles avec des coefficients empiriques qui dépendent de la manière de réalisation des profils , qui sont α_1 et α_2 et un coefficient μ , qui reflète ou qui prend en compte la période de répétition de la densité ou la fréquence de circulation[38 ; 39,40]

$$\rho_h(X) = A_1 e^{-\alpha_1 |X|} + A_2 e^{-\alpha_2 |X|} \cos \Omega_x \quad (5.12)$$

$$\text{ou } L_{\text{effective}} = 2\pi/\Omega \approx 3.2m \div 16m, \text{ c à d}$$

$$3.2m \leq L_{\text{effective}} \leq 16m$$

$$0.15 \leq \alpha_1 \leq 0.25; \quad 0.05 \leq \alpha_2 \leq 0.7 \text{ Sans unité}$$

$$0.65 \leq A_1 \leq 0.8; \quad 0.15 \leq A_2 \leq 0.35$$

D'où la dispersion des hauteurs des non régularités de la chaussée est :

$$0.6 \leq Dh \leq 1.6 M2$$

L'influence des surcharges roulantes sur la géométrie du profil est en fonction du diamètre de la roue de la surcharge et de la pression dans les chenils des surcharges roulantes telle que M_{C80} et MC_{120} (voir la figure 5.6)

La déformation de la chaussée sous l'effet des surcharges roulantes dépend aussi du rayon des roues et la larguer des chenils pour les surcharge sur chenils telles que M_{C80} et MC_{120} .

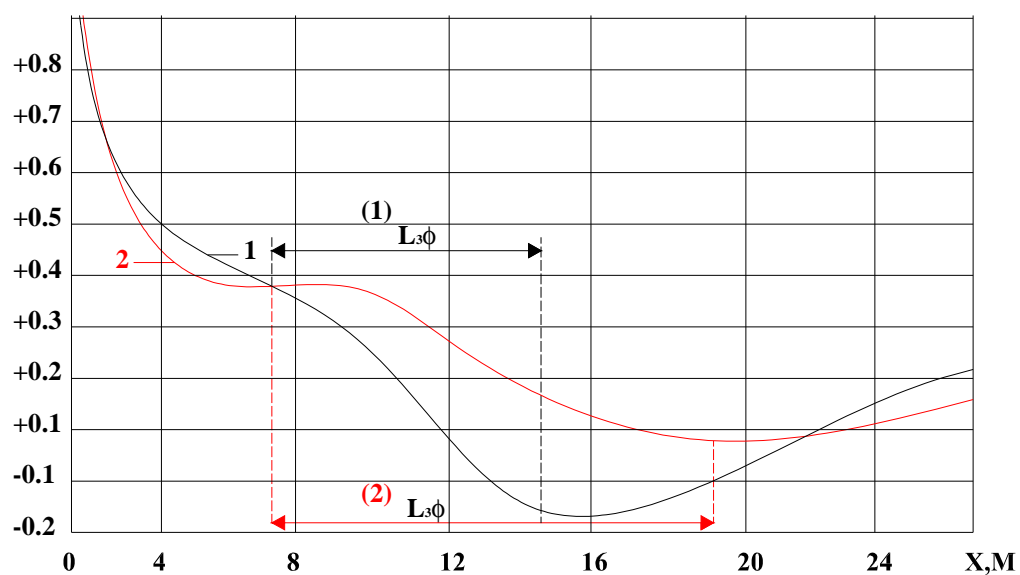


Fig. 5.4 la fonction d'approximation $\rho_h(x)$

La non régularité des profils des chaussée sous les différents facteurs dépend aussi de la fonction de corrélation $K_h(X)$ voir (fig. 5.5)[41]

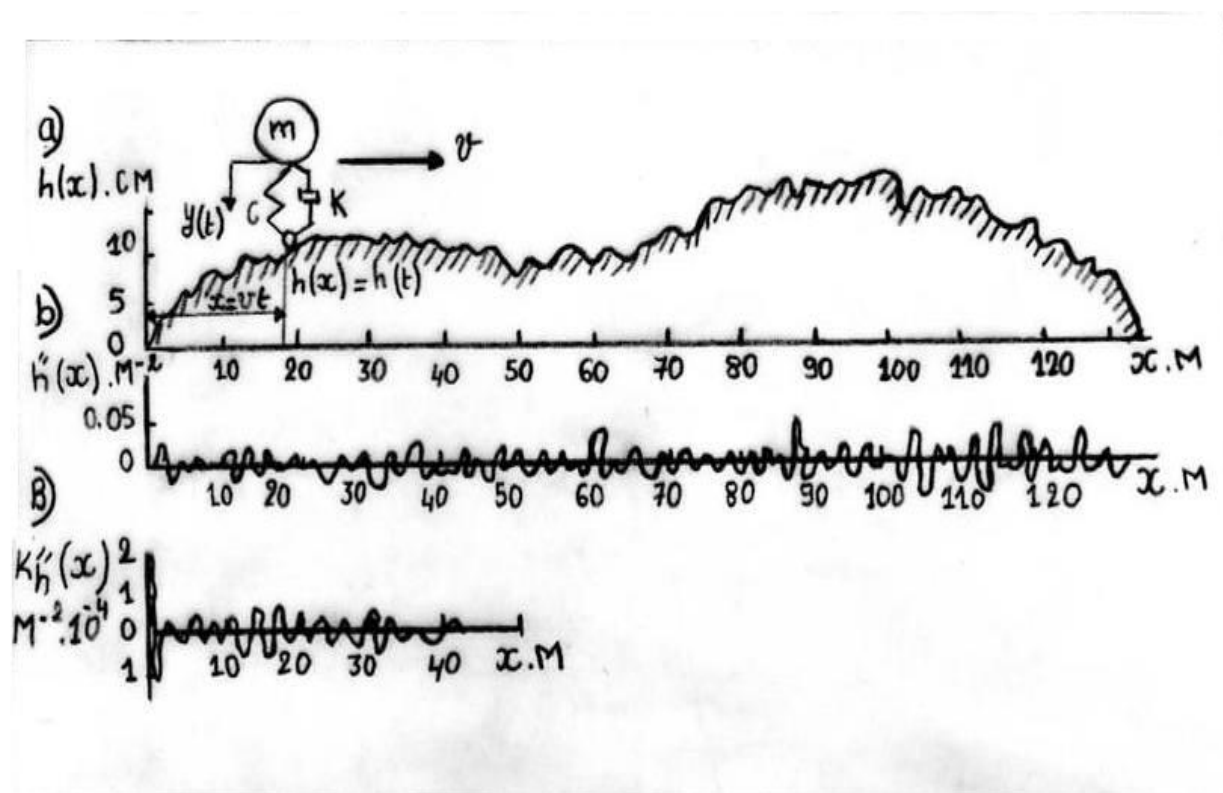


Fig5.5 L'influence des surcharges roulantes sur la géométrie du profil

L'Equation du mouvement de la masse M avec les caractéristiques de rigidité et la pression de la surcharge par la relation suivante :

$$C [Y(t)-h(t)] ; k \frac{d}{dt}[Y(t)-h(t)] + T \operatorname{signe} \left\{ \frac{d}{dt} [(Y(t)-h(t))] \right\} .$$

$$m_y(t) + C [Y(t)-h(t)] + k \frac{d}{dt}[Y(t)-h(t)] + T \operatorname{signe} \left\{ \frac{d}{dt} [(Y(t)-h(t))] \right\} = mg \quad (5.13)$$

On pose $U(t) = Y(t) - h(t)$; $\omega^2 = C/m$; $2\alpha = k/m$; $T_0 = T/m$
D'où, on obtient :

$$\ddot{U}(t) + \omega^2 U(t) + 2\alpha \dot{U}(t) + T_0 \operatorname{signe} [\dot{U}(t)] = \ddot{h}(t) + g ;$$

N.B : pour les différents mouvements des surcharges : $X = V \cdot t$

L'accélération $\ddot{h}(t) = V^2 \ddot{h}(x)$.

Pour obtenir des résultats plus exactes , on utilise le polynôme de STERLING de 5^{eme} ordre , en augmentant le nombre des nœuds et on prend le pas de dénivellation de la déformation des profils de la chaussée égale a 1.00 m .

$$h(X) = h_0 + q \frac{(\Delta h_{-1} + \Delta h_0)}{2} + \frac{q^2}{2} \Delta^2 h_{-1} + \frac{q(q^2-1)}{3!} \cdot \frac{\Delta^3 h_{-2} + \Delta^3 h_{-1}}{2} \\ + \frac{q^2(q^2-1)}{4!} \Delta^4 h_{-2} + \frac{q^1(q^2-1)(q^2-4)}{5!} \cdot \frac{\Delta^5 h_{-3} + \Delta^5 h_{-2}}{2} \quad (5.14)$$

Pour déterminer la différence centrale, on a

$$\Delta_{h_{-2}}^4 = h_2 - 4h_1 + 6h_0 - 4h_{-1} + h_{-2} ;$$

$$\Delta_{h_{-3}}^5 = h_2 - 5h_1 + 10h_0 - 10h_{-1} + 5h_{-2} - h_{-3}$$

$$\Delta_{h_{-2}}^5 = h_3 - 5h_2 + 10h_1 - 10h_0 + 5h_{-1} - h_{-2}$$

D'ou L'Espérance mathématique converge vers le zéro , mais la fonction elle-même

$\ddot{h}(x)$ reste réglementé dans l'ordre, telle que égale a :

$$\ddot{h}(X) = \Delta^2 h_1 + \frac{q}{2} (\Delta^3 h_2 + \Delta^3 h_{-1}) + \frac{(6q^2-1)}{12} \Delta^4 h_2 + \frac{q(2q^2-3)}{12} (\Delta^5 h_3 + \Delta^5 h_{-2})$$

Tout sa donne une possibilité avec une grande base de calcul par argotique et sa stationnarité, plus qu'elle a même chemin que $h(x)$.

L'évaluation de la fonction de corrélation de deuxième ordre $K_h''(x)$ voir(figure 5.5) , en particulier pour un calcul discret (variables Discrètes) laide d'un calcul numérique , on peut le déterminer par l'expression suivante :

$$K_h''(x) = \frac{1}{(n-m)} \sum_{i=1}^{n-m} [(\ddot{h}''(X_i))][\ddot{h}''(X_{i+m})] \text{ avec } X = L \cdot m / n ; \quad (5.15)$$

$m=0, 1, 2, \dots, L < n$.

La fonction de corrélation par la méthode de accélération $K_h''(\tau)$ pour les mouvements uniformes des surcharges roulantes est déterminé immédiatement à travers de la fonction de corrélation de deuxième ordre $K_h''(x)$ et la vitesse de circulation des surcharges roulantes [42].

$$K_h(t) = v^4 K_h''(x) \quad (5.16)$$

Pour l'approximation des fonctions de corrélation $K_h''(x)$, on peut utiliser sous forme exponentielle ou fonction cosinus [43].

$$K_h''(x) = D_h'' \sum_{j=1}^n (b_j e^{(-\beta_j x)} \cos \Omega_j x) \quad (5.17)$$

D'où : D_h'' : la fonction de dispersion par la méthode de deuxième dérivée ;

b_j ; Ω_j ; β_j : sont respectivement coefficient du poids des surcharges roulantes ; fréquence et coefficient d'amortissement des différentes décompositions du trafic.

En général l'Espérance de la déformation des profils d'une chaussée en béton bitumineux est :

$$h(x) = h_0 e^{-\frac{\mu x}{L}} \left[\alpha \left(\sin \frac{2\mu-1}{L} \pi x - \frac{2\mu-1}{2\mu+1} \sin \frac{2\mu+1}{L} \pi x \right) + \beta \left(\sin \frac{2\mu}{L} \pi x - \frac{\mu}{\mu+1} \sin \frac{2\mu+2}{L} \pi x \right) \right] \quad (5.18)$$

$h_0, \mu, \alpha, \beta, L$: sont des constantes ; $\mu = 0,1, 2, \dots$

Pour simplifier les calculs, on peut prendre :

$$\dot{h}(0) = 0 ; \quad \ddot{h}(0) = 0$$

D'où, on obtient :

$$h(x) = \mp (h_0/2) \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{L} \right) \quad (5.19)$$

$$h(x) = \mp (h_{01}/2) \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{L} \right) \mp (h_{02}/2) \left(1 - \cos \frac{4\pi x}{L} \right).$$

Avec h_0, h_{01}, h_{02} , sont les dénivellations des différents nœuds des profils.

L : la longueur de profil déformée.

5.5 Conclusion :

Le profil de la chaussée détermine directement l'excitation du véhicule qui vibre en Interaction avec le pont. La définition du niveau de qualité de la planéité de la chaussée est, Par conséquent, un élément important qui influence les réponses dynamiques

Chapitre 6
Evaluation de la pression
dynamique stochastique due
aux non régularité des
chaussées

6.1. Introduction

Dans ce cas ,on étudié la fonction $R(\tau)$ dans son aspect probabiliste , en présent d'une façon aléatoire une chaussée définie avec plusieurs non régularités et on modélise ces appuis et ces surcharges roulantes avec des ressorts et des amortissements considérant ces variables aléatoires comme stationnaires et érodiqes avec une répartition normale des ordonnées [44,45 ,46,47] . D'autre peut pour le mouvement des surcharges roulantes .sur une chaussée non uniforme avec des ornières représentées aléatoirement. Les locales rejaillisse des pressions qui atteignent, trois à quatre fois. D'augmentation d'habitude varient entre 1.5 à 2 le tonnage des véhicules (effet dynamique augmenté) avec les évaluations principales statistiques des pressions des surcharges,

6.2. La fonction de corrélation

On prend en considération l'auto- corrélation $K_{Rq}(\tau)$ et inter corrélation fonction $K_{RqRr}(\tau)$ pour les modèles linéaires des véhicules. on détermine à travers les fonctions périodiques la pulsation $\omega_q^{(L)}(\tau)$ et la fonction de corrélation de non régularité de la chaussée $K_{h_s h_L}(\tau)$ ou son dérivée secondaire $K_{\dot{h}_s \dot{h}_L}(\tau)$.

La fonction d'in pulsation de transition $w_{h_q}^{(L)}(\tau)$ ou $\dot{w}_{h_q}^{(L)}(\tau)$, son sens physique est la réaction q^{eme} relation ou interaction inferieure chaussée-véhicule avec $q=1,2,3 \dots Q$. Son développement ou évolution est déterminé par l'expression suivante :

$$\begin{cases} \xi_q(\tau) = \sum_{v=1}^S f_v(t) Z_{qv} & \text{avec } q = 1, 2, 3 \dots Q \\ \xi_S(\tau) = \sum_{v=1}^S f_v(t) Z_{sv} & \text{avec } S = Q+1, \dots S \end{cases} \quad (6.1)$$

$$R_d(\mathbf{U}_q, \dot{\mathbf{U}}_q) = C_q \mathbf{U}_q(\tau) + k_q \dot{\mathbf{U}}_q(\tau) = (C_q + k_q \frac{d}{dt}) [\xi_q(\tau) - h_q(\tau)] \quad (6.2)$$

et aussi de l'intervalle d'application des fonctions $f_v(t)$ dans les quelles $h_q(\tau)$ et

$\dot{h}_q(\tau)$ varient avec la variation de la fonction $\delta(\zeta)$. D'où, on obtient :

$$w_{h_q}^{(L)}(\tau) = (C_q + k_q \frac{d}{dt}) (C_1 + k_1 \frac{d}{dt}) \left[\sum_{v=1}^S \frac{\beta_{qv}}{A_v \omega_v} Z_{qv} \cdot e^{\frac{k_0 \omega_v^2 \tau}{2}} \sin \omega_v(t) \right] \quad (6.3)$$

$$\dot{w}_{h_q}^{(L)}(\tau) = (C_q + k_q \frac{d}{dt}) \left[\sum_{v=1}^S \frac{\gamma_{qv}}{A_v \omega_v} Z_{qv} \cdot e^{\frac{-k_0 \omega_v^2 \tau}{2}} \sin \omega_v(t) \right] \quad (6.4)$$

Dans le cas le plus simple d'une seule surcharge de masse m et de rigidité donnée avec une relation élastique :

$$W_{\tilde{h}}(\tau) = \left(\frac{c^2}{m\omega}\right) e^{-\alpha\tau} \sin \omega\tau. \quad (6.5)$$

$$W_{\tilde{h}}(\tau) = \left(\frac{c}{\omega}\right) e^{-\alpha\tau} \sin \omega\tau \quad (6.6)$$

En fin en utilisant la théorie des processus stationnaires [48], qui donne les expressions suivantes :

$$K_{RqRr}(\tau) = \sum_{L=1}^Q \sum_{S=1}^Q \int_0^\infty W_{h_q}^{(L)}(\xi) d\xi \int_0^\infty W_{h_r}^{(S)}(U) \cdot K_{hsh_t}(\tau + \xi - U) dU \quad (6.7)$$

$$K_{RqRr}(\tau) = \sum_{L=1}^Q \sum_{S=1}^Q \int_0^\infty W_{h_q}^{(L)}(\xi) d\xi \int_0^\infty W_{\tilde{h}_r}^{(S)}(U) \cdot K_{\tilde{h}_s\tilde{h}_t}(\tau + \xi - U) dU \quad (6.8)$$

Les formules de fonctions d'auto corrélations $K_{Rq}(\tau)$ est obtenues à travers les expressions (6.7) et (6.8) dans les quelles on remplace ou prend $q=r$. Les fonctions de corrélation des processus d'entrée K_{hshL} et $K_{\tilde{h}_s\tilde{h}_L}$ on peut les approximer sous forme des sommes des dérivées des exponentielles, c'est-à-dire

$$K_{sL}(\tau) = D \sum_{j=1}^n B_j \exp[-\beta_j(\tau - \zeta_{SL})] \cos \Omega_j(\tau - \zeta_{SL}) \quad (6.9)$$

Avec

$$D_h(t) = D_h(X); \quad D_h''(t) = \vartheta^4 D_{\tilde{h}}(X); \quad t \geq \zeta_{SL}.$$

Où D : dispersion de la fonction aléatoire $h(t)$ ou $\tilde{h}(t)$.

B_j, Ω_j : β_j coefficient d'équilibre, de fréquence et coefficient d'amortissement de la j^{eme} harmonique.

$\zeta_{SL} = \frac{b_{sL}}{\vartheta}$ le retard, la détermination de la distance b_{sL} entre S^{eme} et L^{eme} relation ou interaction .et vitesse ϑ du mouvement des véhicules.

