N° d'ordre NNT : 2020LYSET015

THÈSE de DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE LYON
opérée au sein de
Ecole Nationale des Travaux Publics de l'État

École Doctorale N° 162
Mécanique, Énergétique, Génie Civil et Acoustique (MEGA)

Spécialité : Génie Civil

Soutenue publiquement le 16/11/2020, par :
Jean-Marie Roussel

Apport de la viscoélasticité dans l'analyse dynamique des essais au *Heavy Weight Deflectometer*

Devant le jury composé de :

Madeo, Angela	Professeur, INSA Lyon	Présidente
Chabot, Armelle	Directrice de Recherche, UGE	Rapporteur
Levenberg, Eyal	Professeur associé, DTU	Rapporteur
Di Benedetto, Hervé	Professeur ENTPE	Directeur de thèse
Sauzéat, Cédric	Professeur ENTPE	Co-directeur de thèse
Broutin, Michaël	Docteur-Ingénieur, STAC	Examinateur
Piau, Jean-Michel	Ingénieur, UGE	Invité
Semblat, Jean-François	Professeur, ENSTA Paris	Invité

RESUME DETAILLE

L'auscultation structurelle des chaussées est fondamentale pour la prédiction de leur durée de vie résiduelle et la mise en œuvre d'une politique de maintenance optimisée. Elle répond à des enjeux économiques, environnementaux, sociétaux et de sécurité. Le *Falling* ou *Heavy Weight Deflectometer* (F/HWD), est un appareil d'auscultation non destructive des chaussées. L'essai F/HWD est basé sur la mesure de la déflexion, à l'aide de géophones, sous un chargement impulsionnel. Ce dernier est généré par une masse tombante et transmis à la chaussée au moyen d'une plaque de chargement. Les essais F/HWD sont généralement exploités par des méthodes d'analyse inverse, dont le but est de déterminer les propriétés mécaniques des couches de chaussée. Ces méthodes consistent en la recherche du jeu de propriétés mécaniques pour lequel les déflexions calculées à l'aide de modèles numériques sont comparables aux déflexions mesurées *in situ*. Malgré son utilisation très répandue sur chaussées routières et aéroportuaires, il s'avère que les données de cet essai sont souvent interprétées dans un cadre d'hypothèses discutable car la méthode élastostatique couramment utilisée ne prend pas en compte les effets dynamiques et limite le comportement des matériaux bitumineux à l'élasticité linéaire.

Ce travail, dans le cadre d'une coopération entre le Service Technique de l'Aviation Civile (STAC) et le Laboratoire de Tribologie et de Dynamique des Systèmes (LTDS) a pour objectif principal d'étudier les méthodes d'analyse de l'essai F/HWD en incluant les effets dynamiques et les propriétés viscoélastiques linéaires des matériaux bitumineux. Les analyses proposées incluent des développements numériques et des campagnes expérimentales réalisées *in situ* et en laboratoire.

Campagnes d'essais

La campagne d'essais préliminaires vise à vérifier et mieux comprendre le fonctionnement de l'appareil HWD utilisé. Les mesures de charge et de déflexion sont vérifiées à l'aide d'un système de pesage dynamique et d'accéléromètres externes. Un dispositif expérimental a été élaboré pour mesurer la répartition de la pression sous une plaque de chargement. Les premiers résultats montrent une pression équitablement répartie sur un rayon de la plaque étudiée. Une étude spécifique est menée sur le traitement des données mesurées par les géophones du HWD. Ces capteurs agissent en effet comme un filtre passe-haut. Les basses fréquences doivent alors être réamplifiées à l'aide d'une méthode de filtrage inverse correctement dimensionnée. Une procédure de correction des données vélocimétriques est proposée et appliquée à la correction des signaux bruts mesurés par les géophones de l'appareil HWD utilisé.

La campagne d'essais HWD a été réalisée sur la planche d'essais du STAC. Cette chaussée est équipée de sondes permettant de mesurer le profil de température sur toute l'épaisseur des matériaux bitumineux. 25 essais HWD ont été réalisés à des températures de chaussée comprises entre 0°C et 30°C. Cette campagne permet d'observer l'effet de la température sur les déflexions mesurées et de collecter des données à analyser.

Les deux matériaux bitumineux constitutifs de la planche d'essais, un Béton Bitumineux Aéronautique (BBA) et une Grave-Bitume (GB), ont été caractérisés en laboratoire dans leur domaine viscoélastique linéaire (petite déformations). Un bloc de chaussée a été scié puis des éprouvettes

cylindriques ont été carottées horizontalement dans chaque couche de chaussée. Pour chaque matériau, un essai de traction-compression et trois essais d'analyse dynamique ont été réalisés. Une bonne corrélation est observée entre les deux types d'essais. Les résultats expérimentaux sont modélisés à l'aide du modèle 2S2P1D et de l'équation de Williams-Landel-Ferry. Ces modélisations serviront de référence et seront comparées avec les propriétés mécaniques des matériaux bitumineux obtenues par analyse inverse.

Méthodes numériques utilisées pour simuler l'essai F/HWD

Le développement d'une méthode de simulation de l'essai F/HWD est nécessaire pour la mise en place d'une procédure d'analyse inverse. Dans le cas des chaussées souples, la géométrie axisymétrique peut être utilisée. Les méthodes de simulation développées permettent la prise en compte de comportements élastique et viscoélastique linéaires isotropes et la résolution d'une part, des équations d'équilibre quasi-statique (sans effets d'inertie) et d'autre part, des équations de la dynamique (avec effets d'inertie).

La Méthode des Eléments Finis (MEF) a été ici développée dans le domaine temporel. La structure de chaussée doit être partitionnée en un grand nombre d'éléments finis, comportant des nœuds au niveau desquels les calculs sont réalisés. L'obtention d'une grandeur en tout point de la géométrie est faite par interpolation entre les nœuds. Les modèles rhéologiques viscoélastiques à spectre continu dont l'expression simple est donnée dans le domaine fréquentiel, tels que le modèle 2S2P1D, ne peuvent pas être facilement utilisés dans le cadre de la MEF pour résoudre un problème temporel. La viscoélasticité linéaire peut tout de même être implémentée par leur approximation à l'aide de modèles à spectre discret, qui s'expriment aisément dans le domaine temporel. Ici, le modèle de Kelvin-Voigt Généralisé (KVG), calibré sur le modèle 2S2P1D, est utilisé. Grâce à sa grande flexibilité, la MEF est également adaptée au cas d'une charge roulante.

La Méthode des Eléments Spectraux (MES) est une méthode de calcul dans le domaine fréquentiel. Elle est basée sur le calcul analytique de la réponse d'une chaussée à une charge harmonique. La réalisation de ce calcul à plusieurs fréquences permet l'obtention directe de la Fonction de Réponse Fréquentielle (FRF) de la chaussée. En raison de la connaissance analytique des grandeurs (déplacements, déformations, contraintes), un seul élément spectral est nécessaire pour la description d'une couche de chaussée. La prise en compte de la viscoélasticité linéaire peut être faite directement dans le domaine fréquentiel en utilisant l'expression du module complexe. Dans ces travaux, le modèle rhéologique 2S2P1D est utilisé. L'application d'une transformation inverse de Fourier permet également la visualisation des signaux de déflexion dans le domaine temporel. Des développements supplémentaires ont été apportés à la MES pour la prise en compte de lois d'interface spécifiques (précédemment considérées parfaitement collées).

Les résultats obtenus grâce aux MEF et MES sont comparés en considérant des structures de chaussée et des chargements identiques. De bonnes corrélations sont obtenues en termes de déflexion, de déformation et de contrainte. Il a été remarqué que la MES permet de mieux simuler les conditions limites à l'infini. Les calculs avec la MES sont également plus rapides dans les cas où la viscoélasticité linéaire est prise en compte. C'est pourquoi la MES a été choisie pour la mise en place de procédures d'analyse inverse des essais F/HWD.

Etudes expérimentales et numériques des déflexions

L'analyse des facteurs d'influence sur les déflexions est une étape importante avant la mise en place de procédures d'analyse inverse. Elle permet d'étudier les principales hypothèses avant de les intégrer à une méthode d'analyse inverse.

L'analyse des effets dynamiques est principalement faite par comparaison entre les résultats de simulations en régime quasi-statique et en régime dynamique. En raison des phénomènes de propagation des ondes, les effets dynamiques ont une influence non seulement sur les maxima de déflexion mais aussi sur les temps auxquels se produisent ces maxima. Il a par ailleurs été montré que la présence d'interfaces dans la structure de chaussée renforce les effets dynamiques. Alors que les déflexions des bassins quasi-statiques sont simultanées, les bassins de déflexion dynamiques sont fictifs et ne sont jamais atteints en réalité. L'observation des Fonctions de Réponse Fréquentielles montre que les effets dynamiques sont présents dès les basses fréquences (à partir de 5 Hz) et sont plus importants aux hautes fréquences. La durée du chargement, en lien avec son contenu fréquentiel, a donc une influence significative sur les déflexions. Enfin, il est proposé de calculer le bassin statique à partir des historiques temporels dynamiques de déflexion. L'idée avancée consiste à prendre la moyenne temporelle des signaux, ce qui permet d'accéder aux valeurs de la FRF à 0 Hz. Cela permettrait l'utilisation de procédures d'analyse inverse en considérant un équilibre statique.

Les effets du comportement des enrobés bitumineux sur les déflexions sont étudiés en termes de zone d'influence, de sensibilité à la température et de sensibilité à la fréquence. Il est montré, grâce à une étude de sensibilité sur les modules des matériaux bitumineux que la zone d'influence de la couche supérieure sur les déflexions de surface a un rayon d'une valeur environ égale à cinq fois l'épaisseur de cette couche. Cela est confirmé par l'analyse des bassins de déflexion à plusieurs températures, mesurés sur la planche d'essais du STAC. La température n'affecte en effet pas les maxima de déflexion mesurés au-delà de 150 cm (pour une épaisseur d'enrobé bitumineux d'environ 30 cm). La caractérisation en laboratoire des matériaux bitumineux de la planche du STAC a permis de déterminer leur sensibilité à la température et de la modéliser à l'aide de l'équation de Williams-Landel-Ferry. Enfin, en raison de leur comportement viscoélastique linéaire, les matériaux bitumineux sont sensibles au contenu fréquentiel du chargement. Il est en effet montré, à l'aide de simulations quasi-statiques, que plus la durée de chargement est courte, plus les amplitudes de déflexion sont faibles.

L'étude des conditions d'interface porte uniquement sur l'interface entre deux couches de matériau bitumineux. Elle montre à nouveau, comme déjà démontré à de nombreuses reprises dans la littérature, que le collage des interfaces est primordial pour assurer un bon fonctionnement mécanique de la chaussée et, par conséquent, que l'utilisation des méthodes de dimensionnement actuelles soit valable. Il est également montré que le bassin pseudo-statique de déflexion dépend de la qualité de la liaison. Un défaut de collage pourrait donc être détecté par des essais F/HWD. Cette réflexion doit toutefois être nuancée par la précision des méthodes d'analyse inverse (en présence d'un nombre élevé de variables).

Analyse inverse de l'essai F/HWD

L'interprétation des essais F/HWD peut être réalisée par analyse inverse. Cela permet de déterminer les propriétés mécaniques de chacune des couches de chaussée. Les méthodes d'analyse inverse sont des procédures d'optimisation dont l'objectif est de minimiser l'écart entre les données expérimentales

et numériques. Les modèles mécaniques utilisés pour la phase de calcul inverse sont ceux présentés précédemment pour le calcul direct de l'essai F/HWD. Dans le cadre de ces travaux, trois méthodes d'analyse inverse ont été développées :

- L'analyse élastostatique (EL-STAT) prend en compte un comportement élastique linéaire de tous les matériaux et un équilibre statique (effets d'inertie négligés). Les méthodes élastostatiques sont à ce jour très fréquemment utilisées.
- L'analyse élastodynamique (EL-DYN) prend en compte un comportement élastique linéaire de tous les matériaux et considère les équations de la dynamique. Plusieurs analyses élastodynamiques ont déjà été mises en place avec succès dans la littérature scientifique.
- L'analyse viscoélastique dynamique (VEL-DYN) prend en compte un comportement viscoélastique linéaire pour les matériaux bitumineux, élastique linéaire pour les matériaux granulaires et considère les équations de la dynamique. Il s'agit d'une méthode développée spécifiquement dans le cadre de cette thèse. Afin de limiter le nombre de paramètres à déterminer, la norme du module complexe est considérée linéaire en fonction du logarithme de la fréquence. L'angle de phase est ensuite estimé par une approximation basée sur les relations de causalité de Kramer-Kronig.

L'optimisation est réalisée sur les bassins de déflexion pour l'analyse statique (EL-STAT) et sur les Fonctions de Réponse Fréquentielles entre 10 Hz et 30 Hz pour les analyses dynamiques (EL-DYN et VEL-DYN). Les trois méthodes d'analyse inverse ont été vérifiées numérique sur la base de jeux de données obtenus par simulation numériques pour des structures de chaussée connues.

L'évaluation des méthodes d'analyse inverse montre que l'interprétation élastostatique de données générées par simulation de façon élastodynamique ne permet pas de déterminer correctement les modules dès lors que la chaussée comporte plus de trois deux. Cela remet en question l'utilisation courante de méthodes d'analyse élastostatiques pour les essais F/HWD qui sont dynamiques par nature. Une étude de sensibilité sur les différents paramètres fixés (épaisseurs de couches, coefficients de Poisson, masses volumiques) a été réalisée. Il apparaît qu'une incertitude sur ces valeurs a des conséquences plus importantes lorsqu'elle concerne les propriétés mécaniques des couches profondes.

Les trois méthodes d'analyses sont appliquées aux données des 25 essais HWD à des températures moyennes dans les couches de matériaux bitumineux comprises entre 0°C et 30°C, réalisés pendant la campagne expérimentale sur la planche d'essais du STAC. Pour les trois méthodes, une décroissance monotone des modules des matériaux bitumineux est observée en fonction de la température. L'application du principe de superposition temps-température aux résultats obtenus par la méthode VEL-DYN permet la construction de courbes maîtresses pour les deux matériaux bitumineux. Ces courbes maîtresses sont comparables à celles déterminées en laboratoire sur des échantillons carottés.

EXECUTIVE SUMMARY

Pavement structural evaluation is fundamental for the prediction of residual service life and the implementation of an optimized maintenance policy. It answers to economic, environmental, social and safety issues. The Heavy or Falling Weight Deflectometer (F/HWD) is a non-destructive pavement assessment device. The F/HWD test is based on the measurement of the deflection generated by an impulse loading. The load is generated by a falling mass and transmitted to the pavement by the mean of a loading plate. F/HWD tests are generally analysed by inverse analysis methods, the purpose of which is to determine the mechanical properties of the pavement layers. These methods are based on the search of mechanical properties for which the deflections calculated using numerical models are comparable to the deflections measured in situ. Despite its widespread use on road and airport pavements, it turns out that the data from this test are often interpreted within a questionable background because the elastostatic method commonly used does not consider dynamic effects and limits the behaviour of bituminous materials to linear elasticity.

This work, in the framework of a cooperation between the Civil Aviation Technical Centre (STAC) and the Laboratory of Tribology and Systems Dynamics (LTDS) has the main objective to study the analysis methods of the F/HWD test data by including the dynamic effects and the linear viscoelastic properties of bituminous materials. The proposed work includes numerical developments and experimental campaigns carried out *in situ* and in the laboratory.

Firstly, the operation of the F/HWD device is analysed. The use of external instrumentation, consisting of accelerometers and a dynamic weighing system, allows to check the consistency of the deflection and load measurements. The correction and processing of raw data from geophones to obtain deflection signals were also studied.

Experimental campaigns

The purpose of the preliminary experimental campaign is to verify and better understand the HWD device. Load and deflection measurements are checked using a dynamic weighting system and accelerometers. An experimental setup has been developed to measure the pressure distribution under a load plate. The first results show an evenly distributed pressure over the radius of the studied plate. A specific study is carried out on the processing method for data measured by geophones. These sensors behave as a high-pass filter. The low frequencies must then be re-amplified using a well-designed inverse filtering method. A post-processing method for velocimetric data is proposed to correct HWD geophone raw signals.

A HWD test campaign was carried out on the STAC test facility. This pavement is equipped with probes to measure the temperature profile over the entire thickness of the bituminous layers. Twenty-five (25) HWD tests were performed with distinct mean temperatures within bituminous layers in the 0°C - 30°C range. This campaign allows to observe the temperature effect on measured deflections and to collect data for further analyses.

The two bituminous materials of the test facility pavement structure, an aeronautical asphalt concrete and a road base asphalt, were laboratory tested in their linear viscoelastic domain. A slab of pavement was extracted and cylindrical specimens were horizontally cored for both pavement bituminous layer.

For each material, a complex modulus tension-compression test and three dynamic analysis tests were carried out. A good correlation was observed between the two types of tests. The experimental results were analysed using the 2S2P1D linear viscoelastic model and the Williams-Landel-Ferry equation. These laboratory characterisations will be used as references for the comparison with the mechanical properties of bituminous materials obtained by backcalculation.

Numerical methods used for F/HWD test simulation

The development of a simulation method for the F/HWD test is needed for the implementation of an inverse analysis procedure. In the case of flexible pavements, axisymmetric geometry can be used. The developed simulation methods allow to consider linear elastic or viscoelastic behaviour and quasi-static (without inertia effects) or dynamic (with inertia effects) equilibrium.

The developed Finite Element Method (FEM) is a time-domain computation method. The pavement structure must be divided into a large number of finite elements, with nodes at which the calculations are performed. Continuous-spectrum viscoelastic rheological models, such as the 2S2P1D model, cannot easily be used in FEM. Nevertheless, linear viscoelasticity can be implemented by approximating them using discrete-spectrum models. Here, the Generalised Kelvin-Voigt (KVG) model, calibrated to the 2S2P1D model, is used. Good results have been obtained with the FEM when compared with the case of a viscoelastic cylinder submitted to a surface vertical load, for which analytical expressions of displacements and strains are available. Additionally, due to its high flexibility, the FEM is also suitable for rolling loads.

The Spectral Element Method (SEM) is a frequency-domain computation method. It is based on the analytical calculation of the response of a pavement to a harmonic load. By performing this calculation at several frequencies, the Frequency Response Function (FRF) of the pavement can directly be obtained. Because of the analytical expressions of the quantities (displacements, strains, stresses), only one spectral element is required for the description of a whole pavement layer. Linear viscoelasticity can be taken into account directly in the frequency domain by using the complex moduli approach.The rheological model 2S2P1D is used in this work. The application of an inverse Fourier transformation also allows to obtain deflection signals in the time domain. Additional developments have been made to the SEM to take into account specific interface laws (previously considered as perfectly bonded).

The results obtained using FEM and SEM are compared by considering common pavement structures and loads. Good correlations are obtained in terms of deflection, deformation and stress. It has been highlighted that SEM better simulates infinite conditions. Calculations with SEM are also faster than with FEM when linear viscoelasticity is considered. For these reasons, SEM was chosen for the implementation of HWD test backcalculation.

Experimental and numerical studies of deflections

Before developing any backcalculation method, preliminary sensitivity analyses are needed. The main objective is to study the effect of several factor or hypotheses with the help of forward simulations and experimental data.

The analysis of dynamic effects is mainly done by comparing the results of simulations in quasi-static and dynamic modes. Due to wave propagation phenomena, dynamic effects affect both deflection maxima and the times at which these maxima occur. It has also been shown that interfaces in the

pavement structure amplify the dynamic effects. While the deflections of quasi-static basins are simultaneous, dynamic deflection basins are fictitious and they are never actually achieved. Observation of the Frequency Response Functions shows that the dynamic effects are present from low frequencies (from 5 Hz) and are greater at high frequencies. The loading duration, which governs the frequency content, has a significant influence on deflections. Finally, it is proposed to calculate the static basin from the dynamic time histories of deflection. The is to use the temporal average of the signal to access FRF values at 0 Hz, which would allow the use of inverse analysis procedures considering a static equilibrium.

The effects of asphalt mix behaviour on deflections are studied in terms of area of influence, and impact of temperature and frequency. A sensitivity study on the modulus of bituminous materials shows that the area of influence of the top layer on surface deflections has a radius of approximately five times the thickness of the bituminous layer. This is confirmed by the analysis of the deflection at several temperatures, *in situ* measured on the STAC test facility. The temperature does not affect the deflection maxima measured above 150 cm (for an asphalt mix thickness of approximately 30 cm). Finally, due to their linear viscoelastic behaviour, the bituminous materials are sensitive to the frequency content of the load. Quasi-static simulations have shown that the shorter the loading time, the smaller the deflection amplitudes.

The study of the interface conditions focuses on the interface between two layers of bituminous material. It shows, as already demonstrated in the literature, that the interfaces bonding condition is of major importance to ensure an appropriate mechanical functioning of the pavement and, consequently, that the use of current design methods is valid. It is also shown that the pseudo-static deflection basin depends on the quality of the bond. A weak bonding condition could therefore, be detected by F/HWD tests.

Back analysis of F/HWD test

The analysis of F/HWD tests can be performed by backcalculation. In this way, the mechanical properties of each pavement layer can be obtained. Backcalculation methods are based on an optimisation process whose objective is to minimise the discrepancy between measured and calculated data. The main assumptions of backcalculation methods are contained in the direct simulation method. In this work, three backcalculation methods have been developed:

- Elastostatic analysis (EL-STAT) considers linear elastic behaviour for all materials and static equilibrium (neglected inertia effects). Elastostatic analyses are commonly used.
- Elastodynamic analysis (EL-DYN) considers linear elastic behaviour of all materials and dynamic equilibrium. Several Elastodynamic analyses have already been successfully implemented in the scientific literature.
- Dynamic viscoelastic analysis (VEL-DYN) considers linear viscoelastic behaviour for bituminous materials, linear elasticity for granular materials and dynamic equilibrium. This method is specifically developed for this thesis. In order to limit the number of parameters to be determined, the norm of the complex modulus is considered to be linear as a function of the logarithm of the frequency. The phase angle is then estimated by an approximation based on Kramers-Kronig causal relationships.

The optimisation is performed using deflection basins for static analysis (EL-STAT) and Frequency Response Functions between 10 Hz and 30 Hz for dynamic analyses (EL-DYN and VEL-DYN). The three inverse analysis methods were checked on data sets simulated from known pavement structures.

The evaluation of the inverse analysis methods shows that the elastostatic interpretation of elastodynamically generated data does not allow modulus to be determined correctly when the pavement has more than three layers. This makes the commonly used elastostatic analysis methods questionable. The evaluation of inverse analysis methods also shows that uncertainties in the known parameters set (for instance, layer thickness, Poisson's ratio, density) necessarily lead to uncertainties in the backcalculated values. The consequences of these uncertainties are more significant when it refers to deep layers.

The three backcalculation methods are applied to the data from the 25 HWD tests at temperatures between 0°C and 30°C carried out during the experimental campaign on the STAC test facility. For all three methods, a monotonic decrease in the modulus of the bituminous materials is observed as a function of temperature. The application of the time-temperature superposition principle to the results obtained by the VEL-DYN method allows the construction of master curves for both bituminous materials. These master curves are comparable to those determined in the laboratory on *in situ* cored samples.

TABLE DES MATIERES

Résumé détaillé ..... **iii**
Executive summary ..... **vii**
Table des matières ..... **xi**
Liste des tableaux ..... **xvii**
Liste des figures ..... **xxi**
Sigles et acronymes ..... **xxxv**
Principaux symboles ..... **xxxvii**
Notations et conventions ..... **xxxix**
Introduction générale **1**

Contexte 2
Problématique 2
Objectifs et limites de l'étude 3
Organisation de la thèse 3

Chapitre 1 : Etudes bibliographiques **5**

1. I. Introduction 6
1. II. Généralités sur les chaussées 6
1. II. 1. Structure des chaussées 6
1. II. 1. a. Structure type d'une chaussée souple *6*
1. II. 1. b. Matériaux de construction des chaussées souples *7*
1. II. 2. Sollicitations des chaussées 11
1. II. 2. a. Sollicitations liées aux contraintes climatiques *11*
1. II. 2. b. Sollicitations liées au trafic *11*
1. II. 3. Comportement mécanique des matériaux routiers 14
1. II. 3. a. Comportement des matériaux non liés *14*
1. II. 3. b. Comportement des mélanges bitumineux *16*
1. II. 3. c. Comportement des interfaces entre couches de chaussée *26*
1. II. 4. Principales méthodes utilisées pour le calcul des chaussées 27
1. II. 4. a. Méthodes élastostatiques de Boussinesq et de Burmister *27*
1. II. 4. b. Méthode des Eléments Finis *30*
1. II. 4. c. Méthode des Eléments Spectraux *32*
1. II. 4. d. Autres méthodes *32*
1. II. 5. Méthodes françaises de dimensionnement rationnel des chaussées 32
1. II. 5. a. Méthode pour le dimensionnement des chaussées routières *33*
1. II. 5. b. Méthode pour le dimensionnement des chaussées aéroportuaires *34*
1. II. 5. c. Apports des expérimentations en vraie grandeur *36*

1. III. Auscultation structurelle par la mesure de déflexion 37
1. III. 1. Auscultation structurelle et mesure de déflexion 37
1. III. 1. a. Objectifs et méthodes de l'auscultation structurelle *37*

1. III. 1. b. La mesure de déflexion pour l'auscultation structurelle ... *37*
1. III. 2. Principaux appareils pour la mesure de déflexion ... 37
1. III. 2. a. Description des principaux appareils ... *38*
1. III. 2. b. Comparaison des principaux appareils de mesure de déflexion ... *42*
1. III. 3. Le F/HWD et ses utilisations ... 45
1. III. 3. a. Description de l'appareil F/HWD et de son fonctionnement ... *45*
1. III. 3. b. Principaux facteurs d'influence sur les déflexions ... *54*
1. III. 3. c. Analyses des essais F/HWD ... *59*

1. IV. Conclusion du Chapitre 1 ... 66

Chapitre 2 : Campagnes expérimentales ... 67

2. I. Introduction ... 68
2. II. Présentation du HWD et de la planche d'essais ... 68
2. II. 1. Configuration de l'appareil HWD utilisé ... 68
2. II. 1. a. Présentation générale du HWD Carl Bro PRI3000 ... *68*
2. II. 1. b. Système de chargement ... *69*
2. II. 1. c. Système de mesure des déflexions ... *70*
2. II. 2. Présentation de la planche d'essais du STAC ... 71
2. II. 2. a. Présentation générale de la planche d'essais ... *71*
2. II. 2. b. Structure de chaussée ... *71*
2. II. 2. c. Mesure de la température ... *72*

2. III. Etudes préliminaires ... 75
2. III. 1. Etude du chargement ... 75
2. III. 1. a. Vérification du chargement par une instrumentation externe ... *75*
2. III. 1. b. Répartition de la pression sous une plaque ... *76*
2. III. 2. Etude des déplacements sous chargement HWD ... 77
2. III. 2. a. Mesures des déflexions ... *77*
2. III. 2. b. Mesure des déplacements radiaux ... *85*
2. III. 3. Etude d'un essai HWD typique ... 87
2. III. 3. a. Procédure predrop ... *88*
2. III. 3. b. Procédure drop ... *88*
2. III. 3. c. Procédure postdrop ... *88*

2. IV. Campagnes de mesures sur la planche d'essais ... 89
2. IV. 1. Campagne d'essais HWD sur la planche d'essais ... 89
2. IV. 1. a. Objectifs de la campagne d'essais HWD ... *89*
2. IV. 1. b. Protocole d'essai ... *89*
2. IV. 1. c. Traitement des données ... *90*
2. IV. 1. d. Synthèse des essais réalisés ... *94*
2. IV. 2. Caractérisation viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux en laboratoire ... 99
2. IV. 2. a. Objectifs de la campagne d'essais en laboratoire ... *99*
2. IV. 2. b. Extraction des matériaux ... *99*
2. IV. 2. c. Essai de module complexe en traction-compression ... *101*
2. IV. 2. d. Essai de module complexe par analyse dynamique ... *106*
2. IV. 2. e. Modélisations rhéologiques ... *109*

2. V. Conclusion du Chapitre 2 ... 112

Chapitre 3 : Méthodes numériques utilisées pour simuler l'essai F/HWD 113

3. I. Introduction sur les méthodes numériques utilisées 114
3. II. Hypothèses de modélisation retenues pour l'essai HWD 114
3. II. 1. Géométrie de l'essai HWD 114
3. II. 2. Conditions limites de l'essai HWD 115
3. II. 2. a. Chargement 115
3. II. 2. b. Conditions loin du chargement 115
3. II. 3. Equilibres dynamique et quasi-statique 116
3. II. 4. Comportements des matériaux et des interfaces 117

3. III. Méthode temporelle des Eléments Finis 117
3. III. 1. Principe de la Méthode des Eléments Finis 117
3. III. 1. a. Principe de résolution dans le domaine temporel 117
3. III. 1. b. Discrétisation et interpolation 117
3. III. 2. Dimensionnement du modèle éléments finis 118
3. III. 2. a. Détermination de la taille du domaine à modéliser 118
3. III. 2. b. Optimisation du maillage 120
3. III. 3. Prise en compte du comportement viscoélastique linéaire 122
3. III. 3. a. Adaptation du logiciel Comsol® pour les calculs avec viscoélasticité linéaire 122
3. III. 3. b. Vérification par comparaison avec des expressions analytiques sur un exemple simple .. 124
3. III. 4. Applications de la Méthode des Eléments Finis à des charges roulantes 126
3. III. 4. a. Simulation d'un boggie à deux essieux 126
3. III. 4. b. Simulation d'un boggie à trois essieux 129

3. IV. Méthode fréquentielle des Eléments Spectraux 130
3. IV. 1. Description de l'équilibre dans un élément spectral 131
3. IV. 2. Expressions des déplacements et des contraintes au sein d'un élément spectral 132
3. IV. 2. a. Dans le cas de l'équilibre quasi-statique 132
3. IV. 2. b. Dans le cas de l'équilibre dynamique 133
3. IV. 3. Conditions de frontière des éléments spectraux 135
3. IV. 3. a. Frontière de surface 136
3. IV. 3. b. Frontière entre deux éléments spectraux 139
3. IV. 3. c. Frontière profonde 140
3. IV. 4. Généralisation au comportement viscoélastique 140
3. IV. 5. Méthode de calcul 141
3. IV. 5. a. Transformée de Fourier discrète du chargement 142
3. IV. 5. b. Détermination des coefficients liés aux conditions de frontière 142
3. IV. 5. c. Calcul des Fonctions de Réponse Fréquentielles 143
3. IV. 5. d. Retour dans le domaine temporel 144

3. V. Comparaisons des deux méthodes 144
3. V. 1. Comparaison des résultats calculés par les deux méthodes 144
3. V. 1. a. Comparaison des bassins (pseudo-)statiques de déflexion 144
3. V. 1. b. Comparaison des historiques temporels de déflexion 146
3. V. 1. c. Comparaison des contraintes et déformations 147
3. V. 1. d. Comparaison des temps de calcul pour l'essai HWD 148
3. V. 2. Avantages et limites des méthodes numériques utilisées 148

3. VI. Conclusion du Chapitre 3 150

Chapitre 4 : Etudes expérimentales et numériques des déflexions 151

4. I. Introduction 152
4. II. Influence des effets dynamiques sur les déflexions 152
4. II. 1. Mise en évidence des effets dynamiques lors de l'essai F/HWD 152
4. II. 1. a. Constats expérimentaux sur la planche d'essais du STAC 152
4. II. 1. b. Simulation numérique d'un exemple d'essai F/HWD 154
4. II. 2. Effet de la durée du chargement 156
4. II. 3. Effets de la structure de chaussée 157
4. II. 3. a. Etude des effets dynamiques au sein d'un massif homogène élastique linéaire 157
4. II. 3. b. Effet de la présence d'une interface entre couches de chaussée 159
4. II. 4. Synthèse sur les effets dynamiques 162

4. III. Influence des matériaux bitumineux sur les déflexions 163
4. III. 1. Détermination de la zone d'influence des matériaux bitumineux 163
4. III. 2. Effets de la température 164
4. III. 3. Effets du comportement viscoélastique linéaire 167
4. III. 3. a. Influence de la durée du chargement 168
4. III. 3. b. Comparaison des approches élastique et viscoélastique des enrobés bitumineux 169
4. III. 3. c. Conséquences de la superposition temps-température 171
4. III. 3. d. Etude de sensibilité des déflexions par rapport aux constantes du modèle 2S2P1D 172
4. III. 4. Synthèse sur l'influence des matériaux bitumineux 176

4. IV. Influence du comportement des interfaces entre couches de chaussée 176
4. IV. 1. Influence sur le fonctionnement mécanique de la structure de chaussée 177
4. IV. 2. Influence des interfaces sur les déflexions 179
4. IV. 3. Effet de la température sur la qualité du collage à l'interface 180
4. IV. 4. Synthèse sur l'influence des interfaces entre couches de chaussée 183

4. V. Conclusion du Chapitre 4 183

Chapitre 5 : Analyse inverse de l'essai F/HWD 185

5. I. Introduction 186
5. II. Mise en place de trois méthodes d'analyse inverse 186
5. II. 1. Définition des méthodes d'analyse inverse 186
5. II. 1. a. Schéma global d'analyse inverse 186
5. II. 1. b. Hypothèses mécaniques d'analyse inverse 188
5. II. 1. c. Processus d'optimisation 190
5. II. 1. d. Synthèse des méthodes d'analyse développées 192
5. II. 2. Vérification des méthodes par analyse inverse de jeux de données simulés 193
5. II. 2. a. Vérification des méthodes élastostatique (EL-STAT) et élastodynamique (EL-DYN) 193
5. II. 2. b. Vérification de la méthode viscoélastique dynamique (VEL-DYN) 197

5. III. Evaluation des méthodes d'analyse inverse 202
5. III. 1. Influence de la non prise en compte des effets dynamiques 202
5. III. 1. a. Sur un massif homogène 203
5. III. 1. b. Sur une structure de chaussée bicouche 203
5. III. 1. c. Sur une structure de chaussée à trois couches 204
5. III. 2. Influence d'erreurs sur les paramètres fixés 205
5. III. 2. a. Effet d'une erreur de mesure des épaisseurs de couches 206

5. III. 2. b. Effet d'une mauvaise estimation des coefficients de Poisson *207*
5. III. 2. c. Effet d'une mauvaise estimation des masses volumiques *207*
5. III. 3. Synthèse de l'évaluation des méthodes d'analyse inverse développées 208
5. IV. Application des méthodes d'analyse inverse aux essais HWD sur la planche du STAC . 208
5. IV. 1. Structure de chaussée et configuration de l'appareil HWD 208
5. IV. 2. Résultats d'analyse inverse 209
5. IV. 2. a. Application de la méthode d'analyse élastostatique (EL-STAT) *210*
5. IV. 2. b. Application de la méthode d'analyse élastodynamique (EL-DYN) *211*
5. IV. 2. c. Application de la méthode d'analyse viscoélastique dynamique (VEL-DYN) *212*
5. IV. 3. Qualité des procédures d'analyse inverse 213
5. IV. 3. a. Valeurs initiales et convergence des méthodes d'analyse inverse *213*
5. IV. 3. b. Correspondance entre déflexions mesurées et simulées *214*
5. IV. 4. Etude comparative des résultats d'analyse inverse 216
5. IV. 4. a. Propriétés mécaniques des matériaux granulaires *216*
5. IV. 4. b. Propriétés mécaniques des matériaux bitumineux *218*
5. V. Conclusion du Chapitre 5 223
Conclusion générale 225
Synthèse et discussion des résultats 226
Conclusions sur les mesures à l'aide de l'appareil HWD 226
Conclusions sur l'implication des effets dynamiques 227
Conclusions sur le comportement des matériaux bitumineux 227
Perspectives 228
Références bibliographiques 231
Annexe A : Données des Essais HWD sur la planche du STAC 249
Annexe B : Mesures de densité au banc gammadensimétrique 263
Annexe C : Analyses inverses des essais HWD 265

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 – Illustration du principe de superposition pour des sollicitations en déformation 17
Tableau 1.2 – Comparaison des appareils de mesure de la déflexion 44
Tableau 1.3 – Comparaison des valeurs de charge maximale prédites par le modèle masse-ressort et mesurées (Broutin, 2010) 47
Tableau 1.4 – Influence du type de plaque (diam. 30 cm) sur la surface de contact plaque-chaussée, d'après Touma, Crovetti, & Shanin (1991) 49
Tableau 1.5 – Principaux paramètres du bassin de déflexion (Doré & Zubeck, 2009 ; Grenier, 2007 ; Zheng et al., 2017) 59
Tableau 1.6 – Analyse de quelques paramètres du bassin de déflexion (Michalak & Scullion, 1987). 60
Tableau 2.1 – Positions des géophones du HWD Carl Bro, en centimètres 70
Tableau 2.2 – Comparaisons absolue et relative des maxima de déflexion 84
Tableau 2.3 – Vérification de la répétabilité de l'essai N°4 au niveau de charge 280 kN 90
Tableau 2.4 – Températures dans les matériaux bitumineux lors des essais HWD 95
Tableau 2.5 – Bassins pseudo-statiques de déflexion mesurés lors des essais HWD et rapportés à la charge cible 280 kN 97
Tableau 2.6 – Dimensions et teneurs en vides (méthode géométrique) des éprouvettes de BBA et de GB 100
Tableau 2.7 – Constantes du modèle 2S2P1D et de l'équation de Williams-Landel-Ferry calibrées sur les données expérimentales des essais de traction-compression (TC) et d'analyse dynamique (DA) 109
Tableau 3.1 - Equations d'équilibre quasi-statique et dynamique 116
Tableau 3.2 – Structure de chaussée utilisée pour la détermination de la taille du domaine à modéliser et l'optimisation des paramètres de maillage 118
Tableau 3.3 – Tailles des éléments des maillages initial et optimisé 120
Tableau 3.4 – Structure de chaussée utilisée pour la simulation du passage d'un atterrisseur principal d'Airbus A340 127
Tableau 3.5 - Constantes du modèle 2S2P1D utilisées pour simuler le comportement viscoélastique des couches en matériaux bitumineux 127
Tableau 3.6 – Constantes du modèle KVG (n = 9) à T_{ref} = 9.3°C, calibrées sur le modèle 2S2P1D . 127
Tableau 3.7 – Fonctions de réponse fréquentielles dans le cas de l'équilibre statique au sein d'une couche 132
Tableau 3.8 – Fonctions de Réponse Fréquentielles dans le cas de l'équilibre dynamique au sein d'une couche 135
Tableau 3.9 – Structure de chaussée utilisée pour la comparaison des maxima de déflexion 144
Tableau 3.10- Structure de chaussée utilisée pour la comparaison des historiques de déflexion 146
Tableau 3.11 – Constantes du modèle 2S2P1D utilisées pour les matériaux EB_1 et EB_2 146
Tableau 3.12 – Constantes du modèle KVG(n = 14) à T_{ref} = 15°C, calibrées sur le modèle 2S2P1D, pour les matériaux EB_1 et EB_2 146

Tableau 3.13 – Comparaison des maxima de déflexion calculés par la MEF et la MES. Simulation réalisée sur une chaussée quatre couches en considérant un comportement viscoélastique des couches bitumineuses et un historique de chargement mesuré lors d'un essai HWD 147
Tableau 3.14 – Temps moyens en secondes pour le calcul de l'essai HWD 148
Tableau 3.15 – Analyse comparative des avantages et des limites de lAa MES et de la MEF..... 149
Tableau 4.1 – Structure de chaussée 154
Tableau 4.2 – Structure de chaussée du massif homogène..... 157
Tableau 4.3 – Comparaison des vitesses de déplacements des ondes de volume (P et S) et du front d'onde calculé pour les essais F/HWD 159
Tableau 4.4 – Structure de chaussée du massif bicouche 160
Tableau 4.5 – Structure de chaussée du massif bicouche 163
Tableau 4.6 – Statistiques des 25 bassins pseudo-statiques de déflexion mesurés lors de la campagne expérimentale..... 164
Tableau 4.7 – Structure de chaussée du massif bicouches..... 167
Tableau 4.8 – Constantes du modèle viscoélastique linéaire 2S2P1D et de l'équation de WLF 167
Tableau 4.9 – Constantes du modèle viscoélastique linéaire 2S2P1D et de l'équation de WLF 171
Tableau 4.10 – Structure de chaussée du massif bicouche 173
Tableau 4.11 – Constantes 2S2P1D de référence du matériau bitumineux..... 173
Tableau 4.12 – Valeurs explorées pour les paramètres du modèle 2S2P1D 173
Tableau 4.13 – Résultats des études de sensibilité sur les paramètres du modèle 2S2P1D entre 0°C et 30°C..... 174
Tableau 4.14 – Structure de chaussée avec interface..... 177
Tableau 4.15 – Structure de chaussée avec interface..... 179
Tableau 4.16 – Structure de chaussée avec interface viscoélastique linéaire 181
Tableau 4.17 – Constantes 2S2P1D et WLF pour la modélisation viscoélastique linéaire de l'interface AC_1/AC_2 181
Tableau 5.1 - Hypothèses mécaniques et d'optimisation des méthodes d'analyse inverse..... 192
Tableau 5.2 - Paramètres fixés et à déterminer pour les trois méthodes d'analyse inverse 192
Tableau 5.3 –Modules utilisés pour les simulations directes et obtenus par analyse inverse..... 194
Tableau 5.4 – Structure de chaussée et propriétés mécaniques des matériaux pour le calcul direct 197
Tableau 5.5 – Constantes du modèle viscoélastique linéaire 2S2P1D et de l'équation de WLF 198
Tableau 5.6 – Constantes obtenues par analyse inverse VEL-DYN 198
Tableau 5.7 – Structure de chaussée utilisée (gammes de valeurs) pour la vérification de la méthode VEL-DYN..... 200
Tableau 5.8 – Propriétés mécaniques du massif homogène..... 203
Tableau 5.9 – Structure de chaussée bicouche..... 203
Tableau 5.10 – Structure de chaussée à trois couches..... 204
Tableau 5.11 – Structure de chaussée de référence utilisée pour le calcul élastodynamique direct . 206
Tableau 5.12 – Résultats d'analyse inverse (EL-DYN) avec biais d'épaisseur pour la couche AC ... 207
Tableau 5.13 – Effet d'une mauvaise estimation des coefficients de Poisson 207
Tableau 5.14 – Effet d'une mauvaise estimation des masses volumiques..... 208
Tableau 5.15 – Positions des géophones du HWD Carl Bro, en centimètres 209