Exemple : trouver la fonction de corrélation de la pression dynamique d'une surcharge roulante d'un système simple (avec un degré de liberté). On prend les expressions suivantes et on intègre d'où, on obtient :

$$K_{SL}(\tau) = D \sum_{j=1}^S B_j e^{[-\beta_j(\tau - \zeta_{SL})]} \cos \Omega_j(\tau - \zeta_{SL}) \quad (6.10)$$

et

$$K_{RqRr}(\tau) = \sum_{L=1}^Q \sum_{S=1}^Q \int_0^\infty W_{\tilde{h}_q}^{(L)}(\xi) d\xi \int_0^\infty W_{\tilde{h}_r}^{(S)}(U) \cdot K_{\tilde{h}_s\tilde{h}_L}(\tau + \xi - U) dU$$

D'où, on obtient :

$$K_{Rq}(t) = \frac{D_h''}{4\omega^2} C^2 \vartheta^4 \sum_{j=1}^K \beta_j e^{-\beta_j(t)} \left\{ \cos \Omega_j(t) \left[\left(\frac{a_j}{d_j^2 + a_j^2} + \frac{r_j}{d_j^2 + r_j^2} \right) \left(\frac{a_j}{b_j^2 + a_j^2} + \frac{r_j}{b_j^2 + r_j^2} \right) + \left(\frac{d_j}{d_j^2 + r_j^2} - \frac{d_j}{d_j^2 + a_j^2} \right) \left(\frac{b_j}{b_j^2 + r_j^2} - \frac{b_j}{b_j^2 + a_j^2} \right) \right] + \sin \Omega_j(t) \left[\left(\frac{a_j}{d_j^2 + a_j^2} + \frac{r_j}{d_j^2 + r_j^2} \right) \left(\frac{b_j}{b_j^2 + r_j^2} - \frac{b_j}{b_j^2 + a_j^2} \right) + \left(\frac{a_j}{b_j^2 + a_j^2} + \frac{r_j}{b_j^2 + r_j^2} \right) \left(\frac{d_j}{d_j^2 + r_j^2} - \frac{d_j}{d_j^2 + a_j^2} \right) \right] \right\} \quad (6.11)$$

Avec $d_j = \frac{K_{rj}\omega^2}{2} - \beta_j$; $b_j = \frac{K_{rj}\omega^2}{2} + \beta_j$; $a_j = \omega + \Omega_j$; $r_j = \omega - \Omega_j$.

Pour déterminer la vitesse autorisée sur un tablier d'un pont routier ϑ par l'intermédiaire de la fonction (6.11), on donnant la dispersion de la pression $K_R(0)$ et de la 2^{ème} dérivée D_h''

Regardant les résultats obtenues du coefficient de variation $K_B = \sqrt{K_R(0)} / \bar{R}$ de la pression Dynamique des essieux arrière de la surcharge roulante d'un camion à deux essieux MAZ-500. Dans notre cas la pression statique à pour expression $R = \text{Constante}$ or l'argument a^* pour valeur $t=0$ dans l'expression (6.11).

Les données initiales $D_h = 2.10^{-4} \text{ M}^{-2}$; $\beta_1 = 0.17 \text{ M}^{-1}$; $\beta_2 = 0$; $R = 10.2 \text{ tf}$;

$\Omega_1 = 0.19 \vartheta \text{ M}^{-1}$; $\Omega_2 = 0.23 \vartheta \text{ M}^{-1}$; $B_1 = 0.6$; $B_2 = 0.4$;

$\frac{K_{rj}\omega^2}{2} = 0.3 \text{ S}^{-1}$; $\omega = 10 \text{ S}^{-1}$ Pour la courbe (1)

Et $\frac{K_{rj}\omega^2}{2} = 10 \text{ S}^{-1}$; $\omega = 60 \text{ S}^{-1}$ Pour la courbe (2)

Voir la figure si dessous (6. 1) :

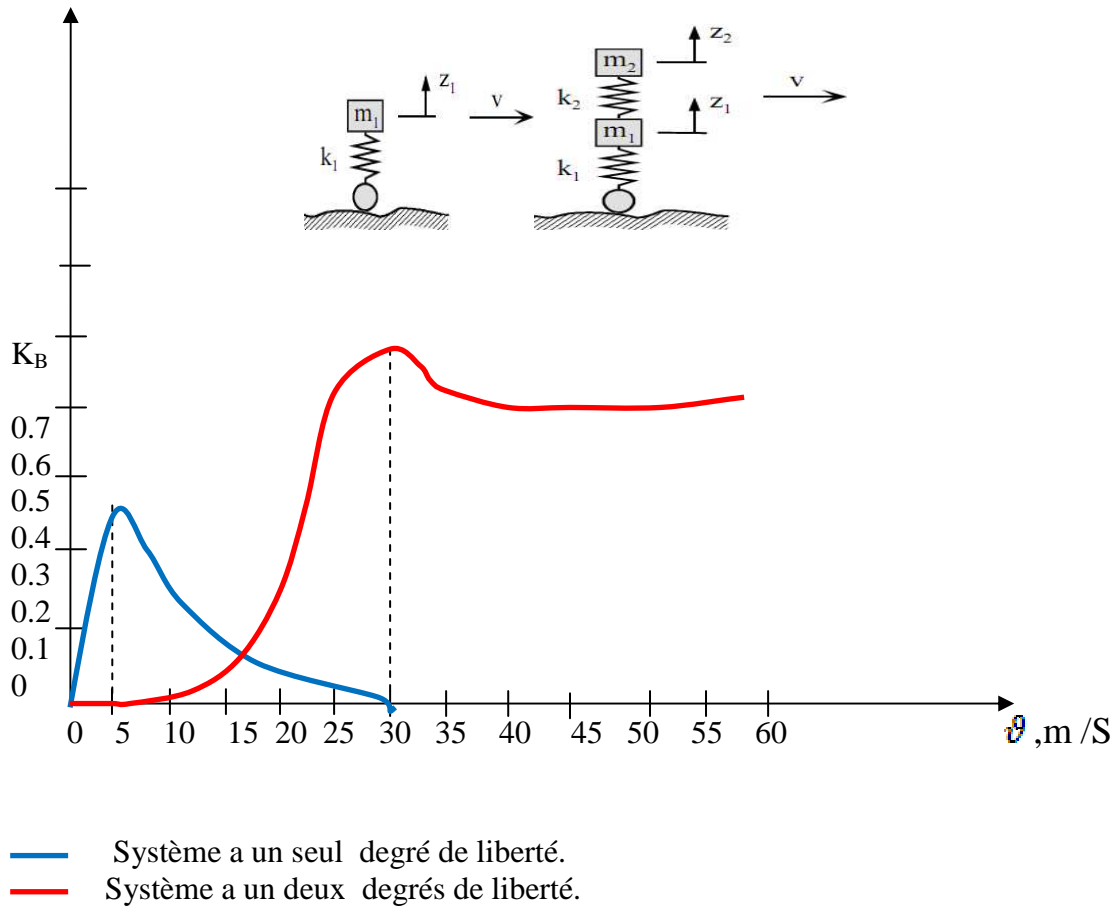


Fig. (6. 1) : la valeur de coefficient K_B en fonction de la vitesse pour les deux systèmes

D'après les résultats obtenus à travers la figure ci-dessus, on remarque que la vitesse v_{\max} pour la pression dynamique est de 5 m /S pour le premier système, et pour la courbe de deuxième système, on a $v_{\max} = 30$ m /S.

Pour les propriétés filtrées des operateurs des expressions

$$\ddot{h}(t) = \zeta^2 \ddot{h}(X) \text{ et de } h(X)$$

qui détermine les vibrations des surcharges roulantes .pour la fonction $R_q(t)$ et $K_{R_q R_q}(\tau)$ dans l'intégrité de la valeur autorisée sont déterminées par les expressions du processus erodique stationnaire [49].

$$K_{R_q}(\zeta) = \frac{1}{T-\zeta} \int_0^{T-\zeta} [R_q(t) - \bar{R}_q] [R_q(t+\zeta) - \bar{R}_q] dt \quad (6.12)$$

$$K_{R_q R_r}(\zeta) = \frac{1}{T-\zeta} \int_0^{T-\zeta} [R_q(t) - \bar{R}_q] [R_r(t+\zeta) - \bar{R}_r] dt \quad (6.13)$$

T : Intervalle d'intégration.

ζ : la longueur total dans l'échelle du temps.

$$T=L/v.$$

6.3 .Les modèles complexes :

Pour l'étude et le traitement de ces modèles, nous sommes dans l'obligation d'utilisation des caractéristiques physique-géométrique-mécaniques non linéaires et pour ce la , on est obligé de faire recours au calcul numérique en général et les méthodes des éléments finis en particulier . Dans ce cas la surface de roulement est considérée non uniforme et avec des irrégularités des sa mise en service et même des son début de réalisation, faute de conception, calcul (dimensionnement du corps de chaussée ou mal dosage du béton bitumineux), les hauteurs des irrégularités sont estimées à une fonction de temps t telle que h(t) ; qui sont exprimées en fonction des vibrations dues au trafic des surcharges roulantes.

On détermine les fonctions $R_q(t)$ pour chaque $q^{ème}$ interaction chaussée –véhicule du système mécanique pour $q=1, 2, 3, \dots, Q$, mémorisée comme réalisation de la pression dynamique. L'espérance mathématique de ces applications statique est permanente de chaque $q^{ème}$ essieu sur la chaussée.

$$\text{C'est-à-dire } \bar{R}_q(t) = R_{qc} = \text{constante} \quad (6.14)$$

La stabilisation des espérances mathématiques en générale est inférieure ou égale à 2 S.

Les vibrations aléatoires des pressions dynamiques représentent un processus ordonné plus que la non régularité de la chaussée. Dans ce cas, on utilise les plans de schémas de calcul des charges ou surcharges de la fonction de corrélation $K_R^V(t)$ de la pression dynamique d'une seule roue de la surcharge roulante, qui peut être déterminée à partir de la fonction de corrélation $K_R^E(t)$ de la pression inverse ou réaction du sol (chaussée) sur la roue . Est déterminée elle-même de la corrélation des pressions de la roue droite et gauche, telle que :

$$K_R^E(t) = K_{R_d}(t) + K_{R_g}(t) + 2 K_{R_d R_g}(t) \approx 4 K_R^{(r)}(t). \quad (6.15)$$

La fonction de corrélation de la pression sur la chaussée est utilisée pour la détermination de la méthode optimale pour calculer la fonction ou l'algorithme d'une chaussée uniforme et plane sans irrégularités. $R_q(t)$ et $K_{R_q R_r}(t)$ avec ($q=1, 2, 3, \dots$), pour les profils h(t)

Plan avec des pas de réalisation et d'étude de 0.5m et 1.0 m Pour les surcharges roulantes a deux essieux, on prend la fonction de corrélation $K_{Ra}(t)$ pour les essieux avant et $K_{Rd}(t)$ pour les essieux arrières.

Or pour les surcharges a 3 essieux, telle que les surcharges roulantes françaises B_C l'essieu la plus proche au centre de gravite (intermédiaire) à pour fonction de corrélation $K_{RaRd}(\tau)$.

Pour l'indépendance totale des vibrations des essieux avant et arrière pour les surcharges roulantes à 2 essieux seulement:

$\theta / M \beta_1 \beta_2 = 1$ est caractère ou caractéristiques similaires de liaison et répartition des charges sur les essieux, on peut la déterminer par la relation suivante :

$$K_{Ra}(\tau) = a^2 K_{Rd}(\tau); \quad K_{RaRd}(\tau) = a K_{Ra}(\tau - \zeta);$$

$$\text{Ou } a = R_{1m} / R_{2m}; \quad \zeta = (\beta_1 + \beta_2) \theta^{-1} = \text{cte.}$$

R_{1m} : la réaction de la roue une intermédiaire.

R_{2m} : la réaction de la deuxième roue intermédiaire.

En général $0.8 \leq \theta / M \beta_1 \beta_2 \leq 1.2$ [50]

Pour l'étude d'un projet routier ou d'un ouvrage d'art, on peut approximer des résultats pour simplifier les calculs, telle que, on prend en général :

$\theta \leq 6 \text{ M/s}$, la période des vibrations dues à la non régularité de la chaussée :

$$0.35 \leq T \leq 0.45 \text{ S}$$

Et la fonction de corrélation est comme suite :

$$K_q(t) = K_{Rq}(0) [\beta_{q1} \exp(-\gamma_{q1} t) \cos \Omega_{q1} t + \beta_{q2} \exp(-\gamma_{q2} t) \cos \Omega_{q2} t] \quad (6.16)$$

Où Ω_{q1} et Ω_{q2} sont les fréquences de la surcharge 1 et 2 qui sont déterminées par la méthode graphique à partir des graphes de déformation de la chaussée a étudié.

β_{q1} et β_{q2} sont des coefficients sans unité.

γ_{q1} et γ_{q2} sont des coefficients, qu'on peut les déterminer à partir de l'expression (6.16), on posant $t_1 = 0$; $t_2 = t_{\min}$; $t_3 = t_0^{(1)}$; $t_4 = t_0^{(2)}$.

a partir de tout ça, on peut rendre le maximum de $K_R / K_R(0)$, le minimum absolu pour $K_R(t_2)$, on annule $K_R(t_3) = 0$ et $K_R(t_4) = 0$. [51]

La fonction de liaison des corrélations est approximativement déterminée par :

$$K_{RqRr}(\tau) = \sqrt{K_{Rq}(0) K_{Rr}(0)} \cdot \sum_{i=1}^2 \beta_i \exp(-\gamma_i |\tau - \zeta_{qr}|) \cdot \cos \Omega_i (\tau - \zeta_{qr});$$

Ou les constantes β_i , V_i , Ω_i , ζ_{qr} sont détermines par l'intermédiaire des graphes de la fonction de corrélation $K_{RqRr}(\tau)$ voir les tableaux si dessous (6.1), (6.2) et (6.3).

Tableau 6.1 représente les paramètres de fonction d'auto corrélation pour les surcharges civiles

Type de surcharge	Vi m/S	paramètres de fonction d'auto corrélation						
		$K_{R2}(0) (tf)^2$	Ω_1, S^{-1}	Ω_2, S^{-1}	$T_{2.1}, S^{-1}$	$T_{2.2}, S^{-1}$	β_{21}	β_{22}
ZIL .130	5	0.15	17.00	/	2.8	/	1.00	/
	10	0.98	11.8	/	1.3	/	1.00	/
	15	1.56	10.8	/	1.0	/	1.00	/
	25	4.37	10.6	70.00	0.8	/	0.70	0.22
MAZ.500	5	0.39	16.00	/	2.3	/	1.00	/
	10	1.48	10.8	/	2.2	/	1.00	/
	15	2.15	10.8	70.00	1.9	4.5	0.89	0.11
	25	4.70	10.5	63.00	1.3	1.9	0.64	0.36
BELAZ.540	5	1.22	16.4	/	2.2	/	1.00	/
	10	2.68	10.4	/	2.2	/	1.00	/
	15	4.32	10.5	70.00	2.0	4.7	0.75	0.25
	25	14.3	10.5	65.00	2.5	2.0	0.70	0.30

Tableau 6.2 représente les paramètres de fonction d'auto corrélation pour les surcharges militaires

Type de surcharge	N° d'essieux	paramètres de fonction d'auto corrélation						
		$K_R(0) (tc)^2$	Ω_1, S^{-1}	Ω_2, S^{-1}	$T_{1.1}, S^{-1}$	$T_{2.1}, S^{-1}$	β_1	β_2
KRAZ 256 B	1	0.47	9.8	/	0.9	/	1.00	/
V= 10 m/s	2	0.51	12.0	47.0	3.4	4.3	0.70	0.3
	3	0.46	12.0	46.0	3.5	4.5	0.70	0.3

Tableau 6.3 représente les paramètres de fonction d'auto corrélation pour les convois exceptionnels

Type de surcharge	N° d'essieux	paramètres de liaison de la fonction d'auto corrélation							
		$\sqrt{K_{R_q}(0) - K_{R_q}(0)}$ (tc) ²	Ω_1, S^{-1}	Ω_2, S^{-1}	T_1, S^{-1}	T_2, S^{-1}	β_1	β_2	ζ_{qr}
KPAZ 256 B	1_2	0.49	11.00	46.00	2.2	4.3	0.85	0.15	0.46
V= 10 m/s	1_3	0.45	11.00	46.00	2.3	4.5	0.80	0.20	0.60
	2_3	0.49	11.00	46.00	3.4	4.4	0.85	0.15	0.14

6.4. Conclusion

Les explications fournies dans les paragraphes Précédents montrent que les éléments qui entrent en jeu sont nombreux. les paramètres intervenant dans l'interaction dynamique du véhicule et du pont sont décrits dans le but d'apporter des précisions nécessaires à la compréhension du phénomène vibratoires.

Chapitre 7

Modèle probabiliste due a la non régularité des chaussées

7.1 Introduction

Dans le calcul dynamique des structure, on est confronté a l'analyse d'influences possibles dont la nature ne nous est pas complètement évidente. ces actions peuvent êtres considérées comme des perturbations extérieures non contrôlables (aléatoires), ainsi que comme des modifications non contrôlables de la géométrie et de paramètres du système à étudier.

Exemple

- Les Irrégularités de la surface de la route.

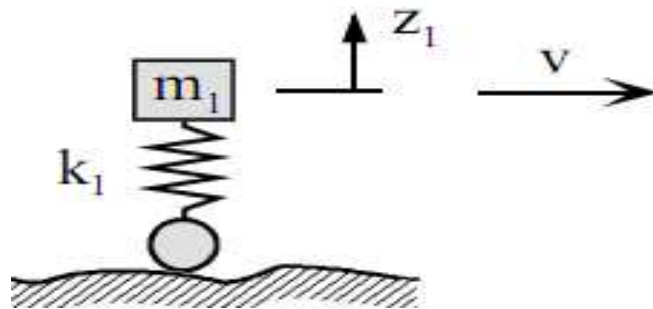


Fig. 7 .1 : Les Irrégularités de la surface de la route.

- Les imperfections d'éléments élastiques (les appareils d'appui dans un pont)

7.2 Influence des caractéristiques aléatoires sur l'équation d'une dalle anisotropique

D'après les équations d'équilibres des forces dans le sens vertical, on déduit l'équation aux dérivées partielles d'une dalle ortho tropique telle que :

$$\rho_x = \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} - P(X, Y) = 0 \quad (7.1)$$

$$\text{Avec } H = \left[2\gamma_{xy} + \frac{\eta_y \rho_x + \eta_x \rho_y}{2} \right] = \frac{d^3}{24(1-\eta_x \eta_y)} [E_x \eta_x + E_y \eta_y + 4G(1 - \eta_x \eta_y)]$$

H : élément de perturbation (V.A)

d : épaisseur de la dalle

Pour les dalles isotopiques, on a

$$E_x = E_y = E; \quad \eta_x = \eta_y = \eta; \quad G = \frac{E}{2(1+\eta)}$$

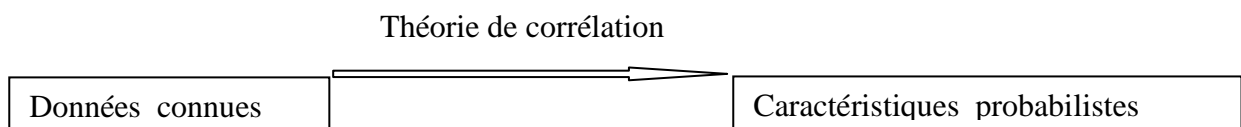
Pour cette raison, nous sommes obligés de trouver un nouvel appareil de calcul mathématique pour d'écrire et prendre en considération de façon plus précise l'environnement d'influence non déterministes : cet appareil mathématique a été à l'origine de la théorie des processus aléatoires, qui dépend de 5 fonctions non aléatoires :

1. Espérance mathématique de la fonction aléatoire
2. Dispersion
3. la densité de répartition en fonction du temps
4. la fonction de corrélation (théorie de corrélation)
5. la densité spectrale.