Tableau 5.16 – Résultats d'analyse inverse des essais HWD par la méthode élastostatique (EL-STAT) 210
Tableau 5.17 – Résultats d'analyse inverse des essais HWD par la méthode élastostatique (EL-DYN) 211
Tableau 5.18 - Résultats d'analyse inverse des essais HWD par la méthode viscoélastique dynamique (VEL-DYN)..... 212
Tableau 5.19 – Valeurs initiales et bornes supérieures et inférieures des paramètres déterminés lors de l'analyse inverse selon les trois méthodes proposées 213
Tableau 5.20 – Comparaison des constantes du modèle 2S2P1D calibré à partir des essais de laboratoire et des essais HWD pour les matériaux BBA et GB 223

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 – Structure d'une chaussée souple 6
Figure 1.2 – Exemples de courbes granulométriques continue (en bleu) et discontinue (en rouge) 8
Figure 1.3 – Schématisation des sollicitations induites par la température (Di Benedetto & Corté, 2004) 11
Figure 1.4 – Schématisation des sollicitations induites par le trafic (Di Benedetto & Corté, 2004) 12
Figure 1.5 - Etat de déformation d'une chaussée sous le chargement d'une roue jumelée standard de 65 kN 12
Figure 1.6 – Etat de contrainte d'une chaussée sous le chargement d'une roue jumelée standard de 65 kN 13
Figure 1.7 – Directions des contraintes principales au passage d'une charge roulante (reproduit de Doré (2009)) 13
Figure 1.8 – Déformations selon les directions (a) transversale et (b) longitudinale au passage d'un boggie à trois essieux (LCPC-Airbus-STBA, 2001) 14
Figure 1.9 – Définition du module de cisaillement G et du ratio d'amortissement D sous sollicitation 15
Figure 1.10 – Evolutions normalisées du module de cisaillement et de l'amortissement d'argiles en fonction de l'amplitude de déformation (Dobry & Vucetic, 1987 ; Vucetic & Dobry, 1991) (0.01 % correspond à 1 µm/m) 15
Figure 1.11 – Domaines de comportement des matériaux bitumineux (Di Benedetto & Corté, 2004) 16
Figure 1.12 – Expériences fondamentales sur matériau viscoélastique : (a) effacement ; (b) fluage ; (c) relaxation 17
Figure 1.13 – Signaux de contrainte et de déformations axiale et radiale mesurés lors d'un essai de module complexe sur éprouvette cylindrique à 20.8°C et 0.3 Hz 18
Figure 1.14 – Essai de module complexe et modélisation 2S2P1D : (a) isothermes et courbe maîtresse de la norme de E* ; (b) isothermes et courbe maîtresse de l'angle de phase de E* ; (c) isothermes et courbe maîtresse de la norme de v* ; (d) isothermes et courbe maîtresse de l'angle de phase de v* ; (e) Espace de Black. (Q. T. Nguyen, 2011) 19
Figure 1.15 – Dissipation d'énergie au cours d'un cycle sous sollicitation sinusoïdale 20
Figure 1.16 – Facteurs de décalage a_T et équation WLF (T_{ref} = 9.5°C) (Q. T. Nguyen, 2011) 21
Figure 1.17 – Corps rhéologiques élémentaires en 1D 21
Figure 1.18 – Modèle de Maxwell (M) 22
Figure 1.19 – Modèle de Kelvin-Voigt (KV) 22
Figure 1.20 – Modèle de Maxwell Généralisé (MG) à n éléments 22
Figure 1.21 – Modèle de Kelvin-Voigt Généralisé (KVG) à n éléments 22
Figure 1.22 – Modèle de Huet 23
Figure 1.23 – Modèle de Huet-Sayegh 23
Figure 1.24 – Modèle 2S2P1D 23
Figure 1.25 – Résultats de calibration du modèle de KVG(n = 15) sur le modèle 2S2P1D (Tiouajni, Di Benedetto, Sauzéat, et al., 2011) 24

Figure 1.26 – Exemple de comparaison de l'angle de phase du modèle 2S2P1D et de son approximation à l'aide des relations de Kramers-Kronig : (a) Superposition des courbes ; (b) Différence d'angle de phase 25
Figure 1.27 – Essais de fatigue à 10°C et 10 Hz : (a) Evolution de la norme et de l'angle de phase du module complexe au cours d'un essai de fatigue sur enrobé bitumineux (Tapsoba, Sauzéat, & Di Benedetto, 2013) ; (b) Courbes de Wöhler déduites en utilisant six critères de rupture différents (Tapsoba, Sauzéat, Di Benedetto, et al., 2014) 26
Figure 1.28 – Géométrie du massif de Boussinesq 28
Figure 1.29 – Applications de la méthode de Boussinesq : (a) contrainte verticale ; (b) déflexion 28
Figure 1.30 – Massif multicouche utilisé pour le calcul selon la méthode de Burmister 28
Figure 1.31 – Calcul de la déflexion dans une chaussée à trois couches. Une charge circulaire (22.5 cm de rayon) de 1 MPa est appliquée en surface 29
Figure 1.32 – Maillage utilisé par Duncan, Monismith, & Wilson (1968) 30
Figure 1.33 – Composantes harmoniques d'une charge FWD (Sebaaly, Mamlouk, & Davis, 1986) ... 31
Figure 1.34 – Essieu isolé de 130 kN à roues jumelées 34
Figure 1.35 – Désignation des ouvrages constituant l'aire de mouvement d'un aérodrome (STAC, 2009) 34
Figure 1.36 – Déformation à la base des matériaux bitumineux sous le train d'atterrissage principal d'un Airbus A380-800 35
Figure 1.37 – Expérimentations en grandeur réelle : (a) manège de fatigue circulaire de l'IFSTTAR (© IFSTTAR) ; (b) Véhicule de simulation utilisé lors du PEP et du HTPT (© STAC) 36
Figure 1.38 – Evolution du coefficient de calage k_c : (a) pour les chaussées aéroportuaires (STAC, 2016) ; (b) pour les chaussées routières (SETRA-LCPC, 1994) 36
Figure 1.39 – Principaux appareils de mesure de déflexion : (a) Déflectographe ; (b) Curviamètre ; (c) Falling Weight Deflectometer ; (d) Traffic Speed Deflectometer ; (e) Rapid Pavement Tester ; (f) Rolling Weight Deflectometer 38
Figure 1.40 – Principe de mesure de la poutre Benkelman 39
Figure 1.41 – Principe de mesure du curvimètre 39
Figure 1.42 – Illustration des biais de mesure du déflectographe et du curviamètre, d'après les calculs réalisés par Le Boursicaud (2018) 40
Figure 1.43 – Modèle analogique du RWD à 14 degrés de liberté (Lee, 2019) 41
Figure 1.44 – Mesures comparatives d'un FWD, d'un curviamètre, de deux déflectographes et d'un capteur de référence ancré (Simonin, Geffard, & Hornych, 2015) 42
Figure 1.45 – Intercomparaison du déflectographe Flash, du FWD et du TSD (adapté de Simonin, Lièvre, Rasmussen, et al. (2005)) 43
Figure 1.46 – Prototypes de déflectomètres à boulet (Bonitzer & Leger, 1967 ; Bretonnière, 1963) ... 45
Figure 1.47 – Schéma de fonctionnement du FWD 46
Figure 1.48 – Quelques modèles de déflectomètres à masse tombante : (a) HWD Carl Bro PRI3000 (STAC) ; (b) FWD KUAB 50 (Colas Hongrie) ; (c) HWD Dynatest 8082 (STAC) ; (d) HFWD Rincent Heavydyn (Rincent NDT) 46
Figure 1.49 – Modèles à un degré de liberté proposés par (a) Sebaaly, Davis, & Mamlouk (1986) et (b) Madsen & Levenberg (2017) 48

Figure 1.50 – Effets de (a) la hauteur de chute et (b) la masse tombante sur les signaux de charge d'un FWD. Mesures (pointillés) et modélisation (trait plein). (Madsen & Levenberg, 2017) 48
Figure 1.51 – Photographies d'un HWD Dynatest 8082 : (a) vue de dessous ; (b) vue d'un géophone. (Photographies JM Roussel) 49
Figure 1.52 – Données d'un essai FWD (Grenier, 2007) : Historique de chargement, historiques de déflexion et bassin pseudo-statique de déflexion 51
Figure 1.53 – Contenu fréquentiel des signaux de charge et de déflexion (Grenier, 2007) 52
Figure 1.54 – Fonctions de Réponse Fréquentielle (Magnuson, 1988) 52
Figure 1.55 – Bassins pseudo-statiques de déflexion mesurés à 5°C et 35°C (Straube & Jansen, 2009) 54
Figure 1.56 – Modules d'enrobés obtenus par analyse inverse élastostatique en fonction de la température (FHWA, 2000) 55
Figure 1.57 – Illustration de la ligne d'influence des déflexions 57
Figure 1.58 – Effets du substratum (Foinquinos-Mera, 1996) : (a) Historiques de déflexion avec substratum peu profond ; (b) Historiques de déflexion avec substratum très profond ; (c) Bassins pseudo-statiques de déflexion 58
Figure 1.59 – Méthodes d'estimation de la profondeur du substratum : (a) Méthode pseudostatique d'Irwin (2002) ; (b) Méthode dynamique de Foinquinos (1995) 58
Figure 1.60 – Illustration de quelques paramètres du bassin de déflexion 59
Figure 1.61 – Schéma général d'analyse inverse des essais F/HWD (adapté de Lytton (1989)) 61
Figure 1.62 – Analyse inverse élastodynamique d'essais F/HWD : (a) avec le logiciel PREDIWARE (Broutin, 2010) ; (b) avec le logiciel DYNAPAV-UL (Grenier & Konrad, 2009) 62
Figure 1.63 – Exemple d'analyse inverse viscoélastique et d'application du principe de superposition temps-température (Lee, Ayyala, & Von Quintus, 2017) 63
Figure 1.64 – Comparaison de trois méthodes d'optimisation itérative. Erreur en fonction du nombre d'itérations (Al-Khoury, Scarpas, Kasbergen, et al., 2001a) 64
Figure 2.1 – HWD Carl Bro PRI3000 du STAC (photographie JM Roussel) 68
Figure 2.2 – Schéma du système de chargement du HWD Carl Bro (schéma STAC) 69
Figure 2.3 – Schémas à l'échelle de la plaque de chargement segmentée de 45 cm de diamètre (schéma STAC). (a) vue de côté. (b) vue 3D. (c) vue de dessous 69
Figure 2.4 – (a) Poutre et géophones fixes (STAC, 2014). (b) Géophones déportés (photographie JM Roussel). (c) Géophone vu de dessus (photographie JM Roussel). (d) Géophone vu de dessous (photographie JM Roussel) 70
Figure 2.5 – Vue aérienne de la planche d'essais du STAC (photographie STAC) 71
Figure 2.6 – Structure de chaussée de la planche d'essais au niveau du point de mesure HWD 72
Figure 2.7 – Dispositif de mesure de température dans les couches de matériaux bitumineux (STAC, 2012) : (a) points de mesure ; (b) carotte instrumentée avec des sondes PT100 ; (c) centrale d'acquisition 73
Figure 2.8 – Exemples de mesure de la température dans les matériaux bitumineux. (a) Température journalière moyenne de la chaussée. (b) Températures instantanées à quatre profondeurs différentes. 73

Figure 2.9 – (à gauche) Photographie du système de pesage dynamique (photographie STAC). (à droite) Comparaison des charges mesurées par le HWD et par le système de pesage dynamique 75
Figure 2.10 – Dispositif expérimental pour la mesure de la pression sous une plaque rigide : (a) schéma global ; (b) détails de la membrane sensible à la pression ; (c) photographie de la plaque et emplacement des pastilles de la membrane 76
Figure 2.11 – (a) Mesure de la pression sous une plaque rigide avec caoutchouc crénelé. (b) Evolution de la surface de contact en fonction de la charge totale et images interprétées du papier Fujifilm Prescale® 77
Figure 2.12 – Schéma général de l'instrumentation complémentaire 78
Figure 2.13 – Système de fixation des accéléromètres sur les géophones du HWD (photographies JM Roussel) 78
Figure 2.14 – Positions des accéléromètres placés sur les géophones du HWD 78
Figure 2.15 – Modèle de géophone à un seul degré de liberté 79
Figure 2.16 – Gain et phase d'un géophone *Iongeo SM6 4.5 Hz* 80
Figure 2.17 – Vitesses verticales de la surface de la chaussée et de la masse du géophone 80
Figure 2.18 – Gain et angle de phase du filtre de correction 81
Figure 2.19 – Déflexions calculées à partir de signaux de vitesse brut (rose) et corrigé (bleu) 81
Figure 2.20 – Contenus fréquentiels des signaux géophones bruts (en rose) et corrigés (en bleu) 82
Figure 2.21 – Déflexions calculées à partir du signal de vitesse brut (en rose) et corrigé (en bleu) 82
Figure 2.22 – Exemples de courbes d'étalonnage pour trois accéléromètres (2 g, 5 g et 10 g) 83
Figure 2.23 – Exemple de mesures d'accélération à des distances radiales de 40 cm et 240 cm 83
Figure 2.24 – Intégrations temporelles des mesures d'accélération à 40 cm et 240 cm : (a) vitesse obtenue par une première intégration ; (b) déflexion obtenue par une seconde intégration 84
Figure 2.25 – Comparaison des historiques temporels de déflexion 85
Figure 2.26 – Capteurs 3D Tromino® posés à côté des géophones du HWD (photographie JM Roussel) 86
Figure 2.27 – Maxima de déflexion (en rouge) et de déplacements radiaux (en vert) 86
Figure 2.28 – (a) Accélérations radiales mesurées. (b) Vitesses radiales obtenues par intégration. (c) Déplacements radiaux obtenus par double intégration 87
Figure 2.29 – Historique de charge d'une séquence HWD complète 87
Figure 2.30 – Historique de déflexion calculé à partir du signal d'un géophone (corrigé et intégré) au cours d'un lâcher de masse 88
Figure 2.31 – Structure de chaussée simplifiée au niveau de la zone d'essai HWD 89
Figure 2.32 – Illustration de la méthodologie utilisée pour corriger les historiques temporels de déflexion 92
Figure 2.33 – Application de la correction aux historiques temporels de déflexion de l'essai N°4 92
Figure 2.34 – Fonctions de Réponse Fréquentielles (FRF) calculées (a) à partir d'historiques de déflexion non corrigés et (b) à partir d'historiques corrigés. 93
Figure 2.35 – Exemple d'un profil de température et températures moyennes par couches 94
Figure 2.36 – Températures moyennes lors des essais dans la chaussée (en rouge), dans la couche de BBA (en vert) et dans la couche de GB (en bleu) 98

Figure 2.37 – Températures mesurées dans les couches en matériaux bitumineux de la planche d'essais au cours de la campagne d'essais HWD 98
Figure 2.38 – Bassins pseudo-statiques de déflexion mesurés au cours de la campagne d'essais HWD et rapportés à la charge de 280 kN 99
Figure 2.39 – Schéma du bloc extrait de la planche d'essais et éprouvettes carottées 100
Figure 2.40 – Vue de profil du bloc extrait 100
Figure 2.41 – Indices des vides des matériaux BBA et GB 101
Figure 2.42 – Montage expérimental pour l'essai de module complexe. (a) schéma global. (b) photographie du montage. (c) photographie d'un capteur à courants de Foucault. (d) photographie d'un extensomètre. (photographies JM Roussel) 102
Figure 2.43 – Essai de module complexe. Marqueurs : signaux mesurés pendant l'essai de module complexe sur le matériau GB à 1 Hz et 14.7°C. Lignes : sinusoïdes ajustées sur les données expérimentales 102
Figure 2.44 – Données expérimentales et courbes maîtresses de l'essai de module complexe sur l'éprouvette BBA-1 104
Figure 2.45 – Données expérimentales et courbes maîtresses de l'essai de module complexe sur l'éprouvette GB-1 105
Figure 2.46 – Schéma du dispositif expérimental pour l'essai d'analyse dynamique 106
Figure 2.47 – Exemples de signaux temporels provenant d'un essai d'analyse dynamique sur l'éprouvette GB-1 106
Figure 2.48 – Réponse fréquentielle de l'éprouvette GB-1 107
Figure 2.49 – Résultats de l'essai d'analyse dynamique sur l'éprouvette BBA-1 108
Figure 2.50 – Facteurs de décalage a_T expérimentaux (exp.) et équations de WLF calibrées pour les essais d'analyse dynamique (DA) et de traction-compression (TC) 109
Figure 2.51 – Calibration du modèle 2S2P1D sur les résultats de l'essai de module complexe par traction-compression 110
Figure 2.52 - Calibration du modèle 2S2P1D sur les résultats de l'essai de module complexe par analyse dynamique 111
Figure 3.1 – Contraintes s'exerçant sur un volume élémentaire en géométrie axisymétrique dans le cadre des hypothèses retenues pour la simulation de l'essai HWD 114
Figure 3.2 – Evolution temporelle (en rouge) d'une charge HWD et (en bleu) d'un demi-sinus 115
Figure 3.3 – Hypothèses de géométrie et de conditions limites pour la simulation de l'essai HWD .. 116
Figure 3.4 – Eléments finis quadratiques de Lagrange : (a) quadrangle à 8 nœuds ; (b) hexaèdre à 20 nœuds 118
Figure 3.5 – Déflexion calculée en r = 0 m et en r = 2.10 m dans le cas statique pour différentes tailles de domaine 119
Figure 3.6 – Déflexion causée par les ondes réfléchies en r = 0 m et en r = 2.10 m pour différentes tailles de domaine. Deux conditions de frontière testées : déplacements imposés (marqueurs cercles) et frontières faiblement réfléchissantes (marqueurs triangles) 119
Figure 3.7 – Maillages éléments finis (à gauche) avant et (à droite) après optimisation 120
Figure 3.8 – Etude de convergence sur les paramètres du maillage 121
Figure 3.9 – Représentation analogique du modèle de Kelvin-Voigt Généralisé 122

Figure 3.10 – Géométrie, maillage et conditions limites utilisés pour la simulation sur cylindre viscoélastique linéaire isotrope 124
Figure 3.11 – Simulation d'un essai de fluage sur cylindre viscoélastique linéaire isotrope. Comparaison des déformations calculées analytiquement (Equation 3.14) et numériquement (Comsol®)..... 125
Figure 3.12 – Champs de déplacement horizontal et vertical calculés pour l'essai de fluage à t = 0.5 s 125
Figure 3.13 - Simulation d'un essai de traction-compression sur cylindre viscoélastique linéaire isotrope. Comparaison des déformations calculées analytiquement (Equation 3.15) et numériquement (Comsol®) 126
Figure 3.14 – Géométrie du cas de charge considéré : (a) vue globale ; (b) détails du boggie A340.127
Figure 3.15 – Maillage et conditions limites 128
Figure 3.16 – Déformation transversale dans l'axe des roues (x = 70 cm)..... 128
Figure 3.17 – Déformation transversale relevée au point de mesure (voir Figure 3.16) pour les mesures du PEP (EXP) et les simulations en considérant un comportement élastique (FEM LE) et viscoélastique (FEM LVE) des couches bitumineuses 129
Figure 3.18 – Atterrisseur principal d'un Airbus A350-1000. (a) Photographie *flight-report.com*. (b) Géométrie utilisée pour les simulations numériques (d'après la base de données FICAV) 129
Figure 3.19 – Influence de la vitesse de déplacement d'un boggie à trois essieux sur les déformations (a) transversale et (b) longitudinale..... 130
Figure 3.20 – Représentation d'un élément spectral 131
Figure 3.21 – Conditions de frontière à la surface du premier élément spectral 136
Figure 3.22 – Historiques de déflexion calculés avec différentes valeurs du paramètre R. Le paramètre M est ici fixé à 8 000..... 137
Figure 3.23 – Coefficient de distribution spatiale S en fonction du paramètre m, pour une plaque de chargement de 22.5 cm de rayon..... 138
Figure 3.24 – Déflexions maximales calculées avec différentes valeurs du paramètre M. Le paramètre R est ici fixé à 300 m. 138
Figure 3.25 – Schéma d'une frontière entre les éléments spectraux l et l+1 139
Figure 3.26 – Conditions de frontière en profondeur sur le dernier élément spectral..... 140
Figure 3.27 – Principe de calcul des déflexions par la méthode des éléments spectraux 142
Figure 3.28 – Comparaison des bassins pseudo-statiques de déflexion calculés par la MEF et par la MES aux distances radiales 0, 50, 120 et 240 cm..... 145
Figure 3.29 – Comparaison des historiques de déflexion calculés par la MEF et la MES. Simulation réalisée sur une chaussée quatre couches en considérant un comportement viscoélastique des couches bitumineuses et un historique de chargement mesuré lors d'un essai HWD (Roussel, Di Benedetto, Sauzéat, et al., 2020a)..... 147
Figure 3.30 – Comparaison à l'instant t = 15 ms (a) des contraintes verticales en surface de la chaussée (b) des déformations radiales calculées en base de la couche EB_2 148
Figure 4.1 – Mise en évidence des effets dynamiques à partir des historiques temporels de déflexion et de charge de l'essai n°5. Les courbes ont été volontairement décalées verticalement. 153
Figure 4.2 – Bassin pseudo-statique et décalages temporels des maxima de déflexion de l'essai HWD n°5 153

Figure 4.3 – Historiques temporels de déflexion et de charge : simulations (a) dynamique et (b) quasi-statique. *Les identifications 18, 24 et 35 ms font référence à la Figure 4.5.* 154
Figure 4.4 – (a) Décalage temporel des maxima de déflexion ; (b) Estimation de la vitesse du front d'onde 155
Figure 4.5 – Déflexions instantanées à trois instants (18, 24 et 35 ms) et bassins de déflexion : (a) approche quasi-statique et (b) approche dynamique 155
Figure 4.6 – Courbes charge-déflexion : (a) approche quasi-statique et (b) approche dynamique 155
Figure 4.7 – Simulations élastodynamiques en considérant des charges de durées variables : (a) historiques temporels des signaux de charge ; (b) contenu fréquentiel des signaux de charge ; (c) historiques temporels de déflexion d_0 ; (d) historiques temporels de déflexion d_{240} 156
Figure 4.8 – Comparaison des bassins de déflexion dynamiques (pour différentes durées de chargement) et quasi-statique : (a) bassins de déflexion statique et dynamiques et (b) amplitudes maximales de déflexion en fonction de la durée du chargement 157
Figure 4.9 - Bassins de déflexion quasi-statiques et dynamiques calculés pour un massif homogène avec différents modules E 158
Figure 4.10 – Historiques temporels de déflexion quasi-statiques et dynamiques calculés pour un massif homogène avec différents modules E 158
Figure 4.11 – Etude de la propagation du front d'onde : (a) Décalages temporels des maxima de déflexion ; (b) Vitesse du front d'onde en fonction de la racine carré du module 159
Figure 4.12 – Comparaison des bassins de déflexion quasi-statique et dynamique sur deux exemples 160
Figure 4.13 – Influence du ratio entre les modules d'enrobé et de sol sur la différence moyenne entre les bassins de déflexion quasi-statique et dynamique pour trois épaisseurs H de matériaux bitumineux 160
Figure 4.14 – Comparaison des Fonctions de Réponse Fréquentielle quasi-statiques et dynamiques : (à gauche) d'une chaussée homogène et (à droite) d'une chaussée bicouche 161
Figure 4.15 – Illustration de la méthode de calcul du bassin quasi-statique de déflexion à partir des historiques temporels dynamiques 161
Figure 4.16 – Décalages temporels des maxima de déflexion pour différentes structures de chaussée 162
Figure 4.17 – Détermination de la zone d'influence du comportement des matériaux bitumineux sur les déflexions de surface : (a) étude de sensibilité de la déflexion par rapport au module de la couche AC ; (b) sensibilité pour différentes épaisseurs de couche AC ; (c) distance d'influence (RSD > 2 %) pour différentes épaisseurs de couche AC 163
Figure 4.18 – Sept bassins pseudo-statiques de déflexion mesurés lors de la campagne d'essais HWD pour différents profils de température dans les matériaux bitumineux 165
Figure 4.19 – Evolution (a) des écarts-types et de la déflexion moyenne et (b) du coefficient de variation des déflexions maximales en fonction de la distance radiale. Calcul réalisé sur les 25 essais de la campagne expérimentale 165
Figure 4.20 – Evolution de la déflexion maximale mesurée avec une amplitude de charge de 280 kN aux distances radiales de 0, 60, 120, 180, 240 et 400 cm en fonction de la température moyenne de la chaussée 165

Figure 4.21 – Effet de la température sur les Fonctions de Réponse Fréquentielle (calculées à partir des essais réalisés sur la planche du STAC) : (a) norme de la FRF au centre de la plaque de chargement ; (b) norme de la FRF à 240 cm ; (c) Coefficients de variation de la norme de la FRF 166
Figure 4.22 – Effet de la température pour différentes fréquences (1, 10 et 100 Hz) : (a) sur la norme ; (b) sur l'angle de phase du module complexe du matériau GB 167
Figure 4.23 – Simulations quasi-statiques en considérant un comportement viscoélastique linéaire du matériau bitumineux pour plusieurs durées de charge (T) : (a) signaux temporels de charge ; (b) contenu fréquentiel des signaux de charge ; (c) historiques temporels de la déflexion centrale .. 168
Figure 4.24 – Comparaison des bassins de déflexion quasi-statiques simulés en fonction de la durée de la charge 169
Figure 4.25 – Comparaison des bassins de déflexion en considérant un comportement élastique et viscoélastique linéaire pour le matériau bitumineux : (a) en régime quasi-statique ; (b) en régime dynamique 169
Figure 4.26 - Comparaison des historiques temporels des déflexions d_0 et d_{240} en considérant un comportement élastique et viscoélastique linéaire pour le matériau bitumineux : (a) en régime quasi-statique ; (b) en régime dynamique 170
Figure 4.27 - Comparaison des Fonctions de Réponse Fréquentielle (FRF) aux positions r = 0 cm, r = 60 cm et r = 120 cm, en considérant un comportement élastique et viscoélastique linéaire pour le matériau bitumineux : (a) en régime quasi-statique ; (b) en régime dynamique 171
Figure 4.28 – Représentation des propriétés viscoélastiques linéaires du matériau GB et de la gamme de fréquences sollicitées par l'essai F/HWD ([0 ;100] Hz) à trois températures (0°C, 15°C et 30°C) : (a) dans le plan Cole-Cole ; (b) dans l'espace de Black 172
Figure 4.29 – Courbes maîtresses calculées avec le modèle 2S2P1D pour le matériau GB à trois températures (0°C, 15°C et 30°C) : (a) norme et (b) angle de phase du module complexe 172
Figure 4.30 – Etude de sensibilité de la déflexion centrale (d_0) par rapport aux constantes 2S2P1D du matériau viscoélastique linéaire à T = 15°C 174
Figure 4.31 – Résultats des études de sensibilité sur les paramètres du modèle 2S2P1D entre 0°C et 30°C 175
Figure 4.32 – Influence des constantes du modèle 2S2P1D dans le plan Cole-Cole et effets de la température et de la fréquence 175
Figure 4.33 – (a) contrainte de cisaillement en fonction du saut de déplacement à l'interface à une distance radiale r = 30 cm ; (b) déformation radiale sur l'axe de symétrie à t = 15 ms 178
Figure 4.34 – Déformation radiale dans la chaussée à l'instant t = 15 ms : (a) interface AC_1/AC_2 parfaitement collée ; (b) interface AC_1/AC_2 parfaitement glissante 178
Figure 4.35 – Historiques temporels des déformations radiales à la base de la couche AC_1 et au sommet de la couche AC_2 pour plusieurs conditions d'interface 179
Figure 4.36 – Bassins de déflexion calculés avec différentes conditions pour l'interface AC_1/AC_2 : (a) raideur élastique ; (b) collage ou glissement parfait 180
Figure 4.37 – Interface AC_1/AC_2 : (a) Comportement viscoélastique à différentes températures (r = 30 cm) ; (b) Aire de l'ellipse en fonction de la température 181
Figure 4.38 – Historiques temporels des déformations radiales à la base de la couche AC_1 et au sommet de la couche AC_2 pour plusieurs températures en considérant une interface AC_1/AC_2 viscoélastique linéaire 182

Figure 4.39 – Bassins pseudo-statiques de déflexion calculés à différentes températures pour trois conditions d'interface AC_1/AC_2 : viscoélastique linéaire, parfaitement collée et parfaitement glissante 182
Figure 5.1 – Schéma général d'analyse inverse des essais F/HWD 187
Figure 5.2 – Application de l'approximation linéaire au modèle viscoélastique linéaire 2S2P1D 189
Figure 5.3 – Critères d'arrêt du processus d'optimisation 191
Figure 5.4 - Schéma général de vérification de la méthode d'analyse inverse EL-STAT 193
Figure 5.5 - Schéma général de vérification de la méthode d'analyse inverse EL-DYN 193
Figure 5.6 – Structure de chaussée étudiée pour les analyses EL-STAT et EL-DYN 194
Figure 5.7 – Vérification de la méthode EL-STAT sur un exemple 194
Figure 5.8 – Vérification de la méthode EL-DYN sur un exemple 195
Figure 5.9 – Structure de chaussée utilisée pour la vérification des méthodes EL-STAT et EL-DYN 195
Figure 5.10 - Vérification des méthodes d'analyse inverse EL-STAT et EL-DYN 196
Figure 5.11 – Méthodologie utilisée pour la validation de l'analyse inverse VEL-DYN avec approximation du module complexe 197
Figure 5.12 – Comparaison des valeurs |E*(30Hz)| du modèle 2S2P1D (calcul direct) et obtenues par analyse inverse VEL-DYN 198
Figure 5.13 – Comparaison des valeurs utilisées pour les simulations et obtenues par analyse inverse à 30 Hz : (a) norme du module complexe ; (b) angle de phase du module complexe 198
Figure 5.14 – Comparaison des modules complexes obtenus par analyse inverse et de ceux utilisés pour le calcul direct 199
Figure 5.15 – Procédure utilisée pour la vérification de la méthode VEL-DYN 199
Figure 5.16 – Vérification de la méthode d'analyse inverse VEL-DYN 201
Figure 5.17 – Procédure utilisée pour évaluer l'influence de la non prise en compte des effets dynamiques dans l'analyse inverse des données F/HWD 202
Figure 5.18 - Analyse inverse élastostatique de données simulées avec hypothèse élastodynamique pour un massif homogène 203
Figure 5.19 – Analyse inverse élastostatique de données simulées avec hypothèse élastodynamique pour une structure de chaussée bicouche 204
Figure 5.20 – Analyses inverses élastostatiques sur jeu de données simulées avec hypothèse élastodynamique 205
Figure 5.21 – Procédure pour évaluer l'influence d'incertitudes sur les paramètres fixés 206
Figure 5.22 – Influence d'une erreur d'épaisseur sur les résultats d'analyse élastodynamique (EL-DYN) 207
Figure 5.23 – Structures de chaussée considérées pour les analyses inverses 209
Figure 5.24 – Résultats d'analyse inverse selon la méthode EL-STAT 210
Figure 5.25 – Résultats d'analyse inverse selon la méthode EL-DYN 211
Figure 5.26 – Résultats d'analyse inverse selon la méthode VEL-DYN 213
Figure 5.27 – Erreurs finales pour les méthodes d'analyse inverse dynamiques : (a) pour chaque essai HWD ; (b) valeurs moyennes et dispersion (écart-type) 214
Figure 5.28 – Analyse inverse EL-STAT-4 layers : (a) Meilleure optimisation ; (b) Moins bonne optimisation 215
Figure 5.29 – Meilleure optimisation EL-DYN-4 layers. Erreur finale 5.2 % (HWD test n°1) 215

Figure 5.30 – Moins bonne optimisation EL-DYN-4 layers. Erreur finale 17.5 % (HWD test n°24).... 215
Figure 5.31 – Meilleure optimisation VEL-DYN-4 layers. Erreur finale 1.8 % (HWD test n°2) 215
Figure 5.32 - Moins bonne optimisation VEL-DYN-4 layers. Erreur finale 4.0 % (HWD test n°23) 216
Figure 5.33 – Modules des couches granulaires GNT et SOL obtenus par les trois méthodes d'analyse inverse sur une structure de chaussée à trois et quatre couches..... 217
Figure 5.34 – Modules des matériaux granulaires obtenus par trois méthodes d'analyse inverse en considérant : (a) une structure de chaussée à trois couches ; (b) une structure de chaussée à quatre couches 217
Figure 5.35 – Coefficients d'amortissement des couches granulaires obtenus par analyse inverse . 217
Figure 5.36 – Modules des matériaux BBA et GB obtenus par analyses inverses élastostatique (EL-STAT) et élastodynamique (EL-DYN) en fonction de la température moyenne des matériaux bitumineux 218
Figure 5.37 – Propriétés viscoélastiques linéaires α et $|E_{30Hz}|$ obtenues par analyse inverse viscoélastique dynamique (VEL-DYN) pour les matériaux BBA et GB..... 218
Figure 5.38 – Comparaison des modules obtenus par analyse élastostatique (EL-STAT) et élastodynamique (EL-DYN) pour les matériaux bitumineux BBA, GB et BBA+GB 219
Figure 5.39 – Comparaison des modules obtenus par les méthodes élastiques (EL-STAT et EL-DYN) et des résultats de l'analyse inverse viscoélastique dynamique..... 219
Figure 5.40 – Fréquences équivalentes des méthodes élastostatique (EL-STAT) et élastodynamique (EL-DYN) par rapport aux résultats d'essai de laboratoire 220
Figure 5.41 – Comparaison des résultats d'analyse inverse VEL-DYN et d'essai de laboratoire : (a) pour le matériau BBA ; (b) pour le matériau GB..... 221
Figure 5.42 – Comparaison des coefficients de translation a_T déterminés pour les essais de laboratoire et pour les résultats des analyses inverses VEL-DYN (T_{ref} = 14.6°C) 222
Figure 5.43 – Comparaison des courbes maîtresses et des modélisations 2S2P1D associées..... 222
Figure A.1 – Essai HWD n°1 250
Figure A.2 – Essai HWD n°2 250
Figure A.3 – Essai HWD n°3 251
Figure A.4 – Essai HWD n°4 251
Figure A.5 – Essai HWD n°5 252
Figure A.6 – Essai HWD n°6 252
Figure A.7 – Essai HWD n°7 253
Figure A.8 – Essai HWD n°8 253
Figure A.9 – Essai HWD n°9 254
Figure A.10 – Essai HWD n°10 254
Figure A.11 – Essai HWD n°11 255
Figure A.12 – Essai HWD n°12 255
Figure A.13 – Essai HWD n°13 256
Figure A.14 – Essai HWD n°14 256
Figure A.15 – Essai HWD n°15 257
Figure A.16 – Essai HWD n°16 257
Figure A.17 – Essai HWD n°17 258
Figure A.18 – Essai HWD n°18 258

Figure A.19 – Essai HWD n°19 259
Figure A.20 – Essai HWD n°20 259
Figure A.21 – Essai HWD n°21 260
Figure A.22 – Essai HWD n°22 260
Figure A.23 – Essai HWD n°23 261
Figure A.24 – Essai HWD n°24 261
Figure A.25 – Essai HWD n°25 262
Figure B.1 – Résultats d'essai au banc gammadensimétrique sur les éprouvettes BBA-1 et BBA-2 264
Figure B.2 – Résultats d'essai au banc gammadensimétrique sur les éprouvettes GB-1 et GB-2 264
Figure C.1 – Analyse inverse EL-STAT-3 layers pour les 25 essais HWD réalisés sur la planche d'essais du STAC 268
Figure C.2 – Analyse inverse EL-STAT-4 layers pour les 25 essais HWD réalisés sur la planche d'essais du STAC 271
Figure C.3 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°1 – Final error 5.2%..... 272
Figure C.4 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°2 – Final error 5.5%..... 272
Figure C.5 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°3 – Final error 5.5%..... 272
Figure C.6 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°4 – Final error 6.7%..... 273
Figure C.7 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°5 – Final error 7.2%..... 273
Figure C.8 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°6 – Final error 7.5%..... 273
Figure C.9 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°7 – Final error 8.0%..... 273
Figure C.10 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°8 – Final error 9.2%..... 274
Figure C.11 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°9 – Final error 8.3%..... 274
Figure C.12 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°10 – Final error 7.8%..... 274
Figure C.13 - EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°11 – Final error 10.5% 274
Figure C.14 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°12 – Final error 10.6%..... 275
Figure C.15 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°13 – Final error 10.3%..... 275
Figure C.16 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°14 – Final error 12.7%..... 275
Figure C.17 - EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°15 – Final error 11.6% 275
Figure C.18 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°16 – Final error 11.1%..... 276
Figure C.19 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°17 – Final error 11.7%..... 276
Figure C.20 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°18 – Final error 11.4%..... 276
Figure C.21 - EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°19 – Final error 13.3% 276
Figure C.22 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°20 – Final error 13.5%..... 277
Figure C.23 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°21 – Final error 14.4%..... 277
Figure C.24 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°22 – Final error 16.3%..... 277
Figure C.25 - EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°23 – Final error 15.4% 277
Figure C.26 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°24 – Final error 17.4%..... 278
Figure C.27 - EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°25 – Final error 15.0% 278
Figure C.28 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°1 – Final error 5.2%..... 279
Figure C.29 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°2 – Final error 5.5%..... 279
Figure C.30 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°3 – Final error 5.6%..... 279
Figure C.31 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°4 – Final error 6.7%..... 280
Figure C.32 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°5 – Final error 7.3%..... 280

Figure C.33 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°6 – Final error 7.6%..... 280
Figure C.34 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°7 – Final error 8.0%..... 280
Figure C.35 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°8 – Final error 9.4%..... 281
Figure C.36 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°9 – Final error 8.3%..... 281
Figure C.37 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°10 – Final error 7.8%..... 281
Figure C.38 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°11 – Final error 10.6%..... 281
Figure C.39 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°12 – Final error 10.6%..... 282
Figure C.40 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°13 – Final error 10.3%..... 282
Figure C.41 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°14 – Final error 12.8%..... 282
Figure C.42 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°15 – Final error 11.7%..... 282
Figure C.43 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°16 – Final error 11.2%..... 283
Figure C.44 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°17 – Final error 11.6%..... 283
Figure C.45 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°18 – Final error 11.4%..... 283
Figure C.46 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°19 – Final error 13.1%..... 283
Figure C.47 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°20 – Final error 13.6%..... 284
Figure C.48 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°21 – Final error 14.6%..... 284
Figure C.49 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°21 – Final error 14.6%..... 284
Figure C.50 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°22 – Final error 16.6%..... 284
Figure C.51 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°24 – Final error 17.5%..... 285
Figure C.52 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°25 – Final error 14.9%..... 285
Figure C.53 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°1 – Final error 2.0% 286
Figure C.54 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°2 – Final error 1.8% 286
Figure C.55 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°3 – Final error 2.2% 286
Figure C.56 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°4 – Final error 1.8% 287
Figure C.57 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°5 – Final error 2.3% 287
Figure C.58 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°6 – Final error 2.0% 287
Figure C.59 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°7 – Final error 2.0% 287
Figure C.60 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°8 – Final error 2.6% 288
Figure C.61 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°9 – Final error 2.4% 288
Figure C.62 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°10 – Final error 2.5% 288
Figure C.63 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°11 – Final error 2.8% 288
Figure C.64 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°12 – Final error 2.7% 289
Figure C.65 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°13 – Final error 3.0% 289
Figure C.66 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°14 – Final error 3.4% 289
Figure C.67 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°15 – Final error 3.2% 289
Figure C.68 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°16 – Final error 3.5% 290
Figure C.69 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°17 – Final error 3.3% 290
Figure C.70 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°18 – Final error 3.7% 290
Figure C.71 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°19 – Final error 3.7% 290
Figure C.72 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°20 – Final error 3.6% 291
Figure C.73 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°21 – Final error 3.6% 291
Figure C.74 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°22 – Final error 3.7% 291
Figure C.75 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°23 – Final error 4.0% 291