7.3 Théorie de corrélation

Les méthodes de la théorie des probabilités et des processus aléatoires permettent d'estimer et d'étudier les événements de masse indépendamment du comportement précis des événements individuels séparés.

Pour cette raison, nous sommes obligés aujourd'hui dans le domaine des vibrations en particulier et de la structure en général d'appliquer la théorie de la corrélation qu'est une méthode connue pour l'analyse des processus aléatoires. Elle permet d'obtenir les caractéristiques probabilistes de la sortie pour les caractéristiques connues de l'entrée.



Exemple

La détermination des Loix de répartition des fonctions aléatoires :

$$X(t) = A_n \sin \omega t + B_n \cos \omega t$$

Pour la résolution de cette équation c'est à dire de trouver la fonction de corrélation, on prend $X(t) = A \sin \omega t + B \cos \omega t$.

Avec A et B deux variables aléatoires, pour les quels on connaît m_A et m_B , σ_A , σ_B et K_{AB} .

Avec en outre :

$m_A = m_B = 0$; $K_{AB} \neq 0 \implies A$ et B sont corrélées.

Par définition, on a :

$$K_X(t, t') = M(A \sin \omega t + B \cos \omega t)(A \sin \omega t' + B \cos \omega t') \\ = M[A^2 \sin \omega t \sin \omega t' + AB \sin \omega t \cos \omega t' + AB \cos \omega t \sin \omega t' + B^2 \cos \omega t \cos \omega t'] \implies$$

$$K_X(t, t') = \sin \omega t \sin \omega t' M[A^2] + \sin \omega(t + t') M[AB] + \cos \omega t \cos \omega t' M[B^2]$$

Exemple : charge dynamique périodique stationnaire

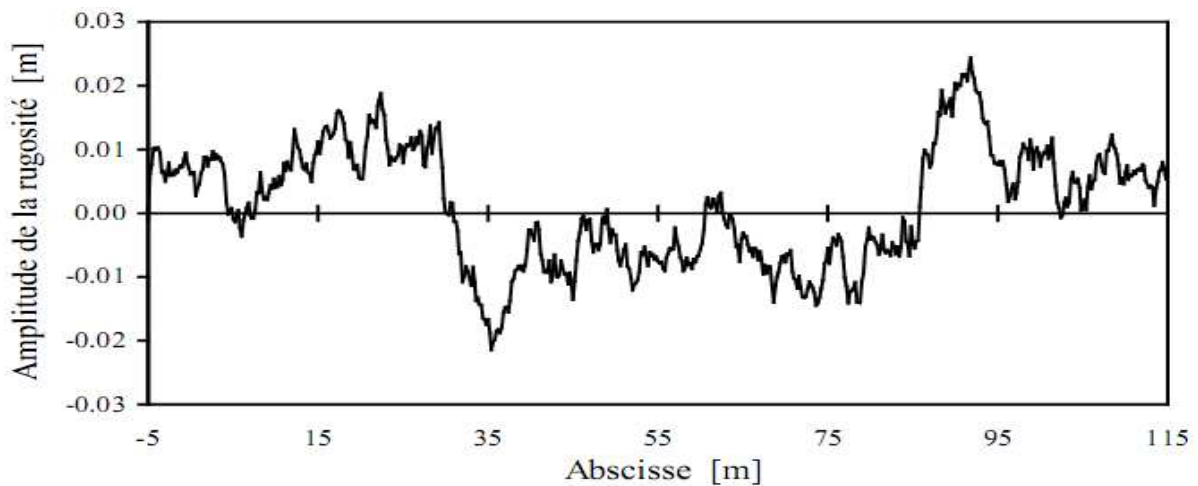


Fig. 7.2 : Profil avec ces propriétés géométriques (les essais réalisées par Claude BROQUET)

Valeur moyenne d'un processus aléatoire à t_1

$$\eta_x(t_1) = E \int_0^{t_1} X(t)$$

E : espérance de la fonction X_k

Pour les variables aléatoires continues $X_k(t_1) \wedge X_k(t_1 + \zeta)$, on a une moyenne

D'ordre 2 = la fonction d'auto corrélation tel que :

$$R_X(t_1, t_1 + \zeta) = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n X_k(t_1) X_k(t_1 + \zeta) = E(x(t_1), x(t_1 + \zeta))$$

Possibilité de moyennes sur l'ensemble d'ordre supérieure à 2

Si $\eta_x(t_1)$ et $R_X(t_1, t_1 + \zeta)$ dépendent de $t_1 \implies$ processus non stationnaire

Si $\eta_x(t_1)$ et $R_X(t_1, t_1 + \zeta)$ ne dépendent pas de $t_1 \implies$ processus fortement stationnaire

7.3.1 Types de chargements donnés

Chaque structure durant sa vie est susceptible de subir un chargement dynamique critique. Ces chargements sont devisés, en 4 catégories :

Périodique (uniforme)	{ stationnaires
	{ Non stationnaires
non périodique (non uniforme)	{ stationnaires
	{ Non stationnaires

Présentation matricielle

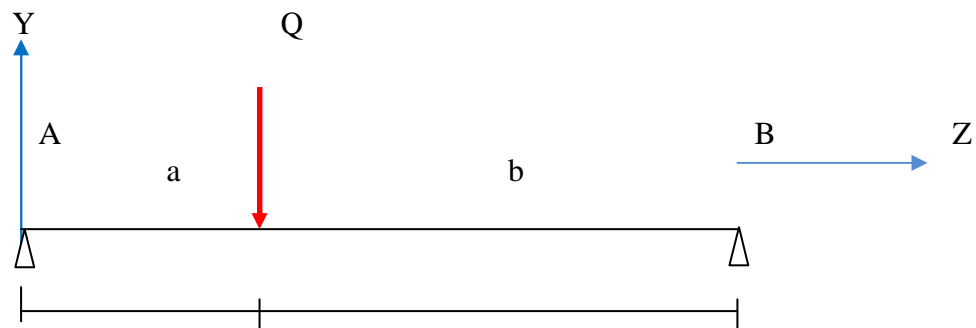
Les variances et les moments de corrélations de deux variables aléatoires peuvent se présenter sous la forme matricielle suivante :

$$K = \begin{bmatrix} D_X & K_{XF} \\ K_{FX} & D_F \end{bmatrix} \quad \text{Avec} \quad D_X = K_{XX} \text{ et } D_F = K_{FF}$$

Pour un système de n variable, on a :

$$K = \begin{bmatrix} K_{X_1 Y_1} & K_{X_1 Y_2} & \dots & K_{X_1 Y_n} \\ \vdots & & \ddots & \vdots \\ K_{X_n Y_1} & K_{X_n Y_2} & \dots & K_{X_n Y_n} \end{bmatrix} \quad \text{avec} \quad K_{X_i Y_i} = D_{X_i}$$

Exemple : soit une force aléatoire Q agit sur une poutre, cette force a pour caractéristique aléatoire m_Q et D_Q . il s'agit de déterminer les espérances mathématiques et les variances des réactions de la flèche au point d'application de la force Q et de la tension (contrainte) normal maximale. la rigidité de la poutre a la flexion est EI_X



Résolution du système

$$R_A = \frac{b}{a+b} Q ; \quad R_B = \frac{a}{a+b} Q$$

$$\text{La flèche } Y_k = \frac{a^2 b^2}{3EI_X (a+b)} Q ; \quad \sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_X} = \frac{ab}{(a+b)W_X} Q$$

D'où les caractéristiques probabilistes sont :

$$D_{R_A} = M \left[\left(\frac{Q}{R_A} \right)^2 \right] = \frac{b^2}{(a+b)^2} D_Q$$

$$D_{R_B} = M \left[\left(\frac{Q}{R_B} \right)^2 \right] = \frac{a^2}{(a+b)^2} D_Q$$

$$D_{Y_k} = \left[\left(\frac{a^2 b^2}{3EI_X (a+b)} \right)^2 \right] D_Q ; \quad D\sigma_{\max} = \frac{a^2 b^2}{(a+b)^2 W_X^2} D_Q$$

7.3. 2 Les caractéristiques probabilistes d'un processus

Soit le processus suivant :

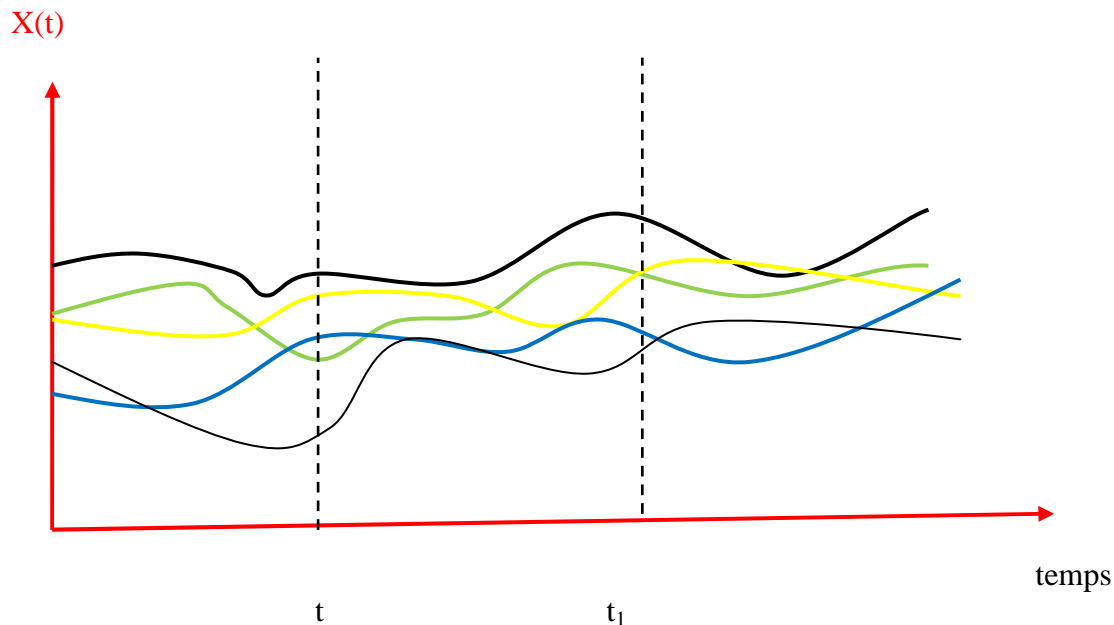


Fig.7 .3 : processus des fonctions aléatoires

Soit une section de la fonction aléatoire $X(t)$ à l'instant t , on a une fonction ou le variable aléatoire $X(t)$ discrète

$$m_X(t) = M [X(t)] \longrightarrow \text{fonction du temps.}$$

$$D_X(t) = M [X^2(t)]$$

Pour caractériser plus complètement la fonction aléatoire on introduit encore une fonction non aléatoire qui permet d'établir le degré de dépendance de deux valeurs de la fonction aléatoire aux instant t et t_1 . \longrightarrow Fonction de corrélation

$$K_X(t, t_1) = M [X(t) X(t_1)] , \quad (7.2)$$

Avec $\overset{\circ}{X}(t)$ et $\overset{\circ}{X}(t')$ \longrightarrow fonction aléatoire centrées

$$\overset{\circ}{X}(t) = X(t) - m_X(t). \quad (7.3)$$

$$\overset{\circ}{X}(t') = X(t') - m_X(t'). \quad (7.4)$$

Remarque :

$$K_X(t, t') = K_X(t', t)$$

Si $t = t'$ on a : $K_X(t, t) = D_X(t)$

7.3.3 Les caractéristiques probabilistes des fonctions aléatoires liées

linéairement

Si $Y(t) = C(t) \cdot X(t)$

$$m_Y(t) = C(t) m_X(t) \quad (7.5)$$

$$D_Y(t) = C^2(t) D_X(t) \quad (7.6)$$

$$K_Y(t, t') = C(t) \cdot C(t') \cdot K_X(t, t') \quad (7.7)$$

$C(t)$: fonction non aléatoire

Exemple : déterminer la fonction de corrélation normalisée de la fonction aléatoire

$X(t) = A e^{-\alpha t}$ avec A : est un variable aléatoire.

- L'espérance mathématique de la fonction aléatoire :

$$m_X = M[A e^{-\alpha t}] = e^{-\alpha t} M[A] \implies m_X = e^{-\alpha t} m_A$$

- La variance de la fonction aléatoire :

$$D_X(t) = M[(A e^{-\alpha t} - m_A e^{-\alpha t})^2] = e^{-2\alpha t} M[(A - m_A)^2] = e^{-2\alpha t} D_A \implies D_X(t) = e^{-2\alpha t} D_A$$

- La fonction de corrélation de la fonction aléatoire $X(t)$:

$$\begin{aligned} K_X(t, t') &= M[(A e^{-\alpha t} - m_A e^{-\alpha t})(A e^{-\alpha t'} - m_A e^{-\alpha t'})] \\ &= e^{-\alpha t} e^{-\alpha t'} M[(A - m_A)^2] \end{aligned}$$

$$K_X(t, t') = e^{-\alpha(t+t')} D_A.$$

- L'écart type de X(t) aux instant t et t' sont :

$$\sigma_x(t) = \sqrt{D_X(t)} = e^{-\alpha t} \sqrt{D_A} = \sigma_A e^{-\alpha t}$$

$$\sigma_x(t') = \sqrt{D_X(t')} = e^{-\alpha t'} \sqrt{D_A} = \sigma_A e^{-\alpha t'}$$

- La fonction de corrélation normalisée est de :

$$r_x(t, t') = \frac{K_X(t, t')}{\sigma_x(t) \cdot \sigma_x(t')} = \frac{D_A e^{-\alpha(t+t')}}{\sigma_A^2 e^{-\alpha(t+t')}} = 1.$$

7.4. La matrice d'influence dans le calcul des vibrations aléatoires dues a la non régularité de la chaussée

La matrice C_{ij} , i lignes, j colonnes, c'est une matrice symétrique dite les coefficients d'influence sous l'effet de la force ou des forces F_1, F_2, \dots, F_n , le déplacement d_i du point i dans la direction de la force i est :

$$\{d_i\} = [C_{ij}] \cdot \{f_i\} \quad (7.8)$$

Par conséquent

$$\{d_i\} = [C_{ij}] \cdot \{f_i\} = \sum_{j=1}^n C_{ij} F_j \quad (7.9)$$

Pour tous les déplacements, on a :

$$\begin{aligned} \{d_i\} &= [C_{ij}] \cdot \{f_i\} \\ \{d\} &= [C] \cdot \{f\} \end{aligned} \quad (7.10)$$

Important si les forces sont appliquées progressivement on introduit $\frac{1}{2}$ dans l'énergie potentielle qui se présente sous forme d'une énergie élastique est :

$$\gamma = 1/2 [F] \cdot \{d\} \quad (7.11)$$

$$2\gamma = [F] \cdot \{d\},$$

D'après la relation (7.10), on a :

$$\begin{aligned} \{f\} &= [C]^{-1} \cdot \{d\} \\ 2\gamma &= [d] \cdot [C]^{-1} \cdot \{d\}, \end{aligned} \quad (7.12)$$

D'où $[C]^{-1}$: matrice potentielle, qui intervient dans l'équation de LAGRANGE.

A partir de $[C] \longrightarrow [M]$: matrice massique d'influence

$$[M] = [C] \cdot [\backslash m]$$

Remarque $[M]$ n'est symétrique que lorsque les masses sont égales.

7.4.1 Les équations d'influence

Emploi et application : l'utilisation des équations de LAGRANGE pose deux types de problèmes a l'ingénieur :

- La fonction potentielle est donnée sous forme mathématique en fonction de la variable q , or en réalités, dans la plus part des cas techniques, on ne connait que le système des efforts agissant sur la structure ;
- L'obtention des valeurs propres nécessite la résolution de l'équation aux pulsations, équation algébrique ω^2 , de degré d'autant plus élevé que l'ordre de la matrice $[a]$,

$[a]$: matrice cinétique

$[b]$: matrice potentielle est grand.

Pour la résolution de ces problèmes, il faut des moyens puissants.

La méthode des équations d'influence repend a ces deux préoccupation, parce que cette méthode étudiée l'équilibre globale d'un point \longrightarrow pour C_{ij} la fonction de Green (résolution par équation Intégrales).

7.4.2 Forme générale des équations d'influence

Soit une fondation d'un ouvrage d'art (appui élastique) F_e Avec n masses.

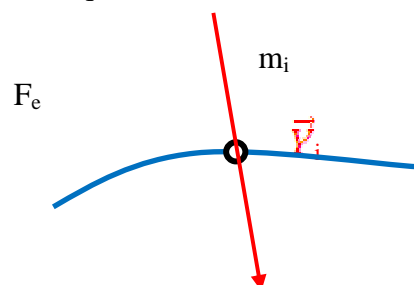


Fig.7 .3 Bis : la force appliquée par la fondation en m_i suivant y_i .

$m_i \longrightarrow \vec{y}_i$ (déplacement),

D'après NEWTON, on a : $m_i \ddot{y}_i = f_i$ (7.1 3)

f_i : est la force appliquée par la fondation en m_i suivant $y_i \implies$ l'action de la masse m_i sur la fondation est : $-f_i = -m_i \cdot \ddot{y}_i$.

Toutes forces $-f_j$ déterminent en m_i un déplacement égale à :

$$y_i = \sum_{j=1}^n C_{ij} (-m_j \ddot{y}_j) \quad (7.14)$$

Sous forme matricielle :

$$\begin{cases} \{y\} + C[\backslash m]. \{\ddot{y}\} = \{0\} \\ [\backslash m]. \{\ddot{y}\} + [C]^{-1} \cdot \{y\} = \{0\} \\ D'après LAGRANGE, on a : \\ [\backslash a_i]. \{\ddot{y}\} + [b]. \{y\} = 0 \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} [C] = [b]^{-1} \implies \text{il nous faut inverser la matrice} \\ \text{potentielle est la difficulté d'appliquer de} \\ \text{LAGRANGE.} \end{array} \right.$$

On cherche de satisfaire le système par :

$$y_i = A_i \cos(\omega t + \varphi) \quad (7.15)$$

$$\text{Devient : } \{A\} - [M]. \omega^2 \{A\} = 0$$

$$\{A\} - [1 - [M]. \omega^2] = 0$$

$$\{A\} \cdot [M] - \frac{1}{\omega^2} [1] = 0$$

$\frac{1}{\omega^2}$: sont des valeurs propres de la matrice massique d'influence.