Figure C.76 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°24 – Final error 4.0% 292
Figure C.77 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°25 – Final error 4.0% 292
Figure C.78 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°1 – Final error 2.0% 293
Figure C.79 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°2 – Final error 1.8% 293
Figure C.80 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°3 – Final error 2.2% 293
Figure C.81 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°4 – Final error 1.8% 294
Figure C.82 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°5 – Final error 2.3% 294
Figure C.83 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°6 – Final error 1.9% 294
Figure C.84 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°7 – Final error 1.9% 294
Figure C.85 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°8 – Final error 2.6% 295
Figure C.86 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°9 – Final error 2.4% 295
Figure C.87 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°10 – Final error 2.5% 295
Figure C.88 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°11 – Final error 2.8% 295
Figure C.89 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°12 – Final error 2.7% 296
Figure C.90 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°13 – Final error 3.0% 296
Figure C.91 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°14 – Final error 3.4% 296
Figure C.92 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°15 – Final error 3.2% 296
Figure C.93 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°16 – Final error 3.5% 297
Figure C.94 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°17 – Final error 3.4% 297
Figure C.95 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°18 – Final error 3.7% 297
Figure C.96 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°19 – Final error 3.7% 297
Figure C.97 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°20 – Final error 3.6% 298
Figure C.98 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°21 – Final error 3.6% 298
Figure C.99 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°23 – Final error 4.0% 298
Figure C.100 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°24 – Final error 4.0% 298
Figure C.101 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°25 – Final error 4.0% 299

SIGLES ET ACRONYMES

AC	Asphalt Concrete
ACN	Aircraft Classification Number
AE	Agrégat d'enrobé
AR	Arase de Terrassement
BB	Béton Bitumineux
BBA	Béton Bitumineux Aéronautique
CAM	Coefficient d'Agressivité Moyen
EB	Enrobé Bitumineux
EDP	Equations aux Dérivées Partielles
EL (ou LE)	Elasticité Linéaire
F/HWD	Falling or Heavy Weight Deflectometer
FFR	Fontière Faiblement Réfléchissante
FFT	Fast Fourier Transform
FRF	Fonction de Réponse Fréquentielle
FWD	Falling Weight Deflectometer
GB	Grave Bitume
GNT	Grave Non Traitée
GRH	Grave Reconstituée Humide
HS	Huet-Sayegh
HTPT	High Tire Pressure Test
HWD	Heavy Weight Deflectometer
IFFT	Inverse Fast Fourier Transform
KV	Kelvin-Voigt
KVG	Kelvin-Voigt Généralisé
LTPP	Long Term Pavement Performance
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
MEF	Méthode des Eléments Finis
MES	Méthode des Eléments Spectraux
MG	Maxwell Généralisé
PCN	Pavement Classification Number
PEP	Pavement Experimental Program
P2LVE	Partially Linearized Linear Viscoelastic
PMS	Pavement Management System

PST	Partie Supérieure des Terrassements
PSTT	Principe de Superposition Temps-Température
Raptor	Rapid Pavement Tester
RSD	Relative Standard Deviation
RseR	Roue Simple Equivalente Rationnelle
RWD	Rolling Weight Deflectometer
SG	Subgrade
SHRP	Strategic Highway Research Program
TFD	Transformée de Fourier Discrète
TIFD	Transformée Inverse de Fourier Discrète
TSD	Traffic Speed Deflectometer
UGM	Unbound Granular Material
VEL (ou LVE)	Viscoélasticité Linéaire

CEREMA	Centre d'Etudes et d'expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement
ENTPE	Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat
FHWA	Federal Highway Administration
IFSTTAR	Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (aujourd'hui UGE)
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LPC	Laboratoires des Ponts et Chaussées
SETRA	Service d'Etude sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements
STAC	Service Technique de l'Aviation Civile (anciennement STBA)
STBA	Service Technique des Bases Aériennes (aujourd'hui STAC)
TRL	Traffic Research Laboratory
UGE	Université Gustave Eiffel (anciennement IFSTTAR)

PRINCIPAUX SYMBOLES

Symbole	Description	Unité
A	Surface	m²
a	Rayon de la plaque de chargement	m
a_T	Facteur de translation	-
C_1	Constante de l'équation de Williams-Landel-Ferry	-
C_2	Constante de l'équation de Williams-Landel-Ferry	°C
C_r	Facteur correctif temporel appliqué à la déflexion d_r	µm
c_p	Vitesse des ondes p	m/s
c_s	Vitesse des ondes s	m/s
D	Coefficient d'amortissement	%
D_r	Maximum de déflexion à la distance radiale r [cm]	µm
d_r	Historique temporel de déflexion à la distance radiale r [cm]	µm
E	Module d'Young	MPa
E^*	Module complexe	MPa
E^*_{2S2P1D}	Module complexe du modèle 2S2P1D	MPa
F	Chargement F/HWD	N
$FRF(d_r, \omega)$	Fonction de Réponse Fréquentielle de la déflexion d_r à la pulsation ω	µm/MPa
f	Fréquence	Hz
G_i	$i^{ième}$ Géophone (G_1 étant le géophone central)	-
H	Epaisseur de couche de chaussée (Chapitres 3, 4, 5)	m
H	Fonction de transfert (Chapitre 2)	-
H^{-1}	Fonction de transfert inverse	-
J_0, J_1	Fonctions de Bessel d'ordre 0 et d'ordre 1	-
K	Module de cisaillement	MPa
K^*	Module de cisaillement complexe	MPa
k_m	Nombre d'onde	m^{-1}
k_{pz}	Nombre d'onde de l'onde de compression en direction radiale	rad/m
k_{sz}	Nombre d'onde de l'onde de cisaillement en direction radiale	rad/m
R	Distance radiale au-delà de laquelle les déplacements sont nuls	m
r	Coordonnée radiale	m
S	Facteur de distribution spatiale du chargement	-
T	Période	s
$T_{chaussée}$	Température moyenne sur l'épaisseur des matériaux bitumineux	°C

T_{BBA}	Température moyenne de la couche de BBA	°C
T_{GB}	Température moyenne de la couche de GB	°C
T_{ref}	Température de référence	°C
t	Temps	s
u, w	Déplacement horizontal et vertical	µm
z	Coordonnée axiale	m
α_m	m^{ième} racine de la fonction de Bessel d'ordre 0	-
$\boldsymbol{\gamma}$	Accélération	m/s^2
$\boldsymbol{\varepsilon}$	Tenseur des déformations	µm/m
ε_{XX}	Composante X, X du tenseur des déformations	µm/m
η	Viscosité	Pa.s
λ, μ	Coefficients de Lamé	MPa
λ_i^e, μ_i^e	Coefficients de Lamé « élastiques »	MPa
λ_i^v, μ_i^v	Coefficients de Lamé « visqueux »	MPa
ν	Coefficient de Poisson	-
ρ	Masse volumique	kg/m^3
$\boldsymbol{\sigma}$	Tenseur des contraintes	MPa
σ_{XX}	Composante X, X du tenseur des contraintes	MPa
τ	Temps caractéristique	s
φ	Angle de phase	°
$\varphi, \boldsymbol{\psi}$	Potentiels scalaire et vecteur	-
ω	Pulsation	s^{-1}
ω_c	Pulsation de coupure	s^{-1}

NOTATIONS ET CONVENTIONS

Convention de signe pour les contraintes et déformations

La convention utilisée dans ce document est empruntée à la mécanique des sols. Pour σ et ε des composantes normales (ou diagonales) des tenseurs des contraintes et des déformations, cela signifie que :

σ > 0 → compression

σ < 0 → traction

ε > 0 → contraction

ε < 0 → extension

Nombres complexes

Les nombres complexes sont écrits avec les notations suivantes :

$i^2 = -1$	Nombre imaginaire pur i (parfois dénommé j)
$x^* = x_1 + ix_2 = Xe^{i\theta}$	Nombre complexe x^*
$\overline{x^*} = x_1 - ix_2$	Nombre complexe conjugué de x^*
$x_1 = real(x^*)$	Partie réelle du nombre complexe x^*
$x_2 = imag(x^*)$	Partie imaginaire du nombre complexe x^*
$X = \lvert x^* \rvert$	Norme du nombre complexe x^*
$\theta = arg(x^*)$	Argument (angle de phase) du nombre complexe x^*

Intégration et dérivation

Les première et deuxième dérivées de la fonction f par rapport à la variable x sont notées $\frac{df}{dx}$ et $\frac{d^2f}{dx^2}$.

L'intégrale de la fonction f sur un intervalle $[a, b]$ (éventuellement non borné) est notée $F = \int_a^b f(t)\, dt$.

Transformation de Fourier

La transformée de Fourier d'une fonction intégrable f est notée $\mathcal{F}(f) = \hat{f}$.

Déflexion

Les déflexions désignent des déplacements verticaux. Par convention, elles sont positives pour un déplacement vers le bas.

Calcul matriciel et tensoriel

Les tenseurs et matrices sont notés en gras.

INTRODUCTION GENERALE

Contexte

Les chaussées sont indispensables à la mobilité des personnes et au transport des marchandises. Elles sont un élément essentiel du développement économique d'un pays. Elles doivent être dotées de bonnes propriétés de surface afin d'assurer la sécurité et le confort des usagers mais aussi d'une portance adaptée au trafic. Les structures de chaussée sont en général dimensionnées pour une période donnée, sur la base de prévisions de trafic et de données climatiques. L'état structurel d'une chaussée peut cependant se dégrader rapidement si les hypothèses de calcul sont dépassées ou en cas d'une mauvaise exécution de la construction. L'adoption d'une politique d'entretien adaptée permet de prévenir l'apparition de dégradations.

A ce jour, le réseau routier français compte plus d'un million de kilomètres de chaussée, dont environ 11 000 km d'autoroutes. Il est complété par des plateformes aéroportuaires, composées de pistes d'atterrissage/décollage, de voies de circulation (*taxiways*) et d'aires de stationnement. Les chaussées aéroportuaires, bien que minoritaires en linéaire, revêtent une importance économique et stratégique particulière. Ce patrimoine est géré en partie par l'Etat et les collectivités territoriales mais peut aussi être confié à des gestionnaires privés.

L'entretien des actifs routiers est une question importante, mêlant les enjeux sociaux, économiques, environnementaux et sécuritaires. Les méthodes actuelles en gestion de patrimoine recommandent, en particulier, le recours à l'auscultation structurelle des chaussées. Cette dernière consiste en la détermination de la capacité portante d'une structure de chaussée. Cet outil permet en effet le suivi de la portance au cours du temps et la mise en place d'une maintenance rationnelle et optimisée des chaussées et par conséquent une réduction des coûts économiques et environnementaux liés aux opérations d'entretien. L'auscultation structurelle peut également être utilisée pour la réception de chaussées neuves. Il existe plusieurs types d'appareils d'auscultation structurelle. Parmi eux, Le *Falling Weight Deflectometer* (FWD), et son équivalent aéroportuaire le *Heavy Weight Deflectometer* (HWD), sont des appareils d'auscultation non destructive des chaussées. Ils sont utilisés dans de nombreux pays pour différents types de chaussées routières, autoroutières et aéroportuaires. Lors de l'essai F/HWD la chaussée est soumise à un chargement impulsionnel engendré par une masse tombante. Ce dernier est jugé représentatif du passage d'une roue de véhicule lourd. La déflexion est mesurée à plusieurs distances du chargement. Bien que l'utilisation des appareils F/HWD soit largement répandue, il n'y a à ce jour pas de consensus sur les méthodes d'interprétation des données, qui constituent le véritable enjeu de ce type d'essais.

Problématique

Les données collectées lors des essais F/HWD sont principalement exploitées à l'aide de méthodes d'analyse inverse. Ces méthodes sont basées sur le calcul de la réponse d'une chaussée au chargement F/HWD avec des paramètres mécaniques variables. L'analyse inverse est terminée lorsque les déflexions calculées correspondent au mieux avec les déflexions mesurées, selon le critère d'optimisation choisi. Les propriétés mécaniques correspondantes sont alors considérées comme solutions de l'analyse. La méthode inverse la plus utilisée suppose que le comportement des matériaux de chaussée est élastique linéaire et que le chargement est statique. Cette méthode élastostatique est très largement diffusée car elle est implémentée dans les logiciels des fabricants d'appareils F/HWD ou encore dans le logiciel de dimensionnement Alizé-LCPC. Il est toutefois admis que les matériaux

bitumineux, dont sont faites les couches supérieures des chaussées dites souples (ou bitumineuses épaisses), ont un comportement viscoélastique linéaire dans le domaine des petites déformations. Par ailleurs, l'essai F/HWD n'est pas statique, du fait du chargement rapide par masse tombante, et met en jeu des phénomènes de propagation des ondes. L'hypothèse élastostatique classiquement utilisée est donc discutable.

Objectifs et limites de l'étude

L'auscultation des chaussées, et en particulier des chaussées aéroportuaires, est une des préoccupations du Service Technique de l'Aviation Civile (STAC). Depuis les années 2010, le STAC contribue à la rationalisation des méthodes de dimensionnement, d'auscultation et de renforcement des chaussées aéroportuaires. C'est dans ce cadre qu'une collaboration entre le département Structure et Adhérence du STAC et l'équipe des matériaux et structures routières et ferroviaires du Laboratoire de Tribologie et de Dynamique des Systèmes (LTDS) a débuté en 2017. Afin d'apporter des éléments de réponse à la problématique précédemment détaillée, les principaux objectifs de cette thèse sont :

1. Renforcer la compréhension du fonctionnement de l'appareil F/HWD et en vérifier les mesures au moyen d'une instrumentation externe dans le but de proposer des pistes d'amélioration.
2. Réaliser une campagne expérimentale comprenant des essais HWD à différentes températures sur un site connu couplés à des essais de laboratoire sur les matériaux bitumineux.
3. Modéliser l'essai F/HWD avec une méthode numérique adaptée à la nature dynamique de l'essai et à la prise en compte du comportement viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux prélevés sur le site.
4. Mettre en place une procédure d'analyse inverse des données F/HWD, basée sur la méthode numérique précédemment développée, permettant d'estimer les propriétés viscoélastiques des matériaux bitumineux.
5. Comparer les résultats d'analyse inverse obtenus avec des méthodes élastostatique et élastodynamique.

Les études proposées ici sont limitées au cas des chaussées souples, dont les couches supérieures sont faites de matériaux bitumineux et reposent sur un massif en matériaux granulaires. Par ailleurs, les réflexions sont menées principalement dans le cas d'un HWD (version aéroportuaire) mais sont directement transposables au cas du FWD (version routière) car les principes de fonctionnement de ces appareils sont identiques. Les seules différences entre les appareils FWD et HWD résident dans les niveaux de charge atteints et dans le diamètre des plaques de chargement utilisées.

Organisation de la thèse

Une étude bibliographique est proposée dans le Chapitre 1. D'abord, des connaissances générales sur les structures de chaussée et les matériaux routiers sont synthétisées. Ensuite, l'appareil F/HWD est présenté et comparé à plusieurs autres appareils d'auscultation non destructive des chaussées. Enfin, les principales méthodes d'interprétation des essais F/HWD sont recensées et confrontées.

Les campagnes expérimentales sont détaillées dans le Chapitre 2. Les expérimentations menées servent dans un premier temps à mieux comprendre et vérifier le fonctionnement de l'appareil HWD

utilisé. Dans un second temps, une plus large campagne d'essais est conduite sur la planche instrumentée du STAC. Une base de données d'essais HWD *in situ* pour diverses températures de matériaux bitumineux est construite et sera exploitée dans les Chapitres 4 et 5. En parallèle, les matériaux bitumineux de la planche d'essais sont caractérisés au laboratoire de l'ENTPE ; ces données serviront de référence pour analyser les différentes méthodes d'analyse inverse.

Le Chapitre 3 est consacré à la modélisation de l'essai F/HWD. Les principes de deux outils numériques de simulation de l'essai F/HWD sont présentés : la Méthode des Eléments Finis (MEF) et la Méthode des Eléments Spectraux (MES) pour laquelle un code numérique a été développé et implémenté durant cette thèse. Pour la MEF, le logiciel Comsol a été utilisé et après avoir implémenté un modèle viscoélastique 3D. Pour la MES, un code complet a été développé dans le logiciel Matlab. Ces deux méthodes sont inter-validées et comparées. La MES est finalement choisie pour le développement de méthodes d'analyse inverse des essais F/HWD en raison des performances constatées.

Le Chapitre 4 présente une étude de quelques facteurs d'influence sur les déflexions mesurées lors de l'essai F/HWD. Les résultats sont appuyés à la fois sur des données expérimentales et sur des simulations numériques. En particulier, les influences des effets dynamiques, des matériaux bitumineux et des conditions d'interface entre couches de chaussée sont étudiées.

Trois méthodes d'analyse inverse des essais sont développées dans le Chapitre 5, sous différentes hypothèses : élastostatique, élastodynamique et viscoélastique dynamique. Elles sont vérifiées et appliquées à la base de données HWD présentée dans le Chapitre 2. Les résultats obtenus avec les différentes méthodes sont comparés entre eux et avec ceux des essais de laboratoire.

CHAPITRE 1 : ETUDES BIBLIOGRAPHIQUES

1. I. Introduction

Ce chapitre présente un état des connaissances actuelles concernant les propriétés structurelles des chaussées routières et aéroportuaires et servira de support aux travaux présentés plus loin. Il est séparé en deux parties. La première partie est relative à la mécanique des chaussées, de l'échelle du matériau à celle de la structure. La seconde partie est centrée sur les méthodes d'auscultation structurelle des chaussées à partir de mesures de surface, et plus particulièrement sur l'essai au *Falling/Heavy Weight Deflectometer* (F/HWD). Ces études sont limitées au cas des chaussées souples, aussi appelées chaussées bitumineuses.

1. II. Généralités sur les chaussées

1. II. 1. Structure des chaussées

1. II. 1. a. Structure type d'une chaussée souple

Les chaussées sont des structures stratifiées comportant plusieurs couches aux propriétés mécaniques différentes (Figure 1.1). Le rôle d'une chaussée est de répartir les efforts de surface, la charge d'un véhicule par exemple, de sorte que les couches les plus profondes soient les moins sollicitées. La qualité mécanique des couches est donc décroissante avec la profondeur. Décrivons plus précisément les fonctions de ces couches, de la plus profonde vers la surface.

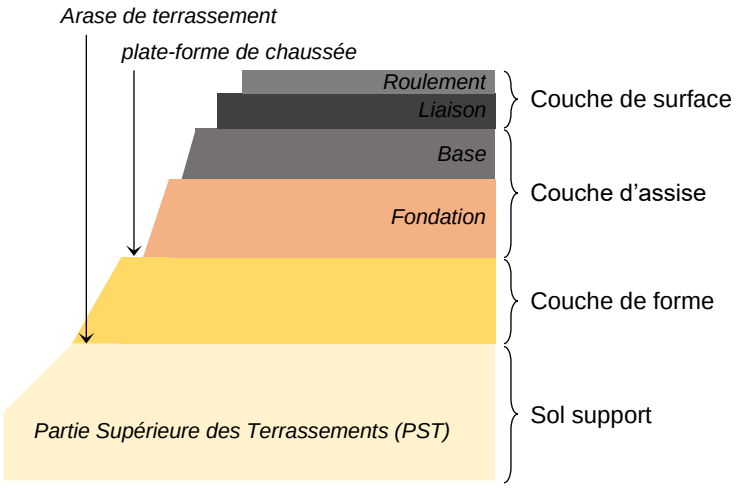


Figure 1.1 – Structure d'une chaussée souple

- **Le sol support** est en général constitué du terrain naturel déjà en place et dont le dernier mètre d'épaisseur est dénommé Partie Supérieure des Terrassements (PST). En cas de portance insuffisante (< 20 MPa), il est nécessaire de traiter la PST (purge, drainage, etc.).
- **La couche de forme** a plusieurs fonctions. A court terme, elle assure la traficabilité des engins de chantiers en protégeant l'Arase de Terrassement (AR) et rend possible les opérations de compactage et de nivellement. A long terme, elle permet d'améliorer et d'homogénéiser la portance des couches profondes. Elle contribue au drainage de la chaussée et assure également une protection thermique du sol support gélif. Les matériaux

employés doivent satisfaire des critères de granulométrie, d'insensibilité à l'eau et de résistance au gel. Dans le cadre de la méthode française de dimensionnement des structures de chaussée, la plate-forme de chaussée obtenue en surface de la couche de forme est caractérisée par son niveau de portance, de PF2 (~ 50 MPa) à PF4 (~ 200 MPa) (SETRA-LCPC, 1994, 2000).