7.4.3 Moment de corrélation statistique

C'est un degré de dépendance des variables aléatoires entre elles par exemple la dépendance entre deux variables aléatoires X et Y pour une série de N expériences, on a :

$$K'_{xy} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (X_i - m'_x) (y_i - m'_y) \quad (7.16)$$

Fréquence de réalisation de Variable aléatoire X_j

$$\omega_j = \frac{n_j}{N}$$

Si on augmente le nombre d'expériences N, les valeurs $\omega_j \longrightarrow p_j$ et $m'_x \longrightarrow m_x$ telle que :

$$m_x = M[X] = \langle x \rangle = \sum_{i=1}^N X_i P_i \quad (7.17)$$

Avec P_i : la probabilité de réalisation de variable aléatoire X_i on obtient de manière analogue la variance :

$$D_x = \sum_{i=1}^N (X_i - m_i)^2 P_i \quad (7.18)$$

7.4.4 Moment de corrélation

$$K_{xy} = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N (X_i - m_i)(Y_j - m_j) P_{ij} \quad (7.19)$$

P_{ij} : la probabilité pour que les variables aléatoires X et Y prennent simultanément les valeurs

X_i et Y_j

Dou, on a :

$$K_{xy} = M[X^\circ Y^\circ] \quad (7.20)$$

Avec X° et Y° sont les variables aléatoires centrées.

Variables Aléatoires Continues

$$m_x = \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx \quad (7.21)$$

$$D_x = \int_{-\infty}^{\infty} (x - m_x)^2 f(x) dx \quad (7.22)$$

$$K_{xy} = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} (x - m_x)(y - m_y) f(x, y) dx dy \quad (7.23)$$

Si les variables aléatoires sont indépendantes, on a :

$$f(x, y) = f_1(x) \cdot f_2(y) \quad (7.24)$$

A partir de l'expression (7.23), on déduit :

$$\begin{aligned} K_{xy} &= \int_{-\infty}^{\infty} (x - m_x) f_1(x) dx \int_{-\infty}^{\infty} (y - m_y) f_2(y) dy \\ &= (m_x - m_x) \cdot (m_y - m_y) = 0 \end{aligned}$$

$$K_x(t, t') = \sigma_A^2 \sin \omega t \sin \omega t' + K_{AB} \sin \omega(t + t') + \sigma_B^2 \cos \omega t \cos \omega t'$$

Cas particulier

Si $K_{AB}=0$ (variable non corrélées)

$$\sigma_A^2 = \sigma_B^2$$

$$K_x(t, t') = \sigma_A^2 \cos(t - t')$$

Exemple Le déplacement de la surcharge de la roue pendant la circulation, qui dû a la non régularité de la chaussée.

$X(t)$: variable aléatoire décrivant le phénomène aléatoire = variable aléatoire continue.
D'où $X_k(t)$ est la fonction temporelle pour le déplacement X au point k (fonction

Echantillon ($X_k(t)$).

L'ensemble des fonctions échantillons $\{X_k(t)\}$ = processus aléatoire.

Résolution du problème pour régler ce problème il faut faire recours a une description statique base sur des moyennes.

Si cette moyenne tend vers une limite (convergence) lorsque le Nombre d'échantillons des fonctions croit, on aura une régularité statistique.

7.5. Vibrations aléatoires non stationnaires dues a la non régularité des chaussées

Soit l'équation d'un mouvement d'une masse m d'un système soumise a l'action d'une force aléatoire

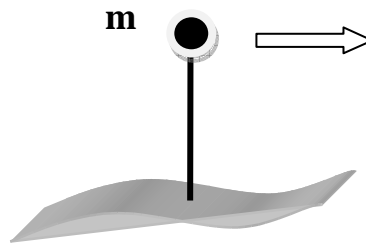


Fig. 7.4 : Vibrations aléatoires dues a la non régularité des chaussées

$$\ddot{y} + 2n \dot{y} + P_0^2 y = \frac{1}{m} f(t) \quad (7.25)$$

$f(t)$: la force aléatoire de la surcharge roulante, cette relation ne peut pas être écrite par une relation mathématique \implies pour la résolution de l'équation, on doit déterminer les caractéristiques probabilistes non aléatoires :

\longrightarrow
 $m_y(t), K_y(t, t_1)$ a partir des variables aléatoires d'entrées $m_f(t)$ et $K_f(t, t_1)$

Pour la résolution de cette équation, on doit connaitre aussi les caractéristiques probabilistes suivantes pour trouver une solution générale :

$$m_f, K_f, m_{y_0}, m_{y_0}, K_{y_0 y_0}, D_{y_0}, D_{y_0}, K_{fy_0}, K_{fy_0}, K_{y_0 y_0}, K_{fy_0}$$

Dans ce cas les données initiales et la force aléatoire ne sont pas liées :

$K_{fy_0} = K_{fy_0} = K_{fy_0} = 0$ c'est a dire déterminant de la matrice de corrélation est nulle .

$$\text{Det} \begin{pmatrix} D_{y_0} & K_{y_0 f} & K_{y_0 y_0} & K_{y_0 y_0} \\ K_{f y_0} & D_f & K_{f y_0} & K_{f y_0} \\ K_{f y_0} & K_{y_0 y_0} & D_{y_0} & K_{y_0 y_0} \\ K_{f y_0} & K_{y_0 y_0} & K_{y_0 y_0} & D_{y_0} \end{pmatrix} = 0$$

$$\begin{pmatrix} D_{y_0} & 0 & K_{y_0 y_0} & K_{y_0 y_0} \\ 0 & D_f & 0 & 0 \\ 0 & K_{y_0 y_0} & D_{y_0} & K_{y_0 y_0} \\ 0 & K_{y_0 y_0} & K_{y_0 y_0} & D_{y_0} \end{pmatrix} = 0$$

Car y_0 c'est une variable non aléatoire $D (y_0 = \text{cte}) \implies$ le déterminant de la matrice de corrélation est nulle.

$$\begin{vmatrix} 0 & 0 & K_{y_0 y_0} & K_{y_0 y_0} \\ 0 & D_f & 0 & 0 \\ 0 & K_{y_0 y_0} & D_{y_0} & K_{y_0 y_0} \\ 0 & K_{y_0 y_0} & K_{y_0 y_0} & D_{y_0} \end{vmatrix} = 0$$

Matrice d'influence soit une structure soumise a un effort aléatoire ou plusieurs, pour la résolution du problème c'est a dire le calcul des déplacements, on a :

- On considère n points de la structure, Dou nous devons calculer les C_{ij} , d'après le principe de MAXWELL-BITTI, on a :

$C_{ij} = C_{ji} \implies [C_{ij}]$ est symétrique (la matrice d'influence de i lignes et j colonnes)

Exemple sous l'effets des efforts $F_i (1 \leq i \leq n)$, on a des déplacements $d_i (1 \leq i \leq n)$ dans La direction de chaque effort.

$$\{d_i\} = [C_{ij}]. \{f_i\} = \sum_{j=1}^N C_{ij} F_j$$

Les valeurs de C_{ij}

1. Flexion

$$C_{ij} = C_{ji} = \int \frac{M_i M_j}{EI} dx$$

- | | | | |
|----|------------------------|--|-------|
| 2. | Traction / Compression | $C_{ij} = C_{ji} = \frac{\sum F_i F_j}{E.S}$ | L_k |
| 3. | Torsion | $C_{ij} = \int \frac{M_i M_j}{G.J} dx$ | |

7.6. Détermination de la force due aux vibrations aléatoires

La force due aux vibrations aléatoires dues a la non régularité de la chaussée au niveau d'un tablier d'un pont est déterminée par l'expression suivante :

$$F_s = 1.8 q \frac{k}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{g \cdot EI}{q}} \quad (7.26)$$

k : le coefficient sismique égale a

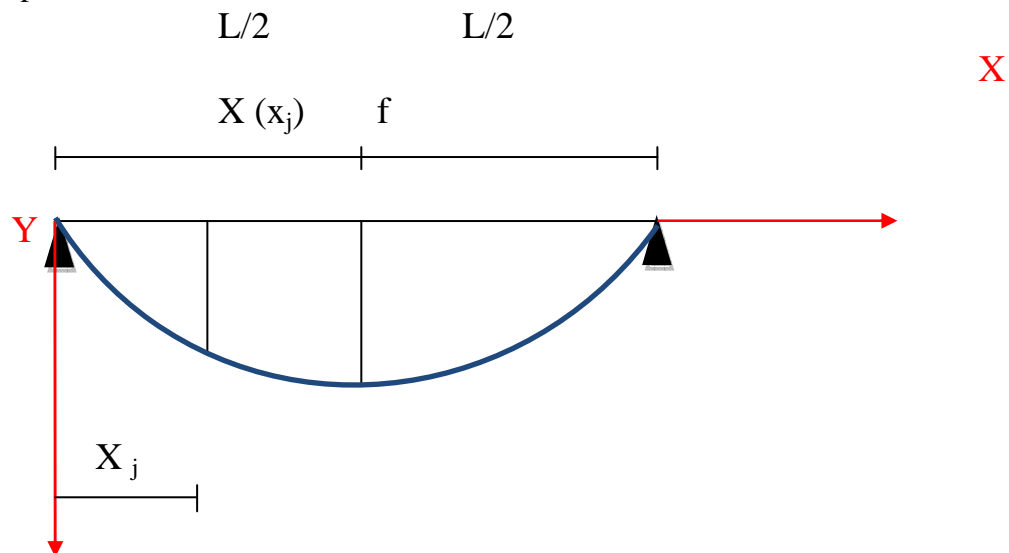
0.025	→	7 balles
0.05	→	8 balles
0.01	→	9balles

q : la charge permanente de la travée et de la surcharge roulante B_c uniformément réparties sur toute la travée.

EI : la rigidité flexionnelle du travée (ou de la poutre) dans le plan verticale.

g : 9.81 m/s^2

L : longueur de la portée.



Avec $X(x_j) = f \sin \frac{\pi \cdot X_j}{L}$,

f : la flèche au milieu de la travée due au poids propre du tablier et de la surcharge roulante B_c .

la fréquence des vibrations propres est :

$$\omega = \frac{\alpha^2}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{g \cdot EI}{q}} \quad (7.27)$$

Avec $\alpha \approx \pi$ pour les structures hyperstatique et isostatique pour les portée de même longueur.

Si les portées ont des longueurs différentes, on a : les portées ont des longueurs différentes

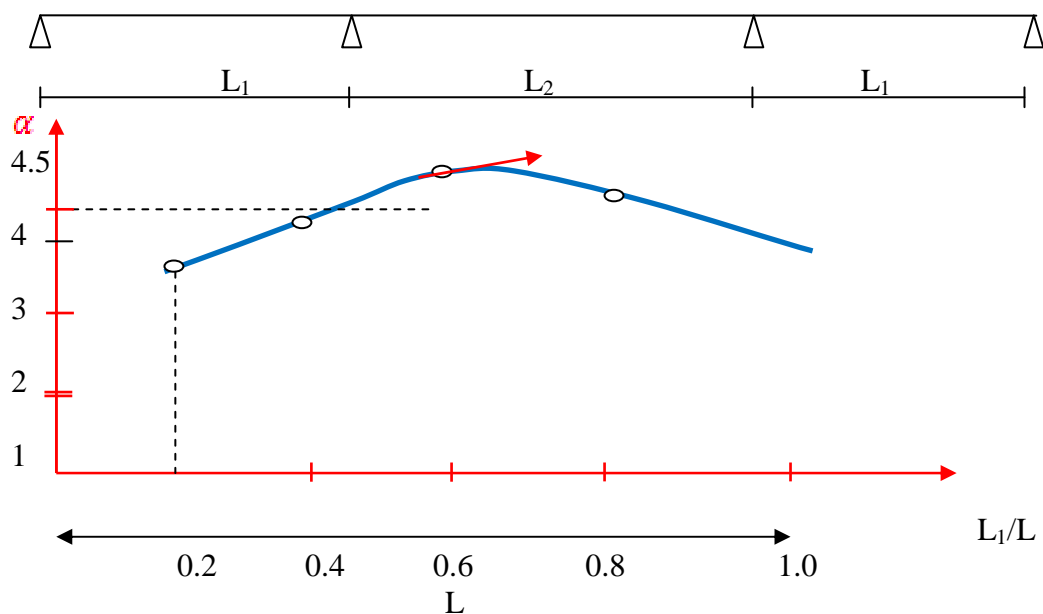


Fig.7 .5 la valeur de α pour les portées ont des longueurs différentes

Donc d'après les relations (7.26) et (7.27), on a : $F_S = 1.8 q \frac{k}{L^2} \cdot \frac{L^2 \omega}{\alpha^2}$

$$F_S = 1.8 q \frac{k \omega}{\alpha^2} \quad (7.28)$$

7.7 Conclusion

Plusieurs paramètres décrits dans les paragraphes précédents n'ont pas seulement une Influence directe sur le comportement dynamique des ponts traversés par des véhicules, mais, De plus, ils interviennent en interaction avec d'autres facteurs.

Chapitre 8

Partie Modélisation

8.1. Introduction

Avant de présenter les équations de base, il s'avère important de préciser la définition de Certains termes ou concepts utilisés tout le long de ce travail. D'une façon générale, le FAD peut être défini comme étant le facteur par lequel on multiplie les sollicitations dues à la circulation routière sur le pont lors d'une analyse statique pour tenir compte implicitement de l'amplification dynamique des efforts ou des déplacements. Pour le calculer, nous utilisons la formule :

$$FAD = \frac{R_{max}^D}{R_{max}^S} \quad (8.1)$$

Le profil de la chaussée compte essentiellement deux composantes :

- le profil statique, qui est une propriété géométrique du pont représentant les irrégularités de la chaussée, et
- le profil dynamique, qui représente les déformées engendrées par les charges sollicitant le pont. Dans ce qui suit, le profil de la chaussée désignera simplement le profil Statique.

8.2 Formulation de base

si nous considérons un véhicule circulant à vitesse constante sur une chaussée, au fur et à mesure que le véhicule progresse sur le pont, celui-ci se déforme en modifiant ainsi le profil dynamique de la chaussée.

Sous l'hypothèse que le véhicule demeure en contact permanent avec la chaussée, le déplacement relatif des extrémités des amortisseurs du véhicule change l'intensité des charges sous chacun des pneus. La superstructure, sous l'effet des nouvelles sollicitations et des forces d'inertie, prend une nouvelle position d'équilibre qui induit une variation de l'intensité des charges appliquées, perturbant de nouveau la configuration d'équilibre du pont et ainsi de suite. On assiste ainsi à un processus d'ajustements successifs de la position des masses en vibration du véhicule et de la déformée du pont tout au long du parcours du véhicule. L'équation générale du mouvement dans le cas d'une analyse dynamique linéaire peut s'écrire à partir du principe des travaux virtuels (Savard et al 1993 ; Fafard et al, 1993 ; Henchi 1995):

$$W(u, \dot{u}, \ddot{u}) = W_{int}(u) - W_{ext}(u) + W_{IN}(\ddot{u}) + W_{AM}(\dot{u}) = 0 \quad (8.2)$$

Où u , \dot{u} et \ddot{u} Sont respectivement les champs des déplacements, des vitesses et des Accélérations cinématiquement admissibles et les indices Int, ext, IN et AM se réfèrent respectivement aux quantités internes, externe, d'inertie et d'amortissement. L'équation (8.2) peut s'écrire en déplacement sous forme matricielle :

$$W(u, \dot{u}, \ddot{u}) = \int [\langle \delta \epsilon \rangle \{ \sigma \} - \langle \delta u \rangle \{ f_v \} + \langle \delta u \rangle (\rho \{ \ddot{u} \} + c \{ \dot{u} \})] dV - \int \langle \delta u \rangle \{ f_s \} ds \quad (8.3)$$

$$W(u, \dot{u}, \ddot{u}) = \int_V [\sigma \epsilon + \rho \dot{u}^2 + c \ddot{u}^2] dV$$

$\{\sigma\}$ Représente les composantes cartésiennes du tenseur des contraintes.

$\{\epsilon\}$ Les composantes équivalentes du tenseur des déformations

$\{f_v\}$ Les forces de volume

ρ et c respectivement la masse volumique et l'amortissement visqueux

$\langle \delta u \rangle$ champ des déplacements virtuels

$\{f_s\} = \langle \sigma \rangle \{n\}$ sur S_f proviennent des conditions mécaniques sur la frontière S_f (forces de Surface) avec $\{n\}$ le vecteur normal à la surface.

Les symboles $\{ \}$ et $\langle \rangle$ désignent respectivement des vecteurs colonnes ou lignes.

Cette équation générale (équation (8.2) ou (8.3)) sera spécialisée par la suite pour tous

Les éléments structuraux du pont (tablier, poutres etc.) et pour les véhicules.

8.3 .Modélisation Numerique

La modélisation de l'interaction pont-véhicule tient nécessairement compte des trois aspects suivants :

- la structure du pont représenté par un modèle d'éléments finis constitue de coques, plaques et poutres ;
- le véhicule comme source d'excitation et représenté par un ensemble d'éléments de masses-ressorts- amortisseurs.
- et finalement le profil de la chaussée qui représente l'interface entre le véhicule et le Pont.

8.3 .1 Modélisation du pont

Sous l'hypothèse d'une analyse dynamique linéaire avec une loi de comportement Plastique pour matériaux homogènes et isotropes, le pont a été modélisé par des éléments de coques et de poutres tridimensionnels. (Akoussah et al, 1995).

La dalle du pont a été modélisée avec des éléments de coque mince quadrilatéraux à huit Nœuds DLQP (Discrete Linear Quadrilateral Plus) dont la formulation est basée sur la théorie Discrète de Kirchhoff (Dhatt et al, 1986 a et b) qui suppose que l'énergie correspondant au Cisaillement transversal est négligeable. L'élément DLQP est constitué de la superposition d'un élément de membrane d'élasticité plane appelé LSQ (linear Strain Quadrilatéral),

d'un élément de plaque mince appelé DKQP (Discrete Kirchhoff Quadrilateral Plus) et d'un élément fictif de rotation dans le plan de l'élément (Fig8. 1) (Dhatt et al, 1986 b ; Batoa et Dhatt 1990 ; Savard et al 1993). Il possède six degrés de liberté aux nœuds sommets et trois aux nœuds milieux. Cet élément est plus coûteux que l'élément classique à quatre nœuds mais il est beaucoup plus performant pour simuler le comportement de structures fortement sollicitées en membrane.

Tous les éléments unidirectionnels du pont (poutres longitudinales, entretoises, s'il y a lieu) sont simulés avec un élément fini appelé DLLP (Discrete Linear Line Plus) où l'énergie de cisaillement transversal est négligée. Pour plus de détails, le lecteur peut consulter les travaux de Savard et al (1993). C'est un élément de poutre à 3 nœuds (15 DDL) compatible avec le DLQP (Fig8.2). Tout comme ce dernier, il possède six degrés de liberté aux nœuds sommets et trois au nœud milieu.