- **Les couches de base et de fondation** constituent l'assise de la chaussée. Ces couches peuvent être liées ou non. Elles assurent la résistance mécanique de la chaussée en répartissant les efforts verticaux liés aux charges en surface de la chaussée par diffusion latérale. Elles protègent ainsi la plate-forme sous-jacente. Elles protègent également la couche de forme de la pénétration du gel.
- **La couche de surface** assure à la fois des fonctions de sécurité, de confort, d'imperméabilité et de résistance mécanique. C'est sur la couche de surface que s'exercent directement les sollicitations mécaniques et climatiques. Devant les difficultés de formulations, la séparation des fonctions permet de dissocier la couche de surface en deux couches. La couche de roulement possède des qualités d'adhérence, de drainage et de réduction des nuisances sonores. La couche de liaison, plus compacte, est responsable des fonctions d'imperméabilité à l'eau, de limitation des remontées de fissures et de protection des couches non liées contre le gel. (Di Benedetto & Corté, 2004)
- **La couche d'accrochage**, appliquée à l'interface en enrobés bitumineux lorsqu'il y en a plusieurs, permet d'assurer le collage de ces dernières. Il a été montré que la qualité de cette couche a un effet important sur le comportement mécanique des chaussées. Les auteurs s'accordent à dire qu'un défaut de couche d'accrochage réduit de façon conséquente la durée de service de la structure de chaussée. (Kruntcheva, Collop, & Thom, 2005 ; Petit, Chabot, Destrée, et al., 2018a, 2018b)

1. II. 1. b. Matériaux de construction des chaussées souples

1. II. 1. b. i. Matériaux granulaires

- **Définitions et spécifications**

Les matériaux granulaires utilisés en technique routière sont composés de granulats dont les tailles sont choisies en fonctions des propriétés souhaitées. Ils sont en général d'origine naturelle et subissent des opérations mécaniques telles que le criblage ou le concassage visant à contrôler leur granulométrie. La courbe granulométrique d'un matériau donne le passant, en pourcentage massique, à plusieurs tamis successifs, du plus grossier au plus fin. La courbe granulométrique peut être continue si toutes les fractions granulaires sont représentées ou bien discontinue si une (ou plusieurs) fraction est absente (Figure 1.2).

Les Graves Non Traitées (GNT) sont des matériaux couramment mis en œuvre en couches de forme et de fondation des chaussées. Il en existe deux types définis par la norme NF EN 13285 (2019). La GNT A, aussi appelée « grave naturelle » est directement issue d'une extraction et d'un criblage en carrière. La GNT B, aussi connue comme « Grave Reconstituée Humide (GRH) », résulte du malaxage de plusieurs fractions granulaires avec ajout d'eau. Des granulats artificiels ou recyclés peuvent également être utilisés comme matériaux routiers. C'est par exemple le cas des laitiers d'aciérie, des fraisâts d'enrobés routiers ou des mâchefers d'incinération.

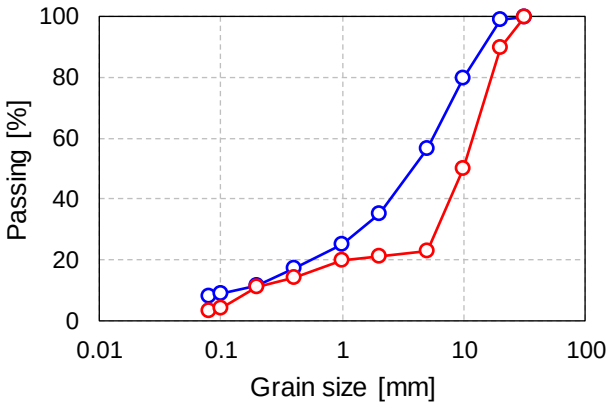


Figure 1.2 – Exemples de courbes granulométriques continue (en bleu) et discontinue (en rouge)

- **Mise en œuvre des matériaux granulaires**

Le terrassement permet l'épandage de matériaux granulaires en couches de 20 à 30 cm d'épaisseur avant de procéder aux opérations de réglage et de nivellement. Les couches de matériaux granulaires sont ensuite compactées. Le compactage permet d'améliorer la capacité portante de la chaussée et de minimiser les tassements qui pourraient se produire après achèvement de l'ouvrage. Pour une énergie de compactage donnée, Proctor (1933) a montré que le degré de compacité d'un sol dépend de sa teneur en eau. Une teneur en eau trop faible ne permet pas un bon arrangement granulaire en raison de la présence d'air qui est un fluide très compressible. A l'inverse, si la teneur en eau est trop forte un phénomène de « matelassage » apparaît, rendant le compactage inefficace. La recherche de la teneur en eau permettant d'accéder à une densité maximale est effectuée au moyen de l'essai Proctor, défini par la norme NF P94-093 (2014). Sur chantier, la recherche de l'optimum Proctor est réalisée par arrosage ou aération des matériaux granulaires avant le compactage. On définit en Equation 1.1 le degré de compacité D_c comme le rapport entre le poids volumique des matériaux sur chantier γ_d et le poids volumique maximal $\gamma_{d,opt}$ mesuré lors de l'essai Proctor. Le Guide des Terrassements Routiers (SETRA-LCPC, 2000) préconise un degré de compacité supérieur à 95 %.

$$D_c = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d,opt}} \qquad 1.1$$

1. II. 1. b. ii. Enrobés bitumineux

- **Propriétés et constituants des enrobés bitumineux**

Les enrobés bitumineux, aussi appelés bétons bitumineux, sont utilisés en technique routière pour leur insensibilité à l'eau et leurs qualités mécaniques. Ils sont appliqués au niveau des couches supérieures des chaussées et permettent d'assurer un bon niveau de service des infrastructures de transport. Les enrobés bitumineux forment une famille de matériaux de construction composés de granulats, de fines (diamètre < 63 µm) et d'un liant hydrocarboné.

Le liant utilisé de nos jours est essentiellement du bitume qui peut être d'origine naturelle ou artificielle. Les gisements naturels de bitume, comme le lac Trinidad en République de Trinité-et-Tobago, sont peu nombreux et la production est assez faible par rapport à celle du bitume artificiel. Ce dernier est obtenu comme résidu lourd de distillation lors du raffinage des pétroles bruts. La diversité des molécules constituantes du bitume ne permet pas d'en établir une composition précise. On y trouve

principalement des asphaltènes ainsi que des résines, aromatiques et saturées. A température ambiante, le bitume est solide. Il devient liquide et adhésif aux hautes températures. Les propriétés rhéologiques du bitume ont été corrélées à sa composition et peuvent être améliorées par ajout de polymère, émulsionnage (apport d'énergie mécanique) ou encore fluxage (ajout d'huile). (Champion, 1999 ; Corté & Di Benedetto, 2004 ; Lesueur, 1996 ; Morgan & Mulder, 1995)

Les granulats pour mélanges hydrocarbonés sont définis par la norme NF EN 13043. Ils représentent environ 95 % de la masse d'un enrobé bitumineux. De la même façon que pour les matériaux granulaires, les granulats utilisés dans les enrobés vérifient des courbes granulométriques données. Le squelette granulaire de l'enrobé lui confère des propriétés élastiques, garantissant une bonne résistance mécanique, en particulier à haute température lorsque le bitume se comporte comme un liquide. (Corté & Di Benedetto, 2004)

Les fines (ou filler) sont des éléments dont la taille n'excède pas 63 µm. Leur grande surface spécifique (> 1000 m^2/kg) leur permet d'absorber une grande quantité de bitume, formant le mastic. Les fines participent ainsi à la stabilité du mélange bitumineux et à la résistance à l'orniérage. On distingue les fines naturelles, fabriquées lors des opérations de broyage et de concassage et présentes en grande partie dans les sables, des fines d'apport qui sont introduites lors de l'enrobage. (Corté & Di Benedetto, 2004)

De nombreux développements actuels concernent la revalorisation des déchets en technique routière, au sein des enrobés. L'exemple le plus courant et, sans doute, le plus étudié est le recyclage des Agrégats (ou fraisâts) d'Enrobé (AE). L'intégration d'AE dans les formules d'enrobés est aujourd'hui une pratique courante jusqu'à 30 % pour les ouvrages routiers. Pour autant, elle reste marginale dans le domaine aéroportuaire. Des études récentes ont montré que de forts taux de recyclage sont possibles. La faisabilité du multirecyclage a également été démontrée. Les matériaux alternatifs, déchets industriels ou de déconstruction, sont aussi intégrés dans la formulation des enrobés. (Mangiafico, 2014 ; Pedraza, 2018)

- **Fabrication des enrobés bitumineux**

La fabrication des enrobés est réalisée en centrale (ou poste) d'enrobage. Les granulats sont d'abord chauffés et débarrassés des poussières. Puis, ils sont chauffés et mélangés selon les proportions pondérales fixées par la courbe granulométrique de l'enrobé fabriqué. Le bitume est également réchauffé jusqu'à la température d'enrobage. Les constituants sont ensuite mélangés dans un malaxeur. Enfin, l'enrobé produit est stocké en attendant d'être transporté vers le chantier. Les centrales d'enrobage peuvent atteindre des volumes de production allant jusqu'à 400 t/heure. Il en existe plusieurs types, certaines sont fixes et d'autres mobiles. Les postes discontinus fabriquent l'enrobé par gâchées successives tandis que les postes continus ont une production ininterrompue. (NF P98-728-1, 2013 ; NF P98-728-2, 2013)

La température de fabrication permet d'établir un classement des enrobés. La technique d'enrobage dite « à chaud », industrialisée à partir des années 1930, nécessite un chauffage du bitume et de la fraction granulaire à une température comprise entre 140°C et 180°C. La volonté de réduire l'impact environnemental, avec notamment la signature du protocole de Kyoto en 1997, a stimulé le développement de procédés alternatifs nécessitant moins d'énergie. L'utilisation d'additifs, ou de procédés de type « mousse » permet de modifier la rhéologie du bitume et d'abaisser sa viscosité pour rendre possible la fabrication d'enrobés « tièdes » ou « semi-tièdes », entre 100°C et 140°C.

- **Mise en œuvre des enrobés bitumineux**

La mise en œuvre des matériaux bitumineux consiste en la fabrication de couches dont les épaisseurs ont été préalablement déterminées, lors du dimensionnement de la structure de chaussée. Les enrobés bitumineux doivent être mis en œuvre à haute température. Pour cela, la proximité avec la centrale d'enrobage est privilégiée et des précautions particulières sont prises pour le transport (protection contre le vent par exemple). Sur chantier, l'enrobé est répandu par un finisseur. Cet appareil permet également de régler, de niveler et de pré-compacter la couche d'enrobé. La vitesse d'avancement du finisseur, et donc du chantier, est comprise entre 3 m/min et 20 m/min et dépend généralement de l'épaisseur d'enrobé. (LCPC, 2002). Peu après le passage du finisseur, l'enrobé est compacté. Le nombre de passes et la vitesse de translation des compacteurs dépendent du type d'enrobé appliqué, de l'épaisseur (cible) de la couche, du type de compacteur et des conditions météorologiques. (LCPC, 2003). Les arrêts temporaires du chantier sont souvent liés à une reprise temporaire du trafic sur les chaussées à fortes contraintes d'exploitation (autoroutes et aérodromes) et imposent la fabrication de joints. Un défaut d'aspect sur les joints est traduit par un défaut d'uni sur la chaussée et nuit à la fois aux capacités portantes et aux qualités de surface (adhérence, drainage, etc.) de cette dernière. Les contrôles de réception d'un chantier portent généralement sur le pourcentage de vides au moyen d'un gammadensimètre, sur l'uni grâce à un profilomètre, sur les épaisseurs de couches en réalisant des carottages et sur la macrotexture mesurée par le rugolaser ou l'équivalent de sable. (NF P98-150-1, 2010 ; SETRA, 2004)

1. II. 1. b. iii. Produits d'accrochage entre couches bitumineuses

- **Composition**

Les produits d'accrochage sont essentiellement composés de bitume. On distingue deux formes de produits d'accrochage : le bitume pur et l'émulsion de bitume. Différents types de bitume peuvent être appliqués en fonction des types d'enrobés qui se trouvent de part et d'autre de l'interface.

- **Application des produits d'accrochage**

Le produit d'accrochage est appliqué par aspersion. Le dosage surfacique, généralement compris entre 250 g/m² et 400 g/m², est optimisé pour assurer le meilleur collage possible. Un dosage sous-estimé conduit à une trop faible adhésion des couches entre elles et donc à un défaut de collage. A l'inverse, un trop fort dosage permet la formation d'un plan de glissement entre les deux couches d'enrobés, nuisant également aux performances mécaniques de la chaussée. (Al-Qadi, Carpenter, Leng, et al., 2009 ; Loizos, Plati, & Tsaimou, 2016 ; Mohammad, 2012 ; Salinas, Al-Qadi, Hasiba, et al., 2013)

Des dispositifs anti-remontée de fissure, comme les géogrilles, peuvent accompagner les produits d'accrochage au niveau des interfaces. Ils sont notamment utilisés lors des opérations de renforcement des chaussées conservant l'ancienne structure. (Freire et al., 2018 ; Haas et al., 1988 ; Ragni, Montillo, et al., 2020)

1. II. 2. Sollicitations des chaussées

1. II. 2. a. Sollicitations liées aux contraintes climatiques

Le principal facteur climatique responsable des dégradations observées sur les chaussées est la température. La Figure 1.3 schématise les sollicitations induites par la température sur une structure routière. A basse température, le phénomène de contraction thermique peut conduire à la fissuration des couches liées. Le tenseur de déformation thermique $\boldsymbol{\varepsilon_{th}}$ est exprimé en Equation 1.2, en fonction du coefficient de dilatation thermique α, de la variation de température ΔT (par rapport à une température de référence) et de la matrice identité $\boldsymbol{\delta}$. En raison du frottement avec les matériaux granulaires à l'interface, la déformation totale est nulle. Une diminution de température engendre donc une augmentation de la contrainte jusqu'à la rupture. L'alternance des cycles de température peut provoquer une remontée des fissures à travers les couches d'enrobé. En surface, les dégradations causées par le retrait thermique sont caractérisées par des fissures transverses à la direction de circulation sur toute la largeur de la chaussée. (Di Benedetto & Corté, 2004)

$$\boldsymbol{\varepsilon_{th}} = \alpha\, \Delta T\, \boldsymbol{\delta} \qquad 1.2$$

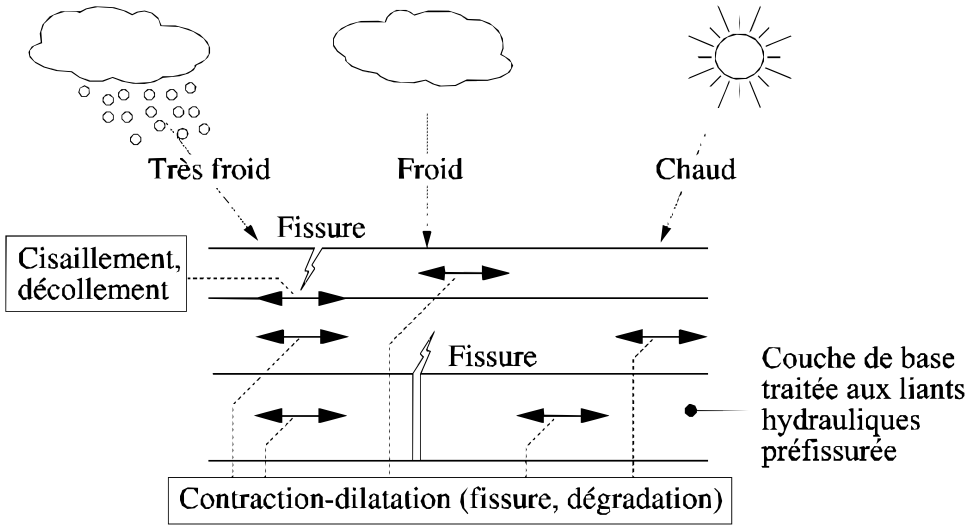


Figure 1.3 – Schématisation des sollicitations induites par la température (Di Benedetto & Corté, 2004)

1. II. 2. b. Sollicitations liées au trafic

Le passage des véhicules sur la chaussée engendre des petites déformations, de l'ordre de 10^{-4} m/m. En raison de la faible amplitude de ces déformations, les matériaux sont sollicités seulement dans leur domaine linéaire. Ces chargements, répétés un grand nombre de fois, conduisent à la rupture en fatigue des matériaux. Di Benedetto & Corté (2004) précisent en Figure 1.4 que l'application d'une charge verticale en surface engendre des compressions verticales au sein des couches ainsi que des tractions horizontales en base des couches de chaussée. Le comportement mécanique des couches de chaussée peut ainsi être assimilé à celui de plaques en flexion.

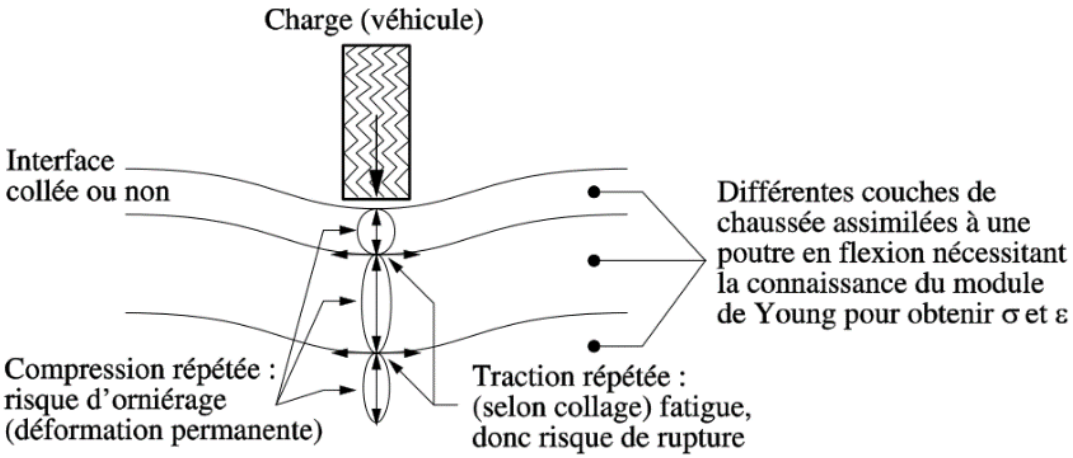


Figure 1.4 – Schématisation des sollicitations induites par le trafic (Di Benedetto & Corté, 2004)

Les états de déformation et de contrainte d'une chaussée sont représentés en Figure 1.5 et Figure 1.6 respectivement. Il s'agit d'un calcul élastostatique selon la méthode de Burmister en considérant un cas de charge standard (roue jumelée de 65 kN). La chaussée étudiée est composée de deux couches en enrobé bitumineux (BB et GB) et de deux couches en matériaux granulaires (GNT et SOL). Le fonctionnement de la chaussée est mis en évidence par la diffusion latérale de la contrainte verticale σ_{zz}. Dans le plan horizontal, des contractions et compressions sont observées au sommet des couches bitumineuses tandis que de la traction et de l'extension sont visibles en base de ces couches. Une déformation verticale ε_{zz} importante est constatée au sommet de chacune des deux couches granulaires. Enfin, la déformation et la contrainte liées au cisaillement semblent localisées au droit des bords de la charge.