L'équation générale (8.3) peut alors s'écrire pour le modèle de pont comme suit :

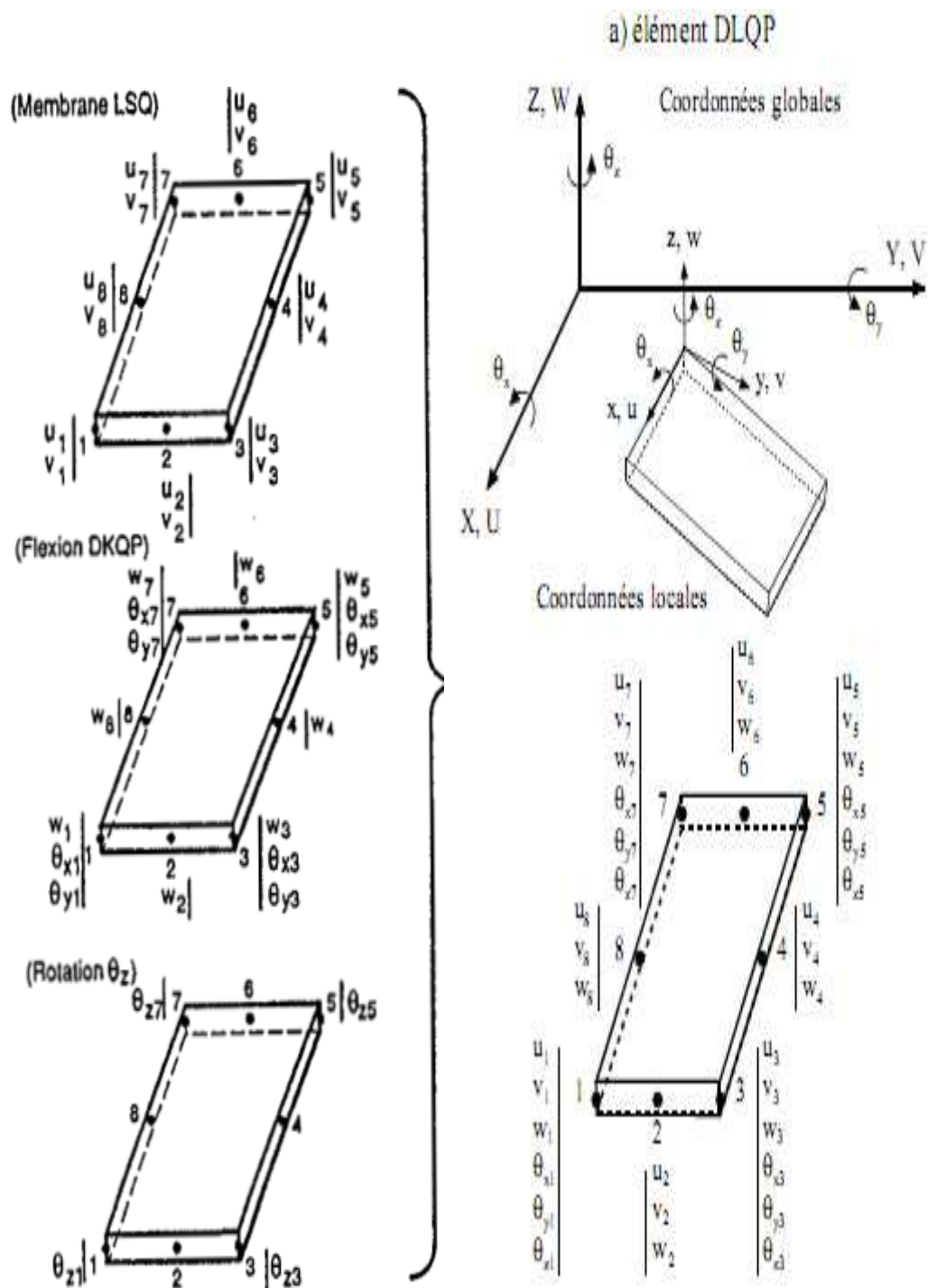


Fig. 8. 1 –Construction d'élément DLQP

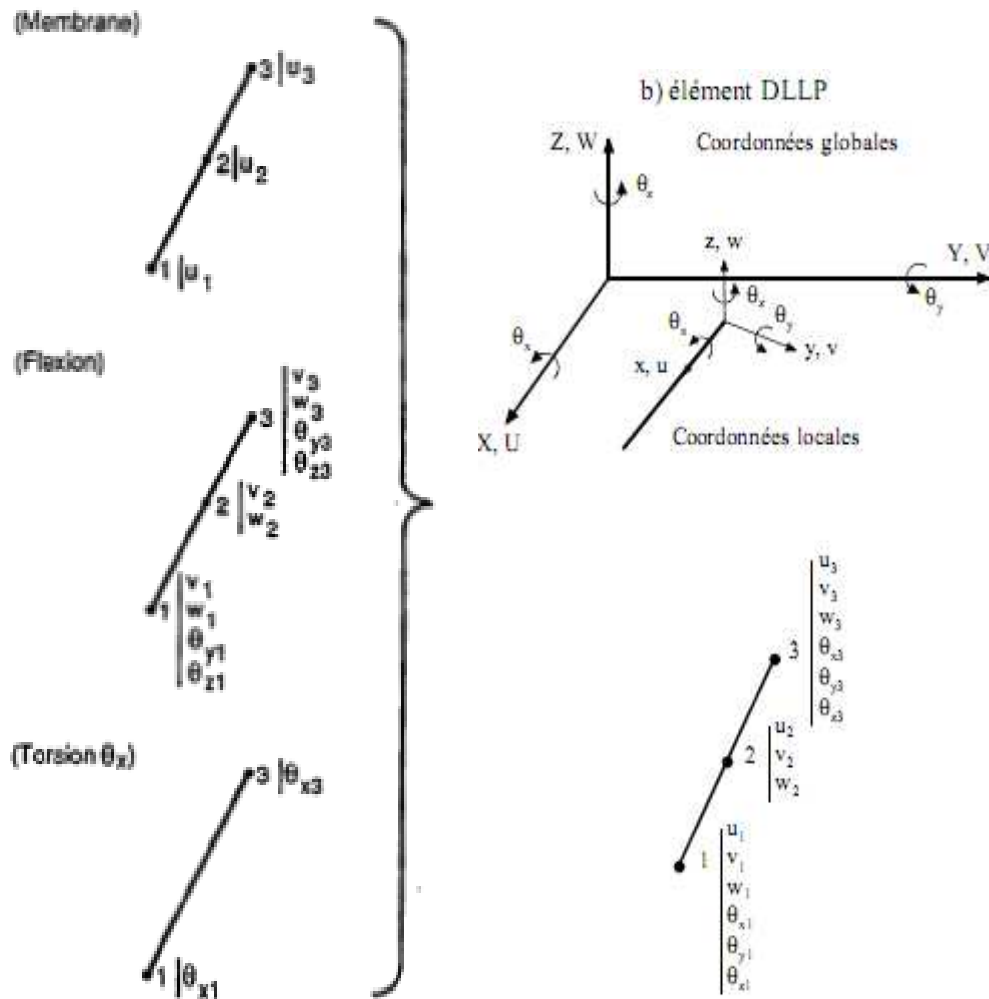


Fig. 8. 2 –Construction d'élément DLLP

$$M_P \ddot{U} + C_P \dot{U} + K_P U = F_{PV}^{inte} \quad (8.4)$$

où M_P , C_P et K_P représentent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité du système global (l'indice p désignant le pont) et E_{PV}^{inte} représente le vecteur des forces d'interaction pont-véhicules.

8.3.2 Modélisation des véhicules

La qualité d'une étude portant sur la sensibilité d'un pont aux effets dynamiques dépend en grande partie de la simulation de la variation de l'intensité des charges appliquées en fonction du temps et de l'interaction qui se manifeste entre l'excitation et la structure. Ainsi, il est essentiel que le comportement dynamique des véhicules soit correctement représenté.

Au cours du passage d'un véhicule sur un pont, l'intensité des charges dynamiques appliquées ne dépend pas seulement de la masse totale du véhicule, mais aussi de sa position longitudinale et transversale sur le tablier, de sa vitesse, de son accélération, de la distribution de la charge utile, du nombre d'essieux, de l'espacement entre ceux-ci et des caractéristiques du système de suspension du véhicule.

Pour le développement du modèle représentatif des véhicules, on a admis que la charge utile peut être assimilée à un ou des blocs infiniment rigides reposant sur des amortisseurs linéaires. Des ressorts en série et de masse négligeable simulent le comportement de ces amortisseurs ainsi que la flexibilité des pneus. La modélisation des véhicules a été l'intérêt principal de ce travail. Nous présentons dans cet travail, le modèle en trois dimensions à 7 degrés de liberté représentant un camion isolé. Notons cependant que notre programme comporte également un modèle à 11 degrés de liberté représentant un tracteur et sa semi-remorque. En considérant les hypothèses mentionnées ci-dessus et en prenant S comme la distance qui sépare les essieux d'une voiture et G son centre de gravité, on obtient (voir figure ci-dessous pour les notations) :

8.3.2.1 – Hypothèses

Les hypothèses pour la mise en équation du mouvement vibratoire du véhicule sont les :

1) Les pneus du véhicule demeurent en contact permanent avec la chaussée, et les déplacements des points de contact s'expriment par :

$$\bar{W}_i(t) = W(s_i, t) + r(s_i) \quad (8.5)$$

Où :

$W(S_i, t)$ est ici le déplacement vertical du pont au point de contact de coordonnées Curvilignes S_i à l'instant t

$r(s_i)$ est la valeur de la profondeur (profil) de la chaussée au point de contact de Coordonnées curvilignes S_i .

2) La charge du véhicule est représentée par un bloc infiniment rigide de masse m , reposant sur des amortisseurs à comportement linéaire dont le glissement relatif par rapport aux essieux est négligeable.

3) On considère que les rotations du véhicule sont petites.

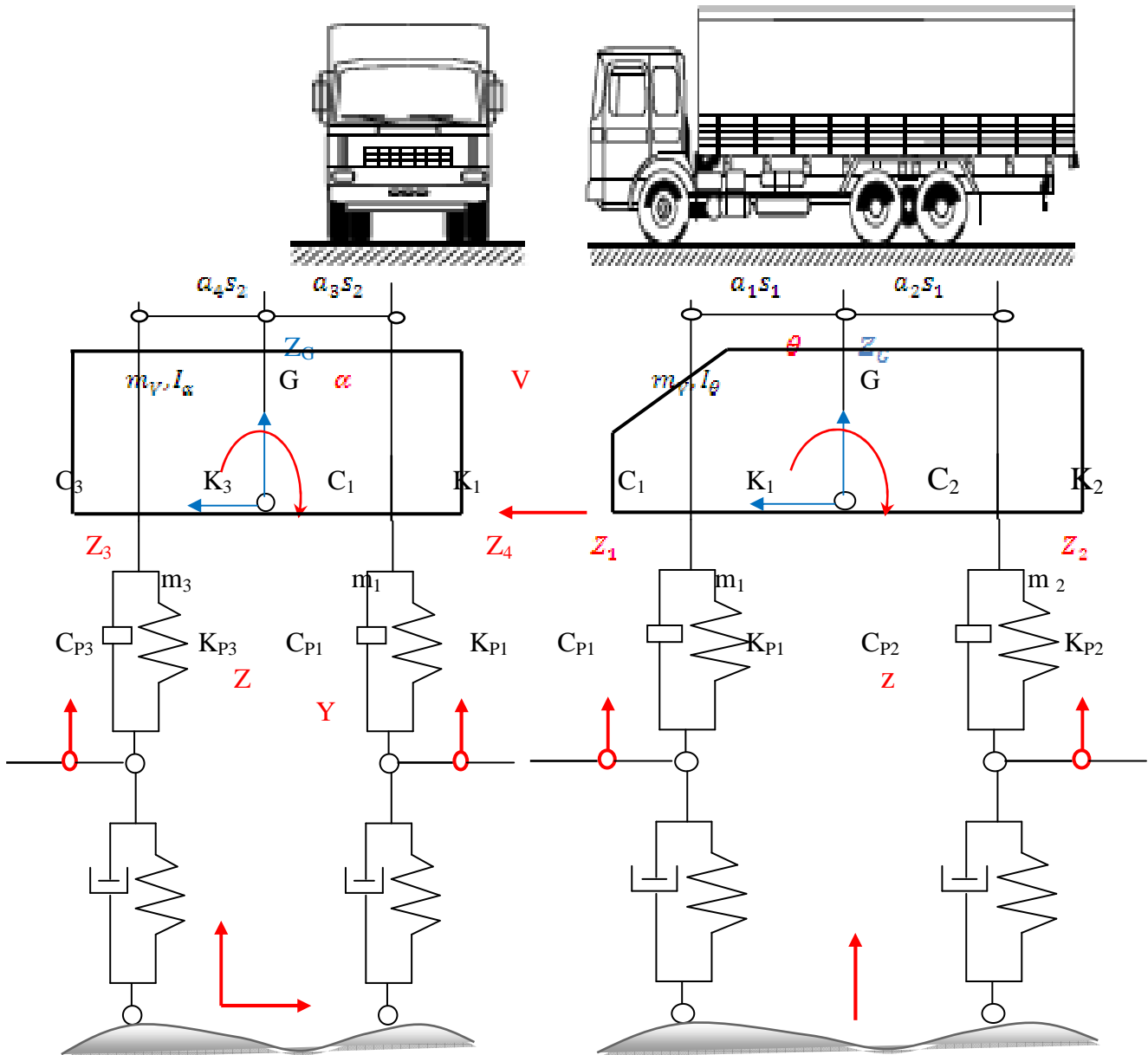


Fig. (8.3) – véhicule isolé, vue de face et vue de profil Système à 7 degrés de liberté
Système B_c

$$\langle q_i \rangle = \langle Z_1 Z_2 Z_3 Z_4 Z_{V1} Z_{V2} Z_{V3} \rangle$$

$$\begin{cases} \theta = (z_{V2} - z_{V1})/S_1, \alpha = (z_{V2} - z_{V4})/S_1 & (8.6) \\ Z_G = z_{V2}(a_1 - a_2) + a_2 z_{V1} + a_4 z_{V4} \end{cases}$$

matrice masse

m_1	0	0	0	0	0	0
	m_2	0	0	0	0	0
		m_3	0	0	0	0
			m_4	0	0	0
				α_1	α_2	α_3
	sym				α_4	α_5
						α_6

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= m_V \left(a_2^2 + \frac{h^2}{S_1^2} \right) + \frac{I_{\theta}}{S_1^2} \\ \alpha_2 &= m_V \left[(a_1 - a_4) a_2 - \frac{h^2}{S_1^2} \right] - \frac{I_{\theta}}{S_1^2} \\ \alpha_3 &= m_V a_2 a_4 \\ \alpha_4 &= m_V \left[(a_1 - a_4)^2 + \frac{h^2}{S_1^2} \right] + \frac{I_{\theta}}{S_1^2} + \frac{I_{\alpha}}{S_2^2} \\ \alpha_5 &= m_V \left[(a_1 - a_4) a_4 - \frac{I_{\alpha}}{S_2^2} \right] \\ \alpha_6 &= m_V a_4^2 + \frac{I_{\alpha}}{S_2^2} \end{aligned} \quad (8.7)$$

matrice de rigidité

$k_1 + k_{p1}$	0	0	0	$-k_1$	0	0
	$k_2 + k_{p2}$	0	0	0	$-k_2$	0
		$k_3 + k_{p3}$	0	$-k_3$	k_3	$-k_3$
			$k_4 + k_{p4}$	0	0	$-k_4$
				$k_1 + k_3$	$-k_3$	k_3
	sym.				$k_2 + k_3$	$-k_3$
						$k_3 + k_4$

Vecteur des forces des sollicitation :

$$\left\{ \begin{array}{l} -m_1 g + K_{p1} (w(x_1, y_1, t) + r(x_1, y_1)) + C_{p1} [\dot{w}(x_1, y_1, t) + (\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial r}{\partial x})_{x1}] \dot{X}_1 \\ -m_2 g + K_{p2} (w(x_2, y_2, t) + r(x_2, y_2)) + C_{p2} [\dot{w}(x_2, y_2, t) + (\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial r}{\partial x})_{x2}] \dot{X}_1 \\ -m_3 g + K_{p3} (w(x_3, y_3, t) + r(x_3, y_3)) + C_{p3} [\dot{w}(x_3, y_3, t) + (\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial r}{\partial x})_{x3}] \dot{X}_1 \\ -m_4 g + K_{p4} (w(x_4, y_4, t) + r(x_4, y_4)) + C_{p4} [\dot{w}(x_4, y_4, t) + (\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial r}{\partial x})_{x4}] \dot{X}_1 \\ -a_2 m_v g + m_v \frac{h}{s_1} \ddot{X}_1 \\ -(a_1 - a_4) m_v g - m_v \frac{h}{s_1} \ddot{X}_1 \\ -a_4 m_v g \end{array} \right. \quad (8.8)$$

matrice d'amortissement

$c_1 + c_{p1}$	0	0	0	-c ₁	0	0
	$c_2 + c_{p2}$	0	0	0	-c ₂	0
		$c_3 + c_{p3}$	0	-c ₃	c ₃	-c ₃
			$c_4 + c_{p4}$	0	0	-c ₄
				$c_1 + c_3$	-c ₃	c ₃
	sym.				$c_2 + c_3$	-c ₃
						$c_3 + c_4$

8.3.3 – Modelisation du profil de la chaussée

Étant donné la grande variété des phénomènes qui interviennent dans le façonnement du profil d'une chaussée, il convient d'assimiler ce profil à un processus aléatoire stationnaire gaussien de moyenne nulle (Honda et al, 1982). Ce processus aléatoire, $r(x)$, peut être généré en faisant la sommation de n fonctions cosinus d'amplitude α , de fréquence angulaire ω et de phase θ . On a :

$$r(x) = \sum_{n=1}^N [\alpha_n \cos(\omega_n x - \theta_n)] \quad (8.9)$$

L'amplitude α_n est le paramètre principal qui conditionne l'importance des irrégularités

de la chaussée. En admettant que l'angle de phase θ_n est une variable aléatoire indépendante ayant une densité de probabilité uniforme dans l'intervalle de 0 à 2π , on peut démontrer que l'amplitude des fonction cosinus est donnée par l'équation suivante :

$$\alpha_n = \sqrt{4 S(\omega_n) \Delta\omega} \quad (8.10)$$

où $S(\omega)$ est la fonction densité spectrale de puissance représentative des irrégularités.

La fonction exponentielle décrivant la densité spectrale de puissance suivante a été proposée par Honda et al, (1982) :

$$S(\omega) = A \cdot \omega^{-t} \quad (8.11)$$

avec A le coefficient de rugosité de la chaussée et t pris égal à 2. L'expression décrivant le profil de la chaussée devient :

$$r(x) = \sum_{n=1}^N \left[\sqrt{4 S(\omega_n) \Delta\omega} \cos(\omega_n x - \theta_n) \right] \quad (8.12)$$

La figure (8. 4) permet d'établir la correspondance entre le coefficient de rugosité de la chaussée A et l'indice international de rugosité (**IRI**). Cet indice exprime la sommation des déplacements verticaux subis par un véhicule de référence parcourant une distance d'un kilomètre (Bergeron, 2002). Des relevés de profilométrie inertielle effectués en 1997 ont permis de mesurer l'indice IRI de plusieurs structures du réseau routier supérieur du Québec. Ainsi, 66 % des structures (incluant les approches) qui ont fait l'objet d'un tel mesurage se sont vu attribuer un indice IRI inférieur à 3. Dans le cadre de cette étude, un IRI de 2,5 a été admis pour le tablier et les approches du pont étudié. On peut, à l'aide de la figure (8. 4), déterminer le coefficient de rugosité de la chaussée correspondant à une valeur de IRI de 2,5 et poser A égal à $4,90 \times 10^{-6}$ m³/cycle. À titre indicatif, on montre à la figure (8. 5), l'indice IRI à attribuer à un profil de chaussée selon la description subjective qui lui convient le mieux.

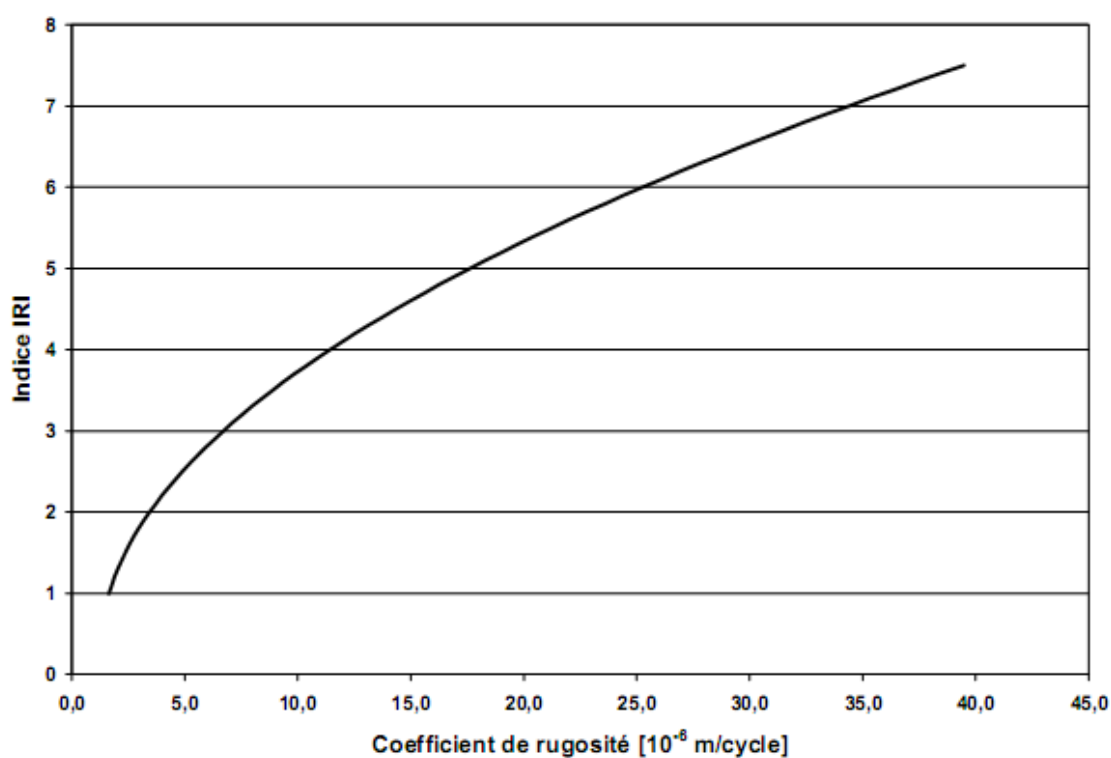
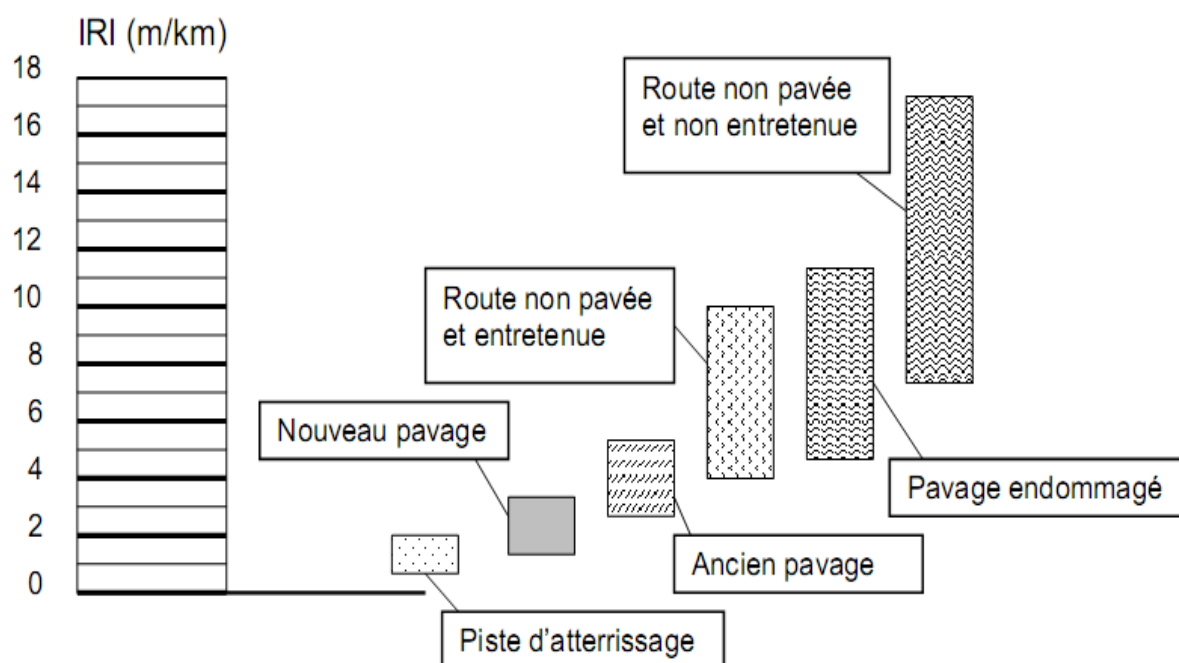


Fig (8. 4) – Coefficient de rugosité de la chaussée en fonction de l'indice IRI



Fig(8.5) – Interprétation subjective de l'indice IRI

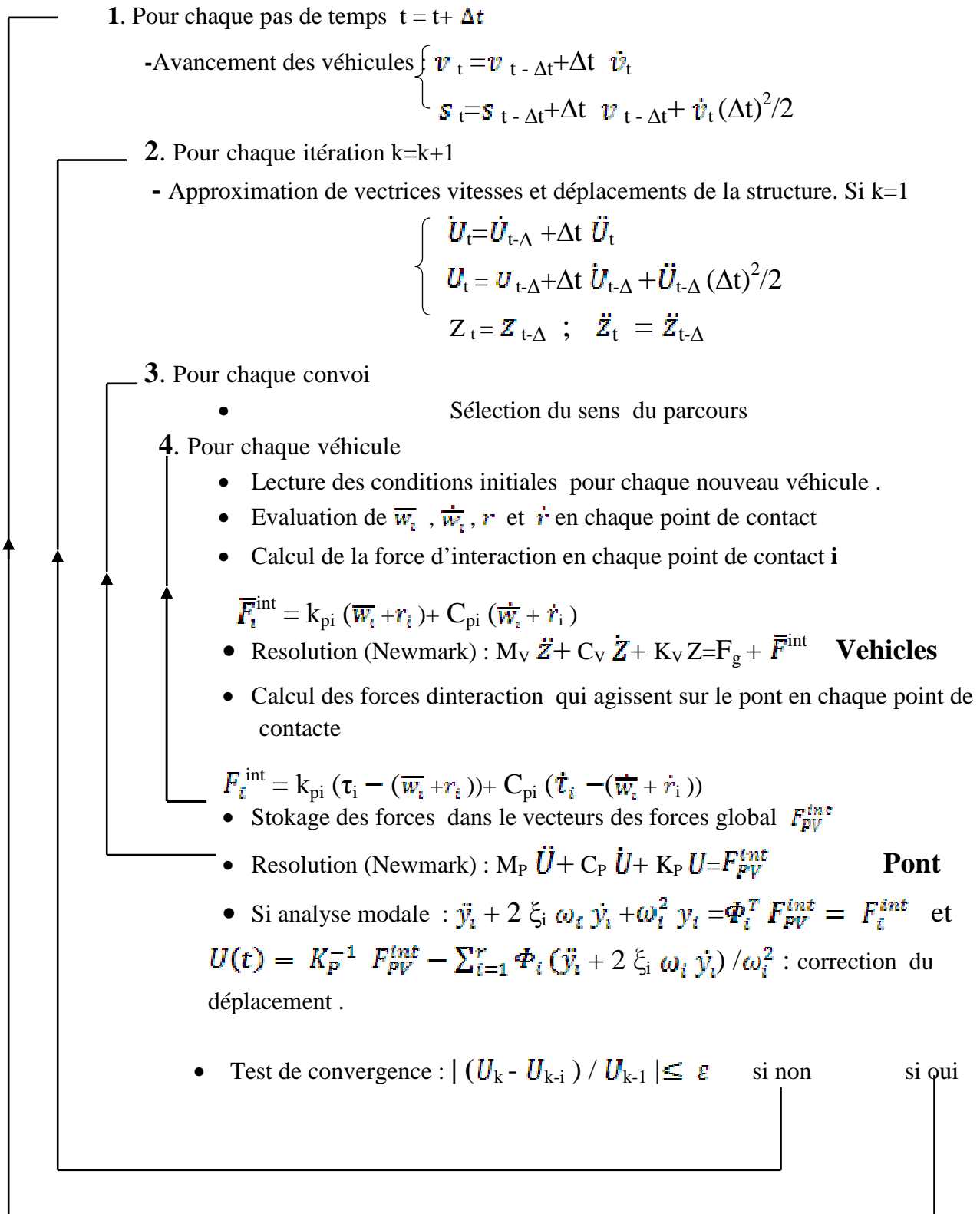
8.3.4 – Technique de Résolution

Pour résoudre le système d'équations différentielles du deuxième ordre résultant de Considérations d'équilibre de toutes les forces en jeu, un schéma d'intégration implicite de Newmark a été exploité en admettant une accélération constante au cours du pas de temps et égale à l'accélération moyenne sur cet intervalle ($\alpha = 0,5$ et $\beta = 0,25$). La durée d'un pas de temps est fixé à un millièmme de seconde. Ainsi, un véhicule circulant à 20 m/s (72 km/h) parcourt 20 mm à chaque pas de la résolution. Ce pas de temps est Requis pour que le modèle du camion puisse être correctement sollicité par les Irrégularités de la chaussée.

L'amortissement structural introduit dans le modèle numérique est basé sur le modèle de Rayleigh, soit une combinaison linéaire de la matrice de rigidité et de la matrice masse. À noter que dans le processus de résolution, la matrice masse est diagonalisée. Pour tenir compte de l'interaction qui se manifeste entre le pont et le véhicule, on a Choisi de construire différents systèmes d'équations, soit un pour le pont et un autre Pour représenter chacun des véhicules. Procéder de cette façon revient à considérer les Différents systèmes comme découplés. L'algorithme de résolution qui a été développé (Savard et al., 1993) tient compte du couplage qui existe entre ces systèmes en Recherchant itérativement à chaque pas de calcul l'équilibre dynamique des systèmes par l'ajustement de la valeur des degrés de liberté communs. Cette approche permet de Calculer une fois pour toute et de façon indépendante les matrices masse, d'amortissement et de rigidité de tous les sous-systèmes.

Calcul initial : $t = 0$

- * Calcul des matrices du pont M_P, C_P, K_P
- * Calcul des Valeurs et vecteurs propres (si une analyse modale est nécessaire) : Φ_i et λ_i
- * Génération du profil de la route $r(x)$: $S_r(\omega_s) = A_r(\omega_s / \omega_{s0})$
- * lecture et calcul des conditions initiales
- * choix du pas de temps Δt



Algorithme de résolution du modèle découplé de pont-véhicules (Henchi, 1995)

8.3.4 .1. Modélisation statistique des paramètres variantes

Quatre paramètres ont été aléatoirement modifiés au début de chacune des simulations effectuées avec des camions semi-remorque, soit la masse totale du véhicule, l'espacement entre ses essieux milieu et arrière, la localisation transversale du trajet sur le tablier et la vitesse du camion.

La masse totale du véhicule est déterminée en considérant une loi de probabilité Normale. Pour le camion semi-remorque, la masse moyenne s'élève à 40 tonnes avec un écart-type de 4 tonnes. Avec la nouvelle valeur de la masse totale du véhicule, on peut calculer la position des centres de gravité G1 et G2 en admettant que 60 % de la masse m_{v1} (portion avant du véhicule) est transmise à l'essieu avant tandis que 40 % de m_{v1} est transmise à l'essieu central. De même pour la masse utile m_{v2} , on admet que celle-ci est également distribuée entre les essieux du centre et arrière. Avec ces hypothèses, on peut calculer la position du centre de gravité ainsi que les paramètres a_1 , a_2 , a_3 , a_4 , a_5 , et a_6 .

Le choix de la population de camions à considérer dans les analyses est très important compte tenu qu'il est reconnu dans la littérature que le facteur d'amplification dynamique est inversement proportionnel à la masse des camions (Billing, 1984). Ainsi, déterminer les paramètres statistiques du FAD en considérant des camions beaucoup plus légers que le camion de calcul proposé dans la norme est une démarche conduisant à des résultats conservateurs.

L'espacement entre les essieux milieu et arrière varie suivant une densité de probabilité uniforme dont la limite inférieure a été posée à 8,2 m et la limite supérieure à 12,8 m. Concernant la localisation transversale du trajet sur le tablier, une loi de probabilité normale a été admise pour la position de la rangée de roues gauche, de moyenne 3,8 m et d'écart-type 0,36 m. Finalement, la vitesse des véhicules varie selon une loi de Probabilité normale de moyenne 22,22 m/s (80 km/h) avec un écart-type de 2,778 m/s (10 km/h). Ces valeurs de vitesse tiennent compte du fait que les véhicules lourds descendent une côte importante avant de franchir la structure, autant en provenant de l'est ou de l'ouest. Les figures 6 à 9 illustrent les distributions de probabilités des quatre paramètres variantes.

8.3.4 .2. Contexte du calcul aux états limites

La norme canadienne relative aux ponts-routes a adopté en 1988 la philosophie du calcul aux états limites. Ce faisant, on reconnaît la variabilité de la résistance des Éléments et la variabilité de l'intensité des charges ou des efforts qu'elles induisent. L'équation fondamentale du calcul aux états limites permettant de vérifier si la résistance est suffisante compte tenu des effets des charges est la suivante, pour un Indice de fiabilité donné :

$$\phi R \geq \alpha S \quad (8.13)$$

ou, de manière plus explicite :

$$\frac{\bar{R}}{R} \left[e^{-\gamma \beta V_R} \right] R \geq \frac{\bar{S}}{S} \left[e^{\gamma \beta V_S} \right] S \quad (8.14)$$

avec \bar{R} la résistance moyenne, R la résistance nominale, \bar{S} la sollicitation moyenne, S la Sollicitation nominale, γ un facteur de séparation, β l'indice de fiabilité et V_S et V_R les Coefficients de variation des sollicitations et de la résistance, respectivement.

Si on décompose la sollicitation en deux composantes, soit la charge permanente et la Surcharge, on obtient :

$$\phi R \geq \alpha_D D + \alpha_L L \quad (8.15)$$

$$\alpha_D = \frac{\bar{D}}{D} \left[e^{s \beta V_D} \right] \succ 1 \quad (8.16)$$

$$\alpha_L = \frac{\bar{L}}{L} \left[e^{s \beta V_L} \right] \succ 1 \quad (8.17)$$

où \bar{D} est la charge permanente moyenne, D est la charge permanente nominale, \bar{L} est la surcharge moyenne, L est la surcharge nominale, s est un coefficient de séparation égal à 0,5625 et V_D et V_L sont les coefficients de variation des charges permanentes et des surcharges, respectivement. Le facteur de capacité de surcharge indique la portion de la surcharge routière pouvant être reprise par la membrure analysée, et ce, sans perte de fonctionnalité de celle-ci. L'exploitation de la structure jusqu'à ce niveau de surcharge assure un niveau de fiabilité adéquat. on peut définir le facteur de capacité de surcharge (FCS) de la manière suivante :

$$FCS = \frac{\phi R - \alpha_D D}{\alpha_L L (1+CMD)} \quad (8.18)$$

où le terme $(1+CMD)$ représente le facteur par lequel on amplifie l'effort causé par la surcharge nominale pour tenir compte de la nature dynamique des sollicitations.

Plusieurs facteurs ne sont pas représentés explicitement. Pour déterminer la surcharge nominale, L , l'ingénieur évaluateur de la structure doit déterminer la portion de l'effort total induite par le chargement normalisé qui est reprise par une des poutres de la section. Pour ce faire, la norme canadienne propose de calculer un facteur de distribution transversale.

Ce facteur caractérise la capacité de la section à répartir les efforts transversalement entre les différentes poutres. Les facteurs proposés dans la norme sont issus d'analyse détaillée de différents types de section où les charges sont considérées statiques. Cette façon de faire suppose que le CMD introduit dans l'équation Précédente permet l'ajustement requis pour tenir compte de la distribution transversale des charges effective en régime dynamique.

Également, pour le calcul de l'effort associé à la surcharge, on tient compte que toutes les voies du pont ne sont pas chargées simultanément de façon critique par l'entremise d'un coefficient de simultanéité. Le coefficient de simultanéité proposé dans la norme incorpore un coefficient de simultanéité applicable aux effets dynamiques, lequel est issu d'essais expérimentaux (Billing, 1984). À titre d'exemple, le coefficient de simultanéité visant à réduire le CMD dans le cas où plusieurs voies sont chargées. En troisième lieu, dans l'équation [16], la valeur du CMD est pondérée avec le même facteur de pondération que celui des surcharges α_L . Or, le coefficient de variation du facteur d'amplification dynamique moyen I de la structure, $V_{(1+I)}$, est généralement plus élevé que celui des surcharges, noté V_L . Les valeurs du CMD proposées sont donc ajustées en tenant compte de la différence de variabilité ces paramètres. Pour ces raisons, la valeur du CMD proposée dans la norme ne doit pas être comparé directement avec les facteurs de majoration indiqués dans d'autres normes ou avec des valeurs moyennes observées lors d'essais de chargement.

8.3.4.3 Détermination du CMD

Dans le contexte du calcul aux états limites, on peut démontrer que la valeur du CMD Compatible, peut être calculée avec l'équation suivante (Agarwal, 1989) :

$$CMD = \frac{\bar{L}(1+I)}{\alpha_L L} e^{s\beta V_{L(1+I)}} - 1,0 \quad (8.19)$$

où I est le FAD moyen. De cette façon, on peut tenir compte adéquatement de la variabilité du facteur d'amplification dynamique dans l'équation [18] en pondérant la valeur du CMD avec le même coefficient de pondération que celui des surcharges. Le coefficient de variation du produit de l'effort induit par la surcharge amplifié pour tenir compte des effets dynamiques, $V_{L(1+I)}$, est donné par :

$$V_{L(1+I)} = \sqrt{(V_L^2 + V_{(1+I)}^2 + V_L^2 V_{(1+I)}^2)} \quad (8.20)$$

Dans cette expression, le coefficient de variation $V_{(1+I)}$ quantifie la variabilité du facteur

D'amplification dynamique I de la structure étudiée. La détermination de ce coefficient et du FAD moyen pour le cas spécifique d'une structure conduit à une évaluation plus juste de la capacité portante de celle-ci.