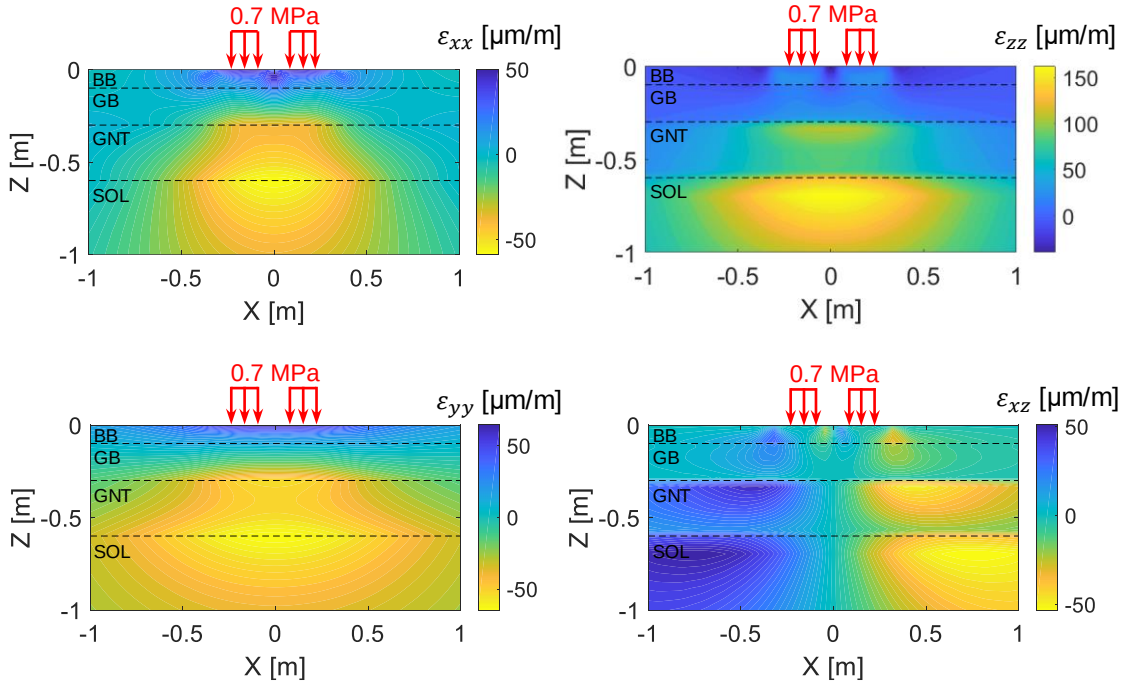


Figure 1.5 - Etat de déformation d'une chaussée sous le chargement d'une roue jumelée standard de 65 kN

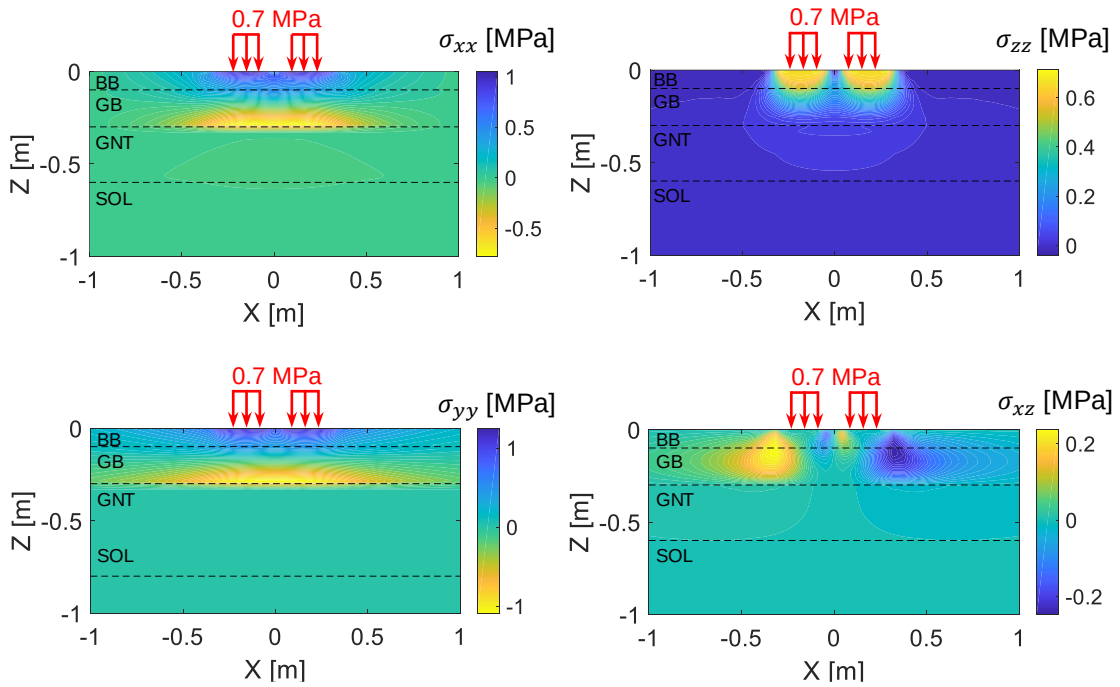


Figure 1.6 – Etat de contrainte d'une chaussée sous le chargement d'une roue jumelée standard de 65 kN

Dans le cas d'une charge roulante, en adoptant un point de vue eulérien, chaque point de la chaussée subit un historique de contrainte et de déformation à l'approche puis à l'éloignement de la charge. Le déplacement de cette dernière induit des rotations d'axes principaux qui peuvent endommager la structure de chaussée. Sur la Figure 1.7, les directions des contraintes principales σ_1 et σ_3 sont représentées en un point donné de la chaussée au cours du passage d'une roue. Lekarp & Dawson (1998) décrivent ce phénomène et soulignent d'importantes conséquences sur les performances mécaniques des matériaux granulaires.

Les charges roulantes en accélération, en freinage ou en virage, génèrent également des efforts horizontaux à la surface des chaussées. Manyo (2019) et Hammoum (2010) ont mis en évidence par des modélisations numériques le rôle des efforts horizontaux liés aux accélérations et aux freinages dans l'apparition de dégradations de surface. Garg & Flynn (2016) et H. Wang, Li, & Garg (2017) ont par ailleurs observé, grâce à des modèles numériques et à des jauges de déformation placées dans une chaussée d'aéroport, la dégradation de la couche d'accrochage d'une chaussée aéroportuaire au niveau du virage d'une sortie à grande vitesse.

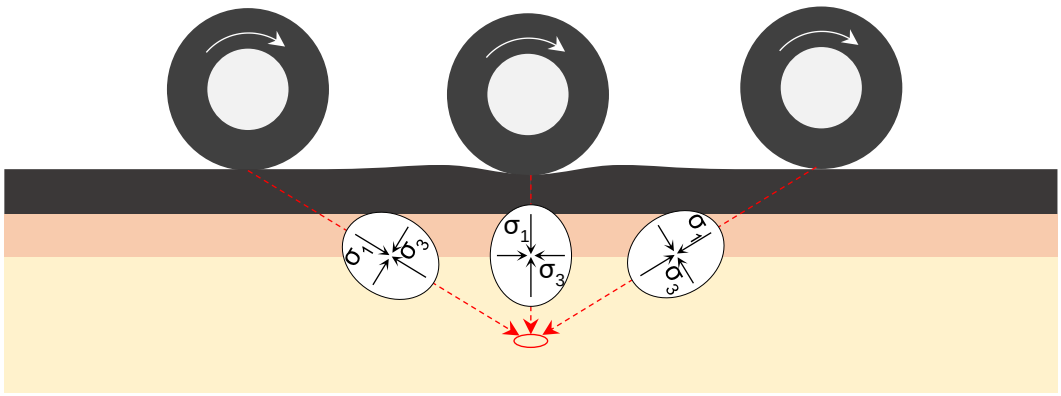


Figure 1.7 – Directions des contraintes principales au passage d'une charge roulante (reproduit de Doré (2009))

Lorsque les charges en déplacement sont composées de plusieurs essieux, la viscoélasticité des matériaux bitumineux induit une accumulation de déformation. Ce phénomène est particulièrement important dans le cas des atterrisseurs d'avions gros porteurs, qui ont des géométries complexes. Ceci a été mis en évidence par la mesure des déformations en base des couches bitumineuse (Figure 1.8). Les sollicitations induites par les véhicules à plusieurs essieux nécessitent donc des études spécifiques. (Chatti & El Mohtar, 2004 ; Homsi, Bodin, Yotte, et al., 2012 ; Kerzrhéro, Hornych, Chabot, et al., 2012 ; H. Wang, Li, Garg, et al., 2018)

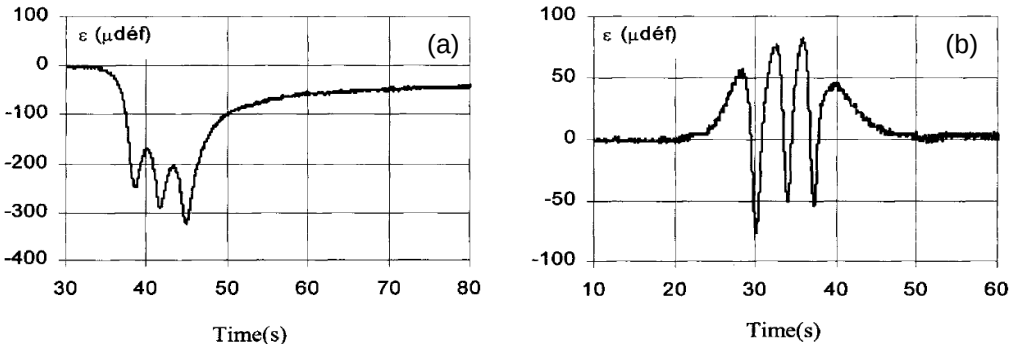


Figure 1.8 – Déformations selon les directions (a) transversale et (b) longitudinale au passage d'un boggie à trois essieux (LCPC-Airbus-STBA, 2001)

1. II. 3. Comportement mécanique des matériaux routiers

1. II. 3. a. Comportement des matériaux non liés

Le comportement des matériaux non liés a été principalement étudié sur les sables et les argiles. Les études ont permis de déterminer le module de cisaillement G ainsi que le ratio d'amortissement D, définis en Figure 1.9 pour des sollicitations cycliques. La Figure 1.10 présente les évolutions du module de cisaillement normalisé et de l'amortissement pour des argiles. Pour de très faibles déformations ($\gamma < 10^{-3}$ %), le module de cisaillement évolue peu en fonction de l'amplitude de déformation. Au contraire, pour de plus fortes amplitudes, on observe une décroissance du module de cisaillement. Cela signifie que le comportement des matériaux non liés est non linéaire.

Parallèlement, l'amortissement est faible aux très petites amplitudes de déformation et augmente aux plus grandes amplitudes. Il témoigne d'une dissipation d'énergie qui peut être sous forme de frottements, de son, de chaleur, etc. La partie visqueuse de l'amortissement des milieux granulaires semble négligeable car le ratio d'amortissement mesuré est indépendant de la vitesse de sollicitation. D'après Hardin & Drnevich (1972b, 1972a), la majeure partie de la dissipation est due à la relation non linéaire entre les contraintes et les déformations. Tatsuoka, Iwasaki, & Takagi (1978) précisent que la relation non linéaire contrainte-déformation peut généralement être écrite sous la forme linéaire équivalente en Equation 1.3.

$$\tau^* = G(1 + 2jD)\,\gamma^* \qquad (j^2 = -1) \tag{1.3}$$

Par ailleurs, les matériaux non liés ont également un comportement dilatant et contractant en fonction des variations thermiques. Du fait du confinement des matériaux profonds, une dilatation (resp. contraction) peut être traduite en une hausse (resp. baisse) de module apparent. L'étude menée par

Levenberg & Rocchi (2019) montre, en excluant les effets liés au gel, que les modules apparents des couches granulaires peuvent subir d'importantes variations lors des changements de température.

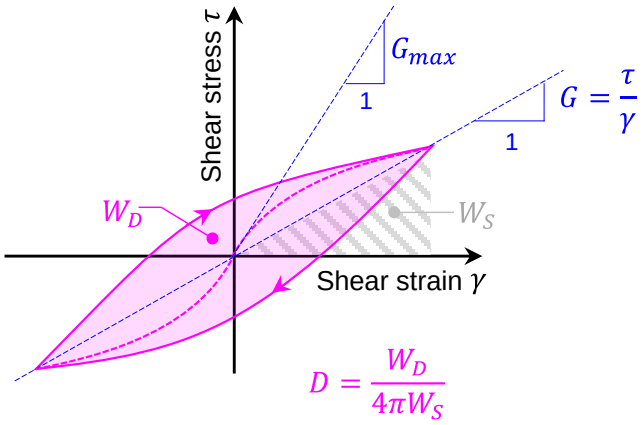


Figure 1.9 – Définition du module de cisaillement G et du ratio d'amortissement D sous sollicitation

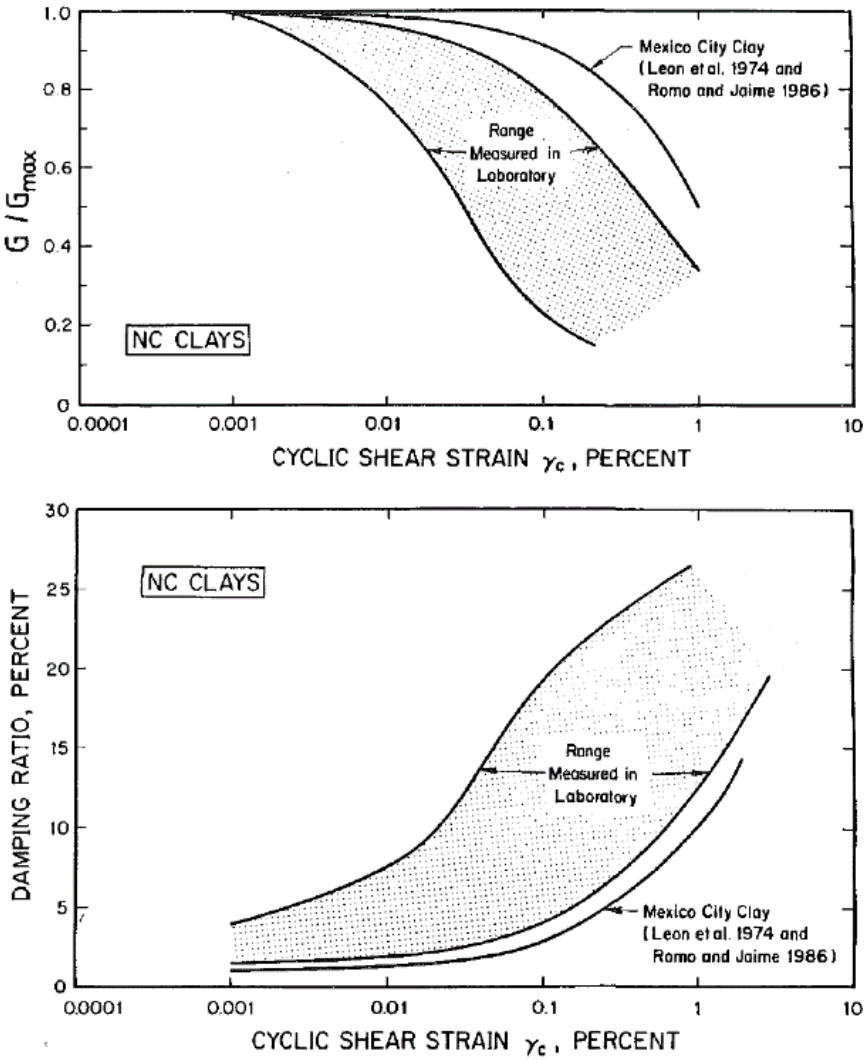


Figure 1.10 – Evolutions normalisées du module de cisaillement et de l'amortissement d'argiles en fonction de l'amplitude de déformation (Dobry & Vucetic, 1987 ; Vucetic & Dobry, 1991) (0.01 % correspond à 1 µm/m)

1. II. 3. b. Comportement des mélanges bitumineux

Les mélanges bitumineux ont une rhéologie complexe qui se manifeste sous la forme de plusieurs comportements en fonction des conditions environnementales et de chargement. La Figure 1.11 décrit les principaux domaines de comportement observés pour ces matériaux en fonction du nombre de cycles de chargement appliqués (N) et de l'amplitude de déformation (Iεl). Il faut noter que, au-delà de l'amplitude et du nombre de charges, le comportement des matériaux bitumineux dépend aussi de la température et de la vitesse de sollicitation. D'une manière générale, les matériaux bitumineux ont une grande susceptibilité thermique. Babadopulos, Sauzéat, & Di Benedetto (2017a, 2017b) ont par exemple montré qu'un écart de température de 1°C engendre une variation de module de l'ordre de 10 %. On se limitera ici au domaine des petites déformations (Iεl < 10^{-4} m/m) dans lequel on observe un comportement viscoélastique linéaire ou de fatigue selon le nombre de cycles de chargement appliqués. (Di Benedetto & Corté, 2004 ; Doubbaneh, 1995 ; Mangiafico et al., 2018 ; Q. T. Nguyen, 2011)

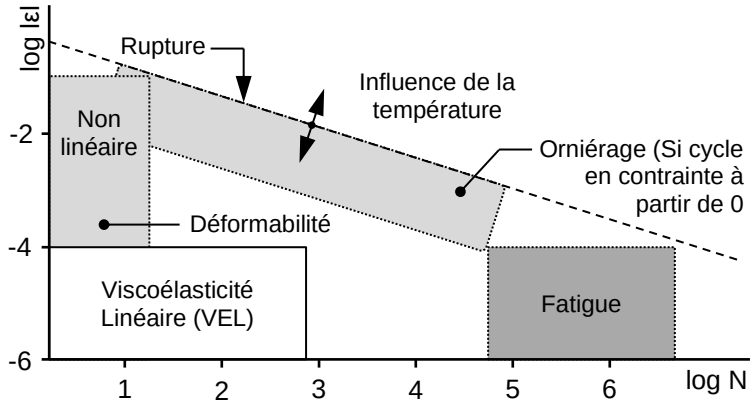


Figure 1.11 – Domaines de comportement des matériaux bitumineux (Di Benedetto & Corté, 2004)

1. II. 3. b. i. Viscoélasticité linéaire

- **Définition de la viscoélasticité linéaire**

Le comportement viscoélastique linéaire, hérité du bitume, est caractérisé par l'apparition d'effets différés dans le temps par rapport à la sollicitation. Dans ce domaine, les propriétés mécaniques (module et angle de phase) dépendent de la vitesse (ou fréquence) de sollicitation. Il a par exemple été observé un facteur 10^3 entre les modules à très basse fréquence (environ < et ceux à très haute fréquence. Les propriétés viscoélastiques linéaires d'un matériau sont caractérisées par le module complexe E*, complété pour la théorie tridimensionnelle par le coefficient de Poisson complexe ν*.

Dans le but de définir ce qu'est un matériau viscoélastique linéaire, Mandel (1978) (comme cité dans Salençon (2009)), propose de recourir à l'expérience d'effacement, décrite en Figure 1.12a. Cette expérience consiste en l'application d'un créneau de déformation à un échantillon de matériau. Malgré une déformation constante par morceaux, la contrainte évolue dans le temps. On considère alors qu'un matériau constitutif peut être qualifié de viscoélastique si l'effacement des contraintes est total à la fin de l'expérience.

Les expériences de fluage et de relaxation sont détaillées en Figure 1.12b et Figure 1.12c. Elles permettent d'observer le comportement d'un matériau bitumineux sous chargement constant (en

déformation ou en contrainte). Les réponses du matériau peuvent être décrites par la définition des fonctions de fluage F(t_0,t) et de relaxation R(t_0,t) (pour une sollicitation qui débute en t_0) pondérées par les amplitudes de sollicitation (ε_0 et σ_0), comme explicité en Equations 1.4 et 1.5.

Expérience de fluage :		Expérience de relaxation :	
$\varepsilon(t) = \sigma_0 \, F(t_0, t)$	1.4	$\sigma(t) = \varepsilon_0 \, R(t_0, t)$	1.5

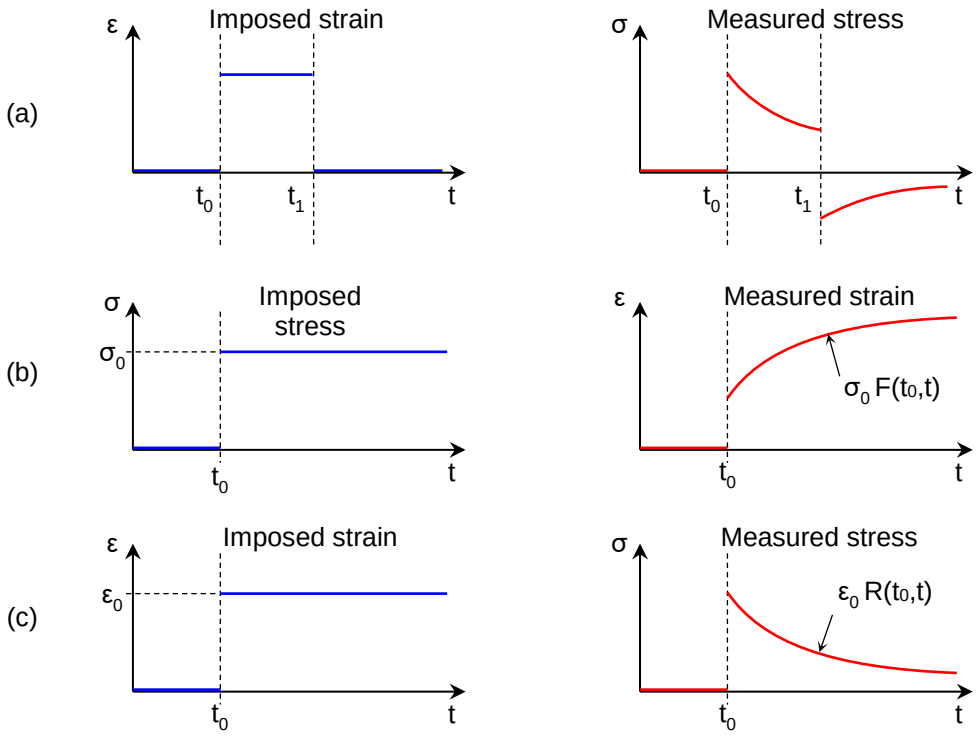


Figure 1.12 – Expériences fondamentales sur matériau viscoélastique : (a) effacement ; (b) fluage ; (c) relaxation

La linéarité du comportement des matériaux bitumineux vient du respect du principe de superposition de Boltzmann (1878). Elle se traduit par une sommation des réponses sous chacun des chargements individuels pour calculer une réponse sous l'application d'un chargement multiple. Le Tableau 1.1 illustre l'application du principe de superposition pour la combinaison de deux chargements. En conséquence de ce principe, la réponse d'un matériau à un instant donné est la somme de la déformation provoquée par chacun des incréments de sollicitation qui précèdent cet instant. Cela permet d'écrire les relations 1.6 et 1.7 et, si les fonctions de sollicitation (contrainte ou déformation débutant à t_0) sont dérivables, les relations 1.8 et 1.9. Ces relations permettent de calculer la réponse d'un matériau viscoélastique linéaire sous n'importe quel chemin de sollicitation.