8.3.4.4 Résultats des simulations

Un total de 1129 simulations de Monte Carlo ont été réalisées avec des camions semi-remorque dont les paramètres variants sont décrits par les lois de distribution de probabilité. La chaussée a été générée en considérant un indice IRI égal à 2,5 et un cahot de 25 mm de hauteur et de 300 mm de longueur a été introduit à l'entrée du tablier.

On présente sur les figures (8.8) et (8.9) l'influence de la masse totale d'un camion semi-remorque sur les flèches, les réactions d'appui verticales et les FAD correspondants. Tel que rapporté dans la littérature, le FAD diminue avec une augmentation de la masse du camion. À noter cependant que le FAD calculer avec les réactions d'appui est à peu près deux fois plus grand que celui estimé avec les flèches.

Sur les figures (8. 10) et (8.11), on peut visualiser l'influence de la vitesse des camions sur les flèches, les réactions d'appui et les FAD correspondants. On constate que le FAD varie peu avec la vitesse, jusqu'à ce qu'elle atteigne 80 km/h. Au-delà de cette vitesse, les FAD calculés avec les flèches augmentent légèrement. Tel que mentionné auparavant, les FAD calculés avec les réactions d'appui s'élèvent à près du double de ceux calculés avec les flèches.

L'espacement entre les essieux milieu et arrière a également une influence sur les FAD. Sur les figures (8.12) et (8. 13), on remarque une augmentation du FAD lorsque l'espacement augmente, en particulier lorsque celui-ci atteint plus de 11 mètres dans le cas des FAD calculés avec les déplacements. Tout comme dans les figures précédentes, les FAD calculés avec les réactions d'appui sont beaucoup plus élevés que ceux calculés avec les flèches.

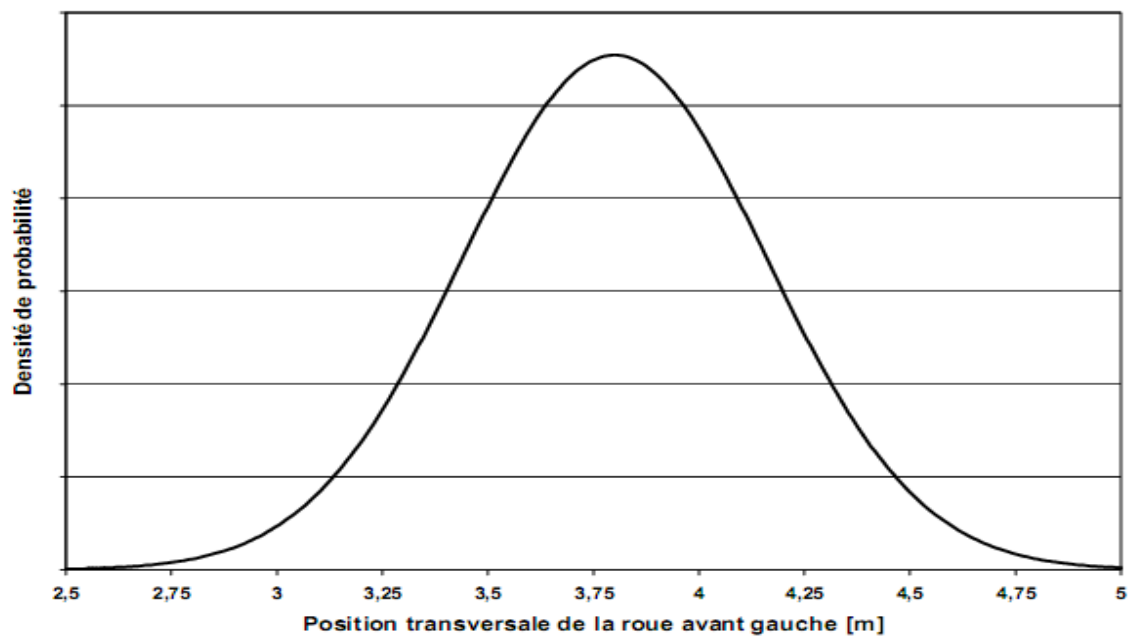


a) Profil du pont



b) Profil de la chaussée

Vues d'ensemble du pont étudié St-Marcel (avec une chaussée non uniforme)



Fig(8. 6) – Densité de probabilité normale pour la position transversale de la roue avant gauche d'un véhicule

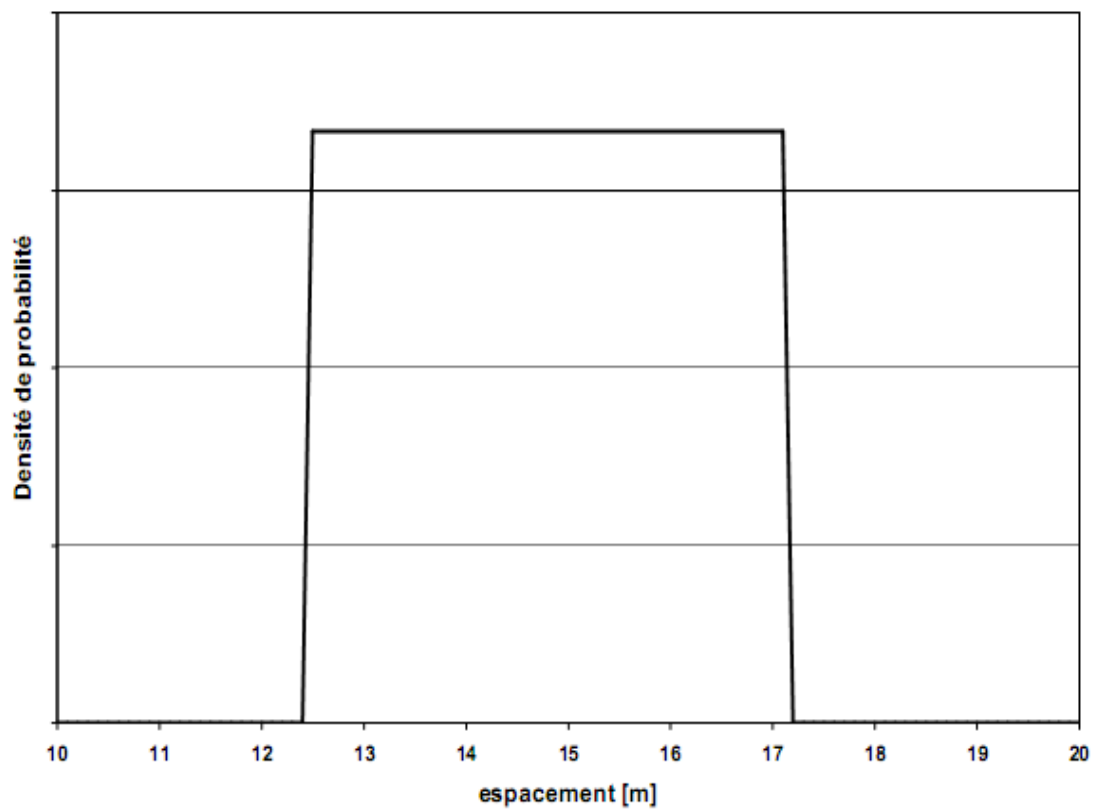


Fig. (8. 7) – Densité de probabilité uniforme pour l'espacement entre les essieux arrière d'un camion semi-remorque

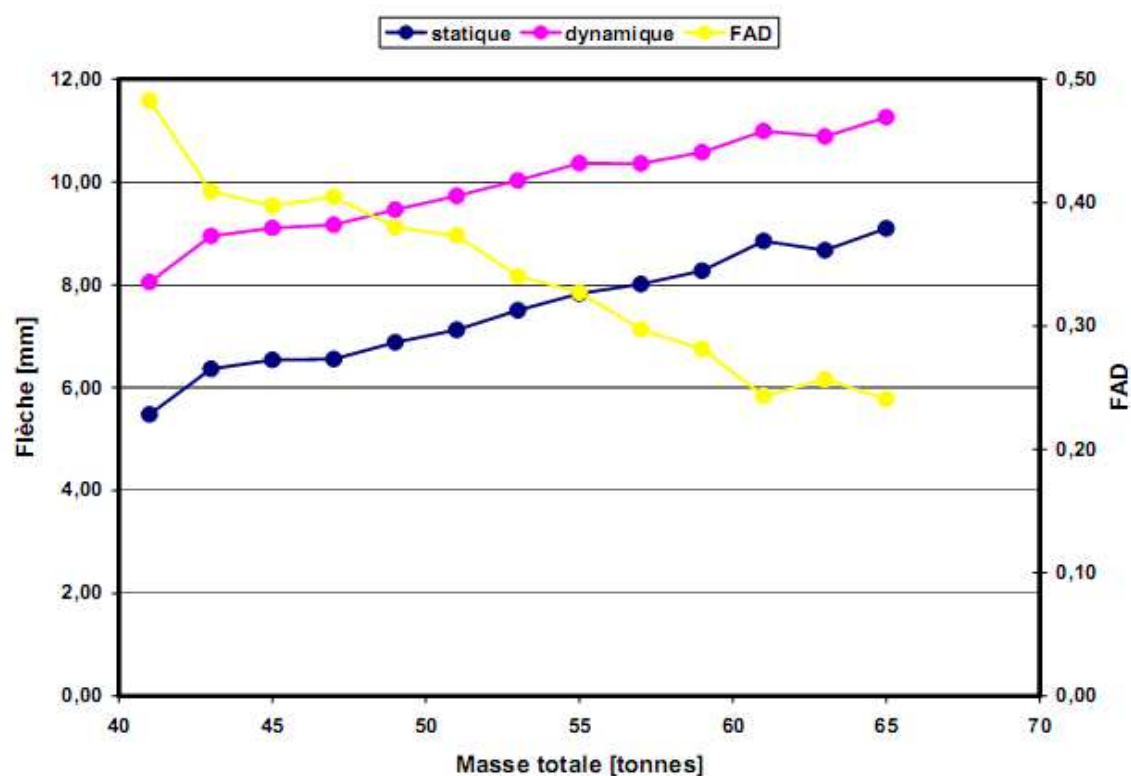
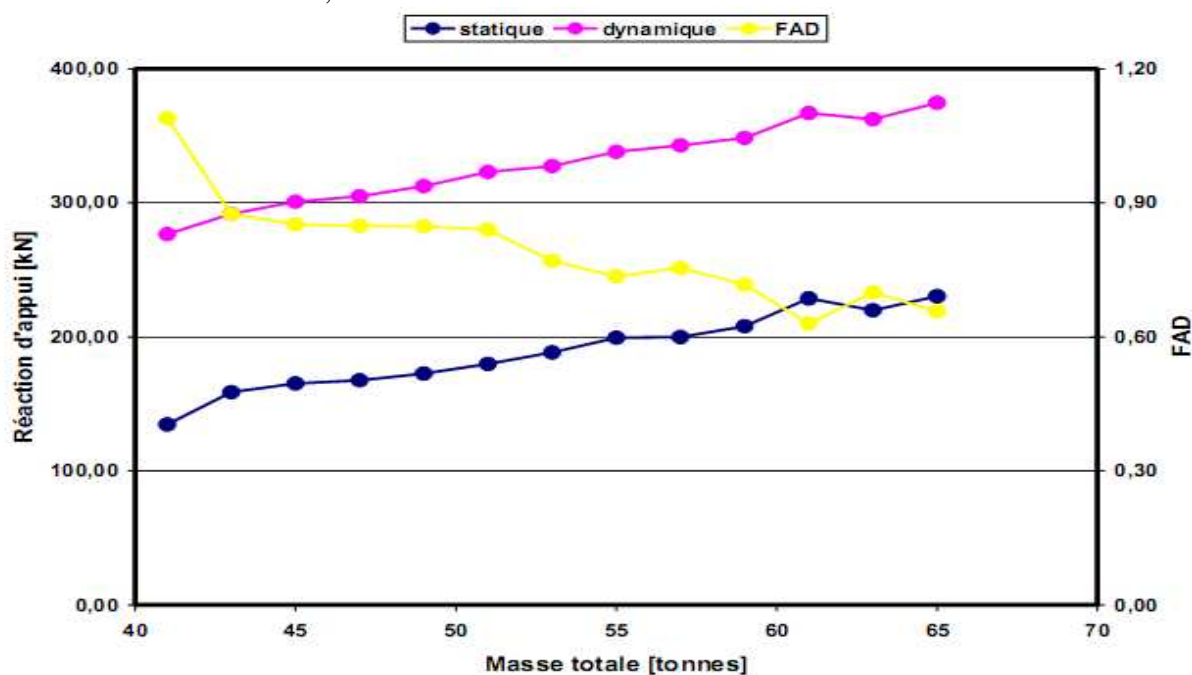


Fig. (8.8) - Flèches et FAD en fonction de la masse totale d'un camion semi-remorque IRI = 2,5 avec cahot sur une chaussée non uniforme



Fig(8. 9) – Réaction d'appui verticale et FAD en fonction de la masse totale d'un camion semi-remorque IRI = 2,5 avec cahot sur une chaussée non uniforme

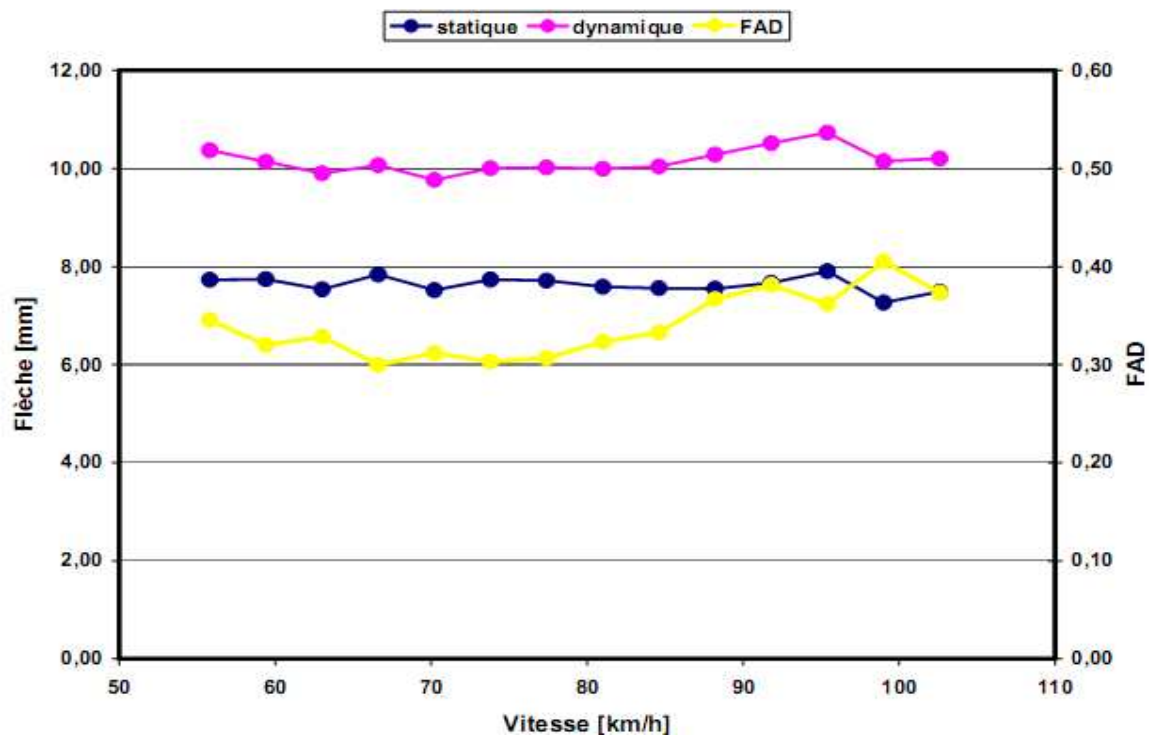
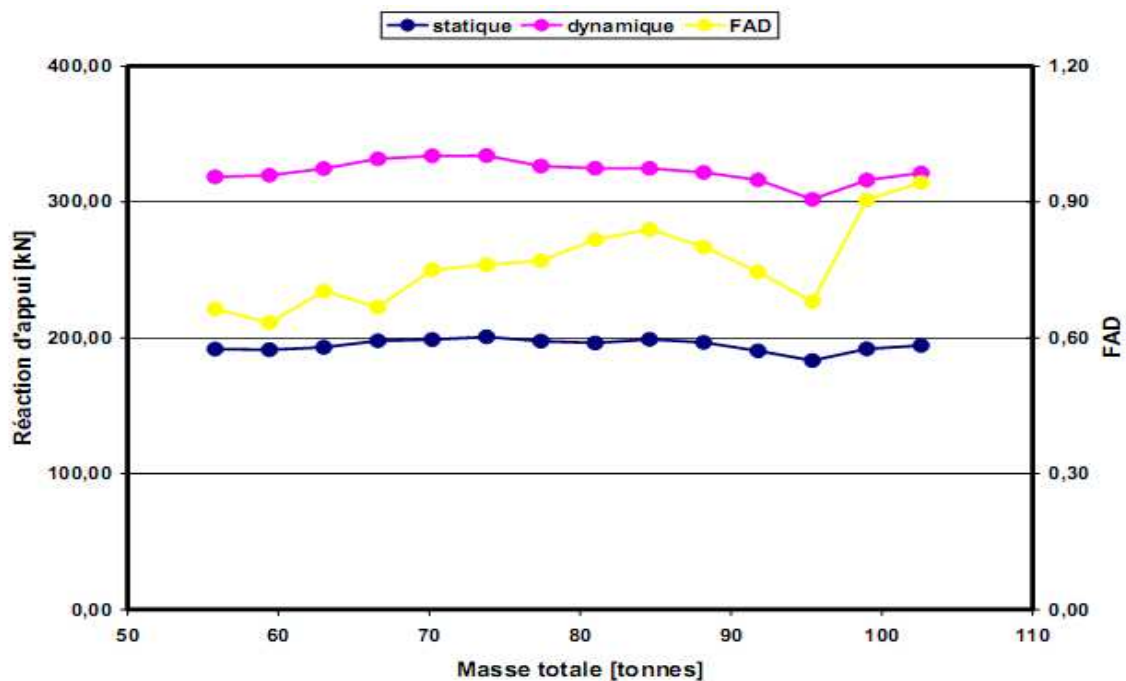


Fig. (8. 10) - Flèches et FAD en fonction de la vitesse d'un camion semi-remorque IRI = 2,5 avec cahot sur une chaussée non uniforme



Fig(8. 11) – Réaction d'appui verticale et FAD en fonction de la vitesse d'un camion semi remorque IRI = 2,5 avec cahot sur une chaussée non uniforme

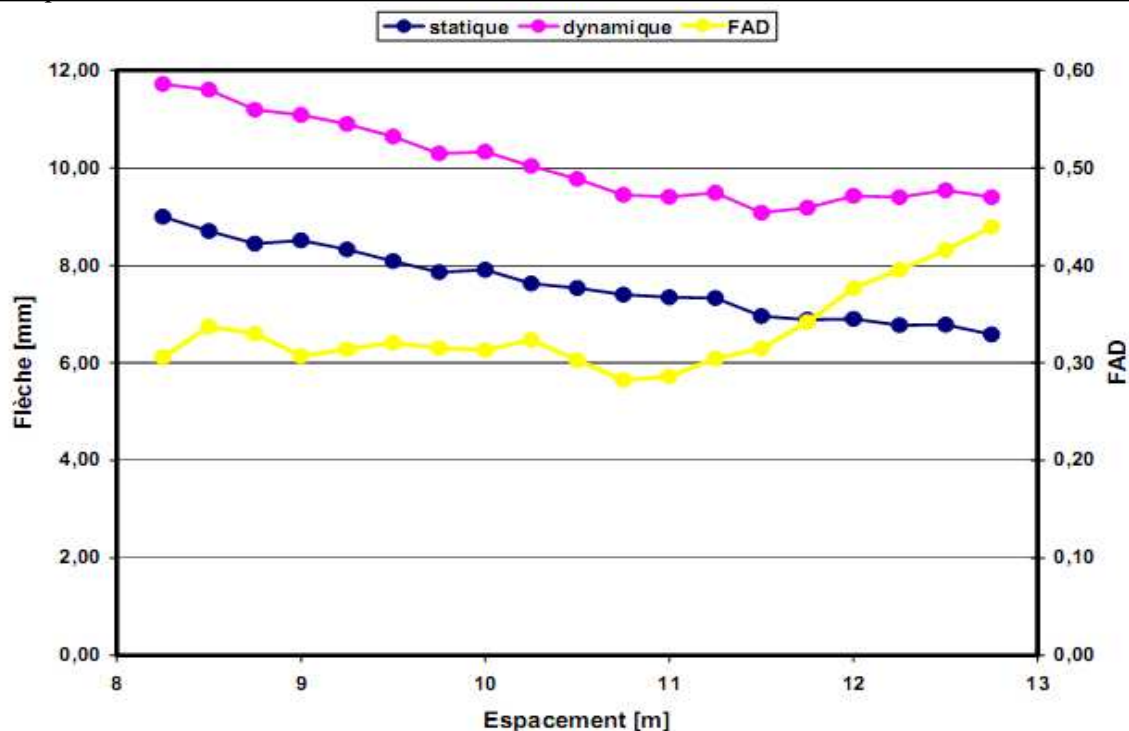


Fig. (8.12) - Flèches et FAD en fonction de l'espacement entre les essieux d'un camion semi-remorque IRI = 2,5 avec cahot sur une chaussée non uniforme

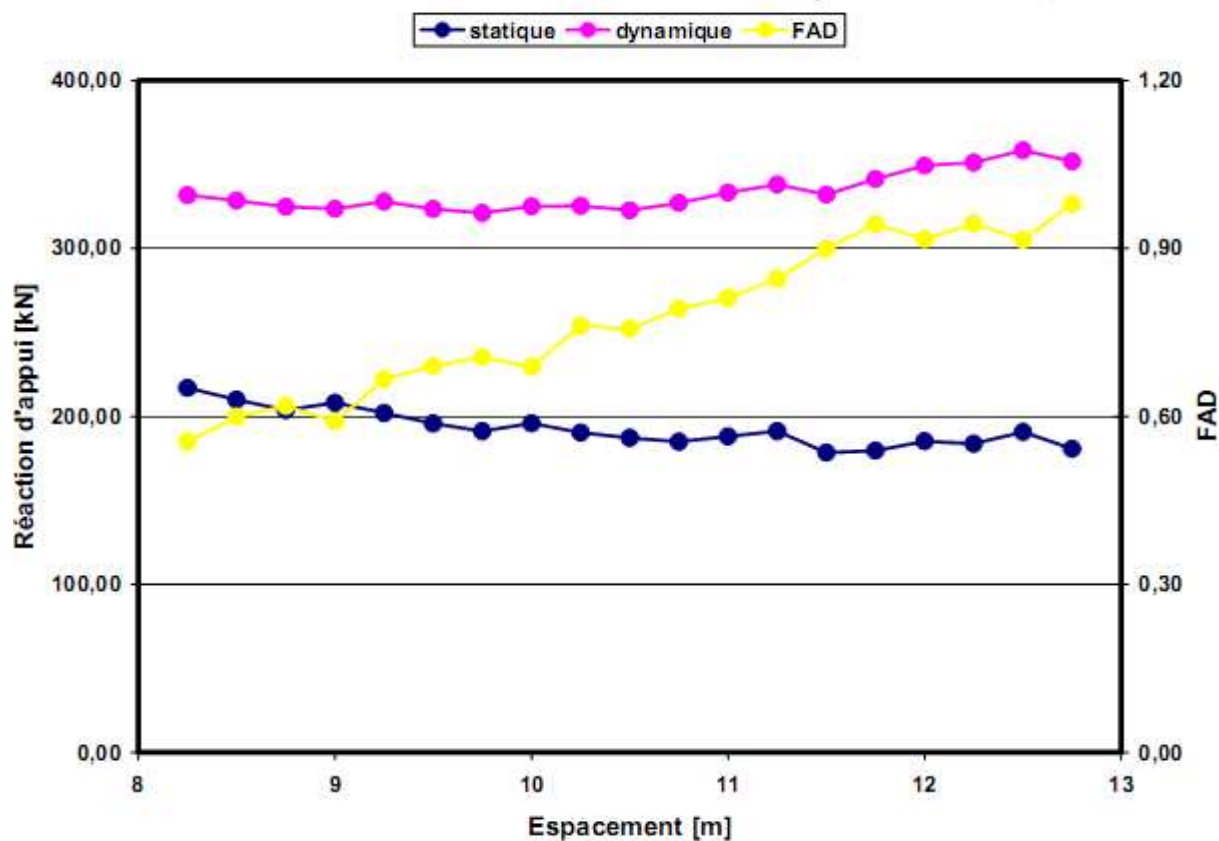


Fig. (8.13) – Réaction d'appui et FAD en fonction de l'espacement entre les essieux d'une semi-remorque IRI = 2,5 avec cahot sur une chaussée non uniforme

8.4 Conclusion

Les résultats présentés dans ce cas suggèrent que dans le cas du pont de St-Marcel, le coefficient de majoration dynamique proposé par la norme canadienne CAN/CSA-S6-00 (égal à 0,3) semble surévaluer les effets dynamiques associés à la flexion. Dans le cas des réactions d'appui, la valeur proposée sous-estime les effets dynamiques, en particulier dans le contexte de la conception. Pour vérifier cette constatation, les valeurs maximales des contraintes de cisaillement seront explicitement extraites de l'ensemble des résultats et comparer avec les réactions d'appui. Il est vraisemblable que l'influence de l'amplitude du cahot soit beaucoup plus grande sur les réactions d'appui que sur les contraintes de cisaillement.

I-Buts poursuivis

Ce travail de recherche présente une étude sur les effets dynamiques provoqués par le non-régularités dans les dalles de roulement des ponts en béton. L'objectif est de déterminer les facteurs d'amplification dynamique qui majorent les effets statiques utilisés pour la vérification des états limites des dalles de roulement des ponts. Le but principal regroupe les trois aspects suivants:

- Déterminer les forces dynamiques qui permettent de représenter les effets dynamiques dans les dalles de roulement des ponts.
- Déterminer la sensibilité aux sollicitations dynamiques provoquées par le trafic routier.
- Proposer des moyens pour évaluer les facteurs d'amplification dynamique des dalles de roulement des ponts en béton.

II- Bénéfice de l'étude

L'utilisation rationnelle des moyens financiers destinés à l'entretien du parc des ponts exige que des priorités dans les interventions soient établies sur la base de critères de sécurité. L'évaluation permet de déterminer le niveau de sécurité de l'ouvrage en se basant soit sur des données standardisées fournies dans les normes de dimensionnement en vigueur, soit sur des données propres à l'ouvrage considéré qui représentent les sollicitations et la résistance intervenant dans les critères de vérification. La connaissance du trafic local et des particularités de chaque pont permet donc d'effectuer une évaluation plus précise de la sécurité de l'ouvrage.

L'évaluation de ponts en béton, conduit à la conclusion que les efforts de dimensionnement dans les dalles de roulement sont déterminés principalement par des essieux lourdement chargés, majorés par un facteur d'amplification dynamique. Des facteurs d'amplification dynamique spécifiques aux dalles de roulement permettent de définir les efforts de dimensionnement avec plus de précision en évitant les simplifications conservatrices inhérentes aux valeurs normalisées. L'étude du comportement dynamique des dalles de roulement sollicitées par le trafic permet d'évaluer précisément les effets dynamiques dans ces éléments structuraux et ainsi d'éviter des interventions de renforcement dont les conséquences financières sont importantes.

III- Conclusion

En fonction des objectifs fixés au début du travail de recherche, les résultats mènent aux Conclusions suivantes:

1. il n'y a pas lieu de distinguer les dalles en fonction de leurs caractéristiques statiques pour appliquer des facteurs d'amplification dynamique. Du point de vue des effets dynamiques, toutes les conceptions des dalles étudiées sont équivalentes.
2. La sensibilité aux sollicitations dynamiques dans les différentes sections de dalle de roulement des ponts est uniforme.

En conséquence, il n'est pas nécessaire de distinguer les différentes parties d'une dalle de Roulement pour appliquer des facteurs d'amplification dynamique.

3. L'influence des paramètres principaux sur les facteurs d'amplification dynamique des dalles de roulement est résumée de la manière suivante:

– Les facteurs d'amplification dynamique peuvent subir un accroissement d'environ 20% au cours de la durée de vie de la couche d'usure du revêtement d'une autoroute.

- Les facteurs d'amplification dynamique dépendent de la masse du véhicule. Ils diminuent lorsque la masse du véhicule augmente.
- Les facteurs d'amplification dynamique sont indépendants de la vitesse du véhicule lorsque le profil de la chaussée présente une rugosité homogène.

5. Le comportement dynamique et les facteurs d'amplification dynamique semblent faiblement influencés par des diminutions locales importantes de la rigidité d'une structure dues à des fissures. Ces conclusions établies sur la base des résultats de simulations réalisées sur un pont modélisé simplement par une poutre sont également valables pour les dalles.

IV- Suggestions pour des travaux futurs

Concernant le développement futur de l'étude du comportement des ponts sous l'effet des surcharges roulantes réelles on présente les principales interrogations suivantes :

- Une question qui suscite un grand intérêt concerne l'étude du comportement de la chaussée des ponts à la fatigue sous l'effet des surcharges roulantes réelles.
- Des analyses couvrant des situations extrêmes devraient être effectuées dans le but de fournir des bornes supérieures pour les facteurs d'amplification dynamique.
- Une telle question se pose même parfois lors de la conception d'un projet de renforcement de ponts existants. Il semble intéressant d'étudier l'effet dynamique du trafic routier appliqué sur les chaussées non uniformes dans les ponts dégradés.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] LCPC – SETRA « Conception et dimensionnement des structures de chaussée, guide Technique », paris, décembre 1994.
- [2] SETRA – DCT « Le décollement des couches de revêtement de chaussées », Note D'information, Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, novembre 1986, 8 p.
- [3] BUCHANAN M. S. WOODS M.E. « Field tack coat evaluator (Atacker™) », Research report N° FHWA/MS-DOT-RD-04-168, Mississippi Transportation Research Center December 15th, 2004, 124 p.
- [4] ROMANOSCHI A. S. « Characterization of pavement layer interfaces », Ph.D. thesis, Louisiana State University, Baton Rouge.
- [5] HACHIYA Y., SATO K. « Effect of tack coat on bonding characteristics at interface between asphalt concrete layers », 8th International Conference on Asphalt Pavements, vol. 1, 1997, pp. 349 – 362.
- [6] SHOLAR G. K., PAGE G. C., MUSSELMAN J. A., UPSHAW P. B., MOSLEY H. L. « Preliminary investigation of a test method to evaluate bond strength of bituminous tack coats », Research report N° FL/DOT/SMO/02-459, Florida, USA, October 2002, 47 p.
- [7] Réparation d'une route en vue de la circulation de poids lourds Internet: www.wirtgen.com
· E-mail: info@wirtgen.com
- [8] LCPC – SETRA « Catalogue des structures types de chaussées neuves », Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, 1998, France.
- [9] DI BENEDETTO H., CORTE J.-F. « Matériaux routiers bitumineux 2 : constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges », Hermès Sciences, Collection traité Mécanique et Ingénierie des Matériaux.
- [10] BURMISTER D. M. « The theory of stresses and displacements in layered systems and applications of the design of airport runways », Proceedings of the Highway Research Board 23, 1943, pp. 126 – 148.
- [11] ACHIMATOS L., POROT L. « Méthodes de dimensionnement de chaussée », Revue Générale de Routes et Aéroports (RGRA), N° 822, 2003, pp. 49 – 56.
- [12] AASHTO « American Association of State Highway and Transportation Officials », guide for Design of pavement structures, 1993.
- [13] Di Benedetto H. et Corte J. F. Matériaux routiers bitumineux 2, Vol 2. Hermas Lavoisier, 2005.
- [14] Heck Jean-Vivien. Modélisation des déformations réversibles et permanentes des enrobés bitumineux - Application à l'orniérage des chaussées. Thèse : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2001.

[15]. Comportement dynamique des dalles de ponts en béton sous l'effet d'un trafic routier croissant. M. Bensoula, M.Tehami, A.Benouali, B.Achour October 12-14, 2009

[16] Clough R.W., Penzien J., Dynamics of structures, second edition, McGraw-Hill International Editions, Berkeley, 1993

[17] Billing J.R., Dynamic loading and testing of bridges in Ontario, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 11, pp 833-843, Downs view, 1984

[18] Ministry of Transportation and Communication, Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC), Downs view, Ontario, 1979

[19] Bakht B., Pinjarkar S.G., Review of dynamic testing of highway bridges, Structural Research Report, SRR-89-01, Ministry of Transportation of Ontario, Downs view, Ontario, 1989

[20] Gupta R.K., Dynamic loading of highway bridges, Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 106, EM2, pp 377-394, Lae, 1980

[21] Gupta R.K., Traill-Nash R.W., Bridge dynamic loading due to road surface irregularities and braking of vehicle, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 8, pp 83-96, Lae, 1980

[22] Dodds C.J., Robson J.D., The description of road surface roughness, Journal of Sound and Vibration, Vol. 31, No 2, pp 175-183, Glasgow, 1973

[23] Honda H., Kajikawa Y., Kobori T., Spectra of road roughness on bridges, Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 108, ST9, pp 1956-1966, Kanazawa, 1982

[24] Timoshenko S., Théorie des vibrations à l'usage des ingénieurs, Librairie Polytechnique Ch. Beranger, Paris, 1954 (Traduit de l'anglais d'après la deuxième édition)

[25] Hayashikawa T., Watanabe N., Dynamic behavior of continuous beams with moving loads, Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 107, EM1, pp 229-246, Sapporo, 1981

[26] Chan T.H.T., O'Connor C. Vehicle model for highway bridge impact, Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No 7, pp 1772-1793, Hong Kong, 1990

[27] Coussy O., Said M., van Hoove J.-P., The influence of random surface irregularities on the dynamic response of bridges under suspended moving loads, Journal of Sound and Vibration, Vol. 130, No 2, pp 313-320, Noisy Le Grand, 1989

[28] Clough R.W., Penzien J., Dynamics of structures, second edition, McGraw-Hill International Editions, Berkeley, 1993

[29] Bathe K.-J., Finite element procedures in engineering analysis, Prentice-Hall, 1982

[30]MITSCHKE M. « schwingung sverhalkn and sicherheit eines kraftfahrzenges »,« ATZ »,Bertin 1985 ,N° 3 , P 105-120

[31] ycenko N.N « vibration, résistance et régime des véhicules » Moshou, 1972. P 367

[32]KICELEIV. V.A « Construction mécanique » cours de spécialité, Moscou ;,1964 . P 331

[33]TIMOSHENKO C.P « plaques et coques » Moscou 1967 .P 439

[34]Parducci Alberto- « oscillaviouidi una trave da punta al passaggio di una collona di veicoli Mollengianti in presenza di irregoloria dellla pavimenta zione-« G .genoei« 1973 S. 31-44 VOL.3 N° 1-2 .ROMA.ITALIA .

[35]Cahier de prescription des charges .PARIS ,1983

[36].FRYBA,L. » vibrations of solids and structures under .moving loads prague,CZECHOSLOVAK academy of sciences , 1972, P 484 .

[37].aide mémoire des caractéristiques probabilistes de résistance des matériaux, Moscou, 1993 P 365

[38] Oulikei, B.E, VICILIEV.A.I “ les normes des surcharges roulantes sur les routes "Edition construction, Moscou, 1992. P215.

[39]Tang C.C” Resonance of highway Bridges to Renewal traffic loads. « Journée de ingénierie mécanique” proc .ASLE, EM 1998, N°15 P133-139.

[40] MORGAEVSKI.A.B « L’influence des ressorts sur l’amplification dynamique des surcharges roulantes Moscou, 1995. P 214

[41]BARCHENKOV A.G, kotokov .A.N. et SAFRONOV V.C » la variation de la théorie de corrélation dans le calcul des ponts », édition de mécanique, Moscou 1970, N°4, PP43-48

[42]CVECHNIKOU.A.A » théorie spectrale des machines de Transport » Moscou, 1972, P 190 ;

[43]. CVECHNIKOU.A.A » théorie des fonctions aléatoires » Edition des sciences, Moscou, 1968, P 46 ;

[44]KHACHAROVA, A.A, » calcul dynamique des Routes « , édition transport, Moscou,2001
[42]BRUNS, H. » Zur problematik dez Bewertung Von strabenune bentreiten under Berucksichtigung des Einflisses auf .das schwingungsverhalten Von strabenfahr Zengent, N° 8 S- PP 297-303,Berlin 1970 .

[43]ROBERTS FREDDY, L et Houdson, W » pavement sevvioability equation using the surface dynamique profiloweter « Highway Res Board speekes, N° 116.PP 68-79, LONDON 1999.

[44] On DEFNAES, R.V, Spath. M. “ Ein Abnahmekriterun furdie Ebenheit trassenbalin “N° 35 .PP .73-77 BERLIN ,1989 .

[45]PEBZNER Y.M “ crèche des actions statiques sur les différents profils des routes « transport, N° 01 .PP 8-12 LENINGRAD ,1969 .

[46]LIVCHINE N.A « analyse probabiliste des systèmes automatiques du trafic « Mathematics, Moscou, 1989.

[47] DIMIDOVICH, B.P.MIROU, T.A « principes des mathématiques analytiques », fizmatiz, Moscou, 1960.

[48] ROTTERBERG, R.V, » espaces des routes « construction mecanique, Moscou, 1972.

[49]KATOUKOV, A.N « calcul des pressions dynamiques des surcharges roulantes sur une chaussée avec des irrégularités » VARONEG UNIVERSITE N°50. PP 51-60 .LENINGRAD.1987 .

[50]VITENBERG .N.M . » Programmation analogique des machines de calcul « construction des machines, Moscou, 1979.

[51]KREUDLA. C. » les vibrations aléatoires « édition MIR. Moscou, 1967