Tableau 1.1 – Illustration du principe de superposition pour des sollicitations en déformation

Imposed		Measured
$\varepsilon_1(t)$	→	$\sigma_1(t)$
$\varepsilon_2(t)$	→	$\sigma_2(t)$
$\lambda\varepsilon_1(t) + \mu\varepsilon_2(t)$	→	$\lambda\sigma_1(t) + \mu\sigma_2(t)$

$$\varepsilon(t) = \int_{t_0^-}^{t} F(\tau,t)\, d\sigma(t) \qquad 1.6 \qquad\qquad \sigma(t) = \int_{t_0^-}^{t} R(\tau,t)\, d\varepsilon(t) \qquad 1.7$$

$$\varepsilon(t) = \int_{t_0^-}^{t} F(\tau,t)\, \dot{\sigma}(\tau)\, d\tau \qquad 1.8 \qquad\qquad \sigma(t) = \int_{t_0^-}^{t} R(\tau,t)\, \dot{\varepsilon}(\tau)\, d\tau \qquad 1.9$$

- **Module et coefficient de Poisson complexes**

Les propriétés viscoélastiques d'un matériau sont déterminées en réalisant un essai de module complexe en laboratoire. Il existe diverses géométries possibles pour l'échantillon testé. Considérons une éprouvette cylindrique sollicitée en contrainte axiale. Pour caractériser la dépendance en fréquence du matériau, la sollicitation appliquée est sinusoïdale. Les signaux de déformations axiale et radiale mesurés sont également sinusoïdaux et de même fréquence. On définit alors le module complexe E^* dans le domaine fréquentiel comme le rapport des expressions complexes de la contrainte σ^* et de la déformation axiale ε_z^* (1.10). Le module complexe peut être exprimé en termes de norme $|E^*|$ et d'angle de phase φ_E (1.11) ou bien de partie réelle E_1 et de partie imaginaire E_2 (1.12).

$$E^*(\omega) = \frac{\sigma^*(\omega)}{\varepsilon_z^*(\omega)} = \frac{\sigma_0 e^{-j\omega t}}{\varepsilon_0 e^{-j\omega t-\varphi_E}} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_{z0}} e^{j\varphi_E} = E_1 + jE_2 \qquad 1.10$$

$$\begin{cases} |E^*| = \dfrac{\sigma_0}{\varepsilon_{z0}} \\ \varphi_E \end{cases} \qquad 1.11 \qquad\qquad \begin{cases} E_1 = |E^*|cos(\varphi_E) \\ E_2 = |E^*|sin(\varphi_E) \end{cases} \qquad 1.12$$

On définit de la même façon le coefficient de Poisson complexe ν^* (Equation 1.13).

$$\nu^*(\omega) = \frac{\varepsilon_r^*(\omega)}{\varepsilon_z^*(\omega)} = \frac{\varepsilon_{r0} e^{-j\omega t}}{\varepsilon_{z0} e^{-j\omega t-\varphi_\nu}} = \frac{\varepsilon_{r0}}{\varepsilon_{z0}} e^{j\varphi_\nu} = \nu_1 + j\nu_2 \qquad 1.13$$

Au cours d'un essai, le module complexe est mesuré pour différentes températures et différentes fréquences de sollicitation. Un exemple d'enregistrement des signaux de contrainte et de déformations est présenté en Figure 1.13. La Figure 1.14 présente un exemple de résultats d'un essai de module complexe sur un enrobé bitumineux, représentés dans différents plans.

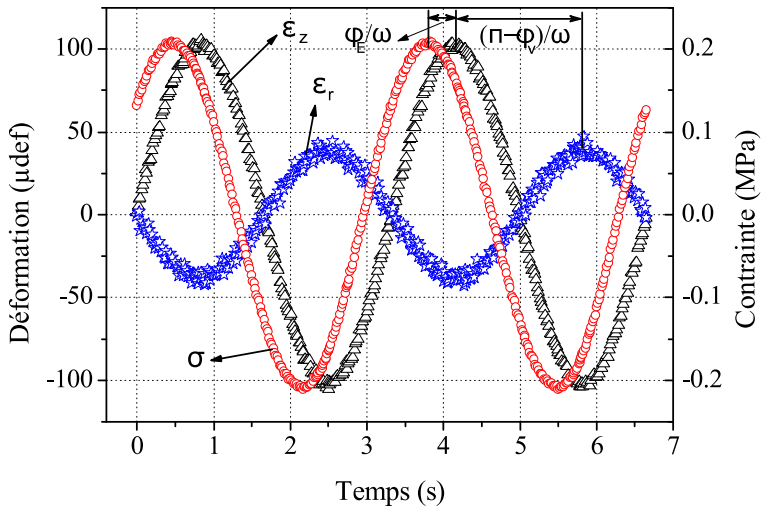


Figure 1.13 – Signaux de contrainte et de déformations axiale et radiale mesurés lors d'un essai de module complexe sur éprouvette cylindrique à 20.8°C et 0.3 Hz

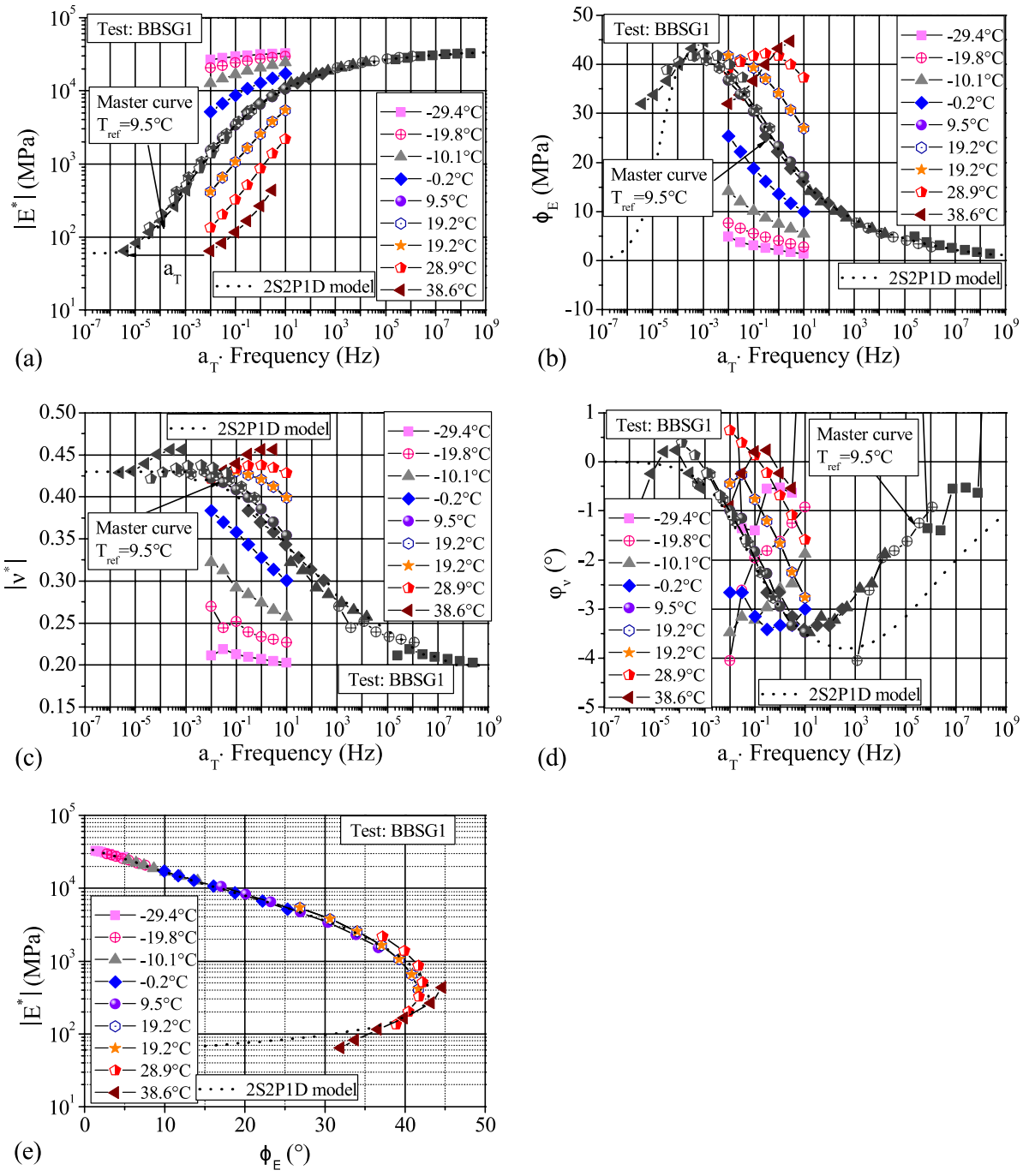


Figure 1.14 – Essai de module complexe et modélisation 2S2P1D : (a) isothermes et courbe maîtresse de la norme de E* ; (b) isothermes et courbe maîtresse de l'angle de phase de E* ; (c) isothermes et courbe maîtresse de la norme de ν* ; (d) isothermes et courbe maîtresse de l'angle de phase de ν* ; (e) Espace de Black. (Q. T. Nguyen, 2011)

- **Dissipation d'énergie**

En raison de leur comportement viscoélastique, les matériaux bitumineux dissipent de l'énergie lorsqu'ils sont sollicités. La Figure 1.15 présente le chemin suivi dans les axes contrainte-déformation lors d'un cycle de sollicitation sinusoïdale. L'aire de l'ellipse formée correspond à l'énergie dissipée pour un cycle. La norme du module complexe est identifiée comme la pente de l'axe principal de l'ellipse. L'angle de phase du matériau est quant à lui proportionnel à l'aire de l'ellipse.

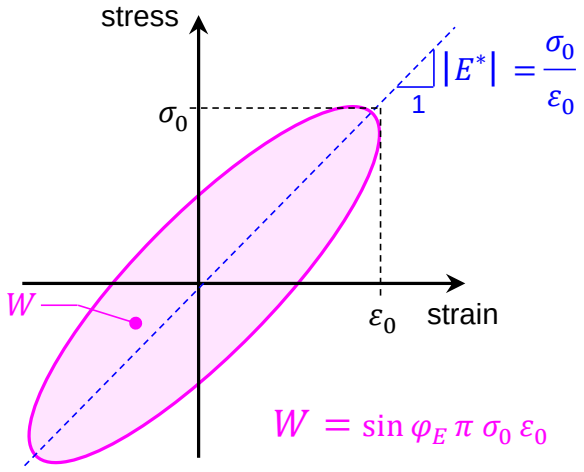


Figure 1.15 – Dissipation d'énergie au cours d'un cycle sous sollicitation sinusoïdale

- **Equivalence temps-température**

L'observation des isothermes (Figure 1.14) montre qu'elles forment une courbe unique, indépendante de la température et de la fréquence, dans l'espace de Black (et dans le plan Cole-Cole, non présenté). Les matériaux vérifiant ce résultat sont qualifiés de « thermo-rhéologiquement simples ». Ils vérifient dès lors le Principe de Superposition Temps-Température (PSTT). Cela signifie qu'il est possible de trouver une infinité de couples fréquence/température pour lesquels le même module complexe est obtenu. En pratique, l'effet d'une fréquence basse (resp. haute) est assimilable à celui d'une haute (resp. basse) température. (Di Benedetto & Corté, 2004)

Dans le cas de la viscoélasticité linéaire, le respect du PSTT permet la formation d'une courbe unique par décalage des isothermes de module et d'angle de phase autour d'une température de référence. Ce décalage est réalisé sur l'axe des abscisses logarithmique en multipliant les fréquences par des facteurs a_T. Les courbes uniques obtenues sont appelées « courbes maîtresses » (Figure 1.14a et b). L'équation 1.14 traduit le décalage des isothermes de la température T jusqu'à la température T_{ref}. Le PSTT a également été vérifié, avec les mêmes facteurs a_T pour le coefficient de Poisson complexe (Q. T. Nguyen, Di Benedetto, Sauzéat, et al., 2013), pour le domaine non linéaire (H. M. Nguyen, Pouget, Di Benedetto, et al., 2009) ainsi que pour les matériaux fissurés (M. L. Nguyen, Sauzéat, Di Benedetto, et al., 2013).

L'évolution des facteurs de translation a_T peut être modélisée par l'équation (1.15) de Williams, Landel, & Ferry (1955). Deux constantes C_1 et C_2, dépendantes de la température de référence, sont à déterminer pour obtenir la caractérisation thermo-rhéologique complète du matériau (Figure 1.16).

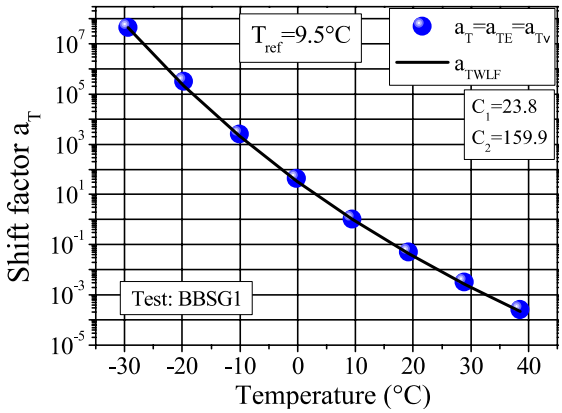


Figure 1.16 – Facteurs de décalage a_T et équation WLF (T_{ref} = 9.5°C) (Q. T. Nguyen, 2011)

$$E^*(\omega, T) = E^*\left(\omega\, a_T(T), T_{ref}\right) \quad (1.14)$$

$$log(a_T) = \frac{-C_1(T - T_{ref})}{C_2 + (T - T_{ref})} \quad (1.15)$$

- **Modélisation du comportement viscoélastique linéaire**

L'objectif de la modélisation du comportement viscoélastique linéaire est de décrire mathématiquement les propriétés rhéologiques du matériau. Un modèle rhéologique doit être précis et ne pas comporter trop de variables pour être facilement calibré sur des données expérimentales. Les modèles rhéologiques doivent par ailleurs conserver un sens physique. Pour cela, les modèles viscoélastiques linéaires résultent de l'assemblage de corps rhéologiques unitaires, présentés de façon unidimensionnelle en

Figure 1.17. On distingue classiquement les modèles rhéologiques à spectre discret et ceux à spectre continu. Dans ces modèles :

- **Le ressort** est le corps élastique. Il fournit une réponse immédiate et proportionnelle à la sollicitation en suivant la loi de Hooke (Equation 1.16). Il est caractérisé par un module E.
- **L'amortisseur linéaire** comporte une viscosité η. Sa réponse est dépendante de la vitesse de sollicitation. Pour l'application d'une déformation infiniment lente, aucune contrainte n'apparaît. Au contraire pour une déformation très rapide, la contrainte devient importante. (Equation 1.17)
- **L'amortisseur parabolique**, seulement utilisé pour les modèles à spectre continu, possède une fonction de fluage parabolique. Son module complexe est donné en Equation 1.18.

Pour une association en série de deux éléments, la contrainte est identique pour chacun des deux éléments et la déformation totale est la somme des deux déformations unitaires. Au contraire, lorsque deux éléments sont associés en parallèle, la déformation qu'ils subissent est la même alors que la contrainte de l'association est la somme des contraintes de chaque élément.

Spring	*Dashpot*	*Parabolic element*
E	η	h
$\sigma = E\varepsilon$ (1.16)	$\sigma = \eta\dot{\varepsilon}$ (1.17)	$E^*(\omega) = \frac{(j\omega\tau)^h}{a\,\Gamma(h+1)}$ (1.18)

Figure 1.17 – Corps rhéologiques élémentaires en 1D

Les modèles à spectre discret sont des assemblages de ressorts et d'amortisseurs linéaires. Leurs constantes ne peuvent être calibrées que pour un nombre fini de fréquences. Les modèles de Maxwell et de Kelvin-Voigt résultent de l'assemblage d'un ressort et d'un amortisseur en série (pour Maxwell) et en parallèle (pour Kelvin-Voigt). Ils sont représentés en Figure 1.18 et Figure 1.19. Les expressions de leurs modules complexes sont données en Equations 1.19 et 1.22 et celles de leurs fonctions de fluage ou relaxation en Equations 1.20 et 1.23. Ces deux modèles simples ne sont pas en mesure de simuler correctement le comportement viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux.

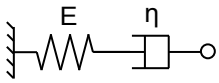


Figure 1.18 – Modèle de Maxwell (M)

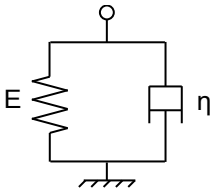


Figure 1.19 – Modèle de Kelvin-Voigt (KV)

$$E_M^*(\omega) = \frac{j\omega E\eta}{E + j\omega\eta} \quad (1.19)$$

$$R_M(t) = Ee^{-\frac{t}{\tau}} \quad (1.20)$$

$$\tau = \frac{\eta}{E} \quad (1.21)$$

$$E_{MG}^*(\omega) = E + j\omega\eta \quad (1.22)$$

$$F_{KV}(t) = \frac{1}{E}\left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}}\right) \quad (1.23)$$

$$\tau = \frac{\eta}{E} \quad (1.24)$$

Les assemblages généralisés, comme les modèles de Maxwell Généralisé (MG) et de Kelvin-Voigt Généralisé (KVG) (Figure 1.20 et Figure 1.21), sont formés par l'assemblage d'un nombre fini n de modèles rhéologiques simples de Maxwell ou de Kelvin-Voigt dont les paramètres sont différents. Avec un grand nombre n, ces modèles peuvent simuler convenablement le comportement viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux. Les expressions de leurs modules complexes sont données en Equations 1.25 et 1.28 et celles de leurs fonctions de fluage ou relaxation en Equations 1.26 et 1.29. Les viscosités pures η_0 et η_{00} ne sont utilisées que pour les bitumes.

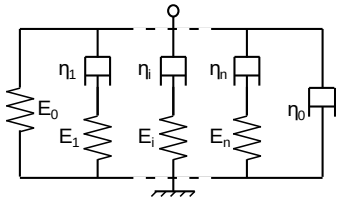


Figure 1.20 – Modèle de Maxwell Généralisé (MG) à n éléments

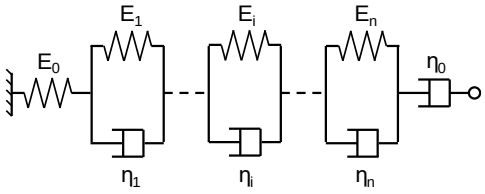


Figure 1.21 – Modèle de Kelvin-Voigt Généralisé (KVG) à n éléments

$$E_{MG}^*(\omega) = E_0 + j\omega\eta_0 + \sum_{i=1}^{n} \frac{j\omega E_i\eta_i}{E_i + j\omega\eta_i} \quad (1.25)$$

$$R_{MG}(t) = E_0 + \sum_{i=1}^{n} E_i\, e^{-t/\tau_i} \quad (1.26)$$

$$\tau_i = \frac{\eta_i}{E_i} \quad (1.27)$$

$$E_{KVG}^*(\omega) = \left(\frac{1}{E_0} + \sum_{i=1}^{n} \frac{1}{E_i + j\omega\eta_i}\right)^{-1} \quad (1.28)$$

$$F_{KVG}(t) = \frac{1}{E_0} + \frac{1}{j\omega\eta_0} + \sum_{i=1}^{n} \frac{1}{E_i}\left(1 - e^{-t/\tau_i}\right) \quad (1.29)$$

$$\tau_i = \frac{\eta_i}{E_i} \quad (1.30)$$

Les modèles à spectre continu sont formés par l'assemblage de ressorts, d'amortisseurs linéaires et d'éléments paraboliques. Le modèle de Huet (1963), représenté en Figure 1.22, est composé de deux éléments paraboliques, de paramètres k et h, et d'un ressort E_∞ associés en série. Les expressions de son module complexe et de sa fonction de fluage sont données en Equations 1.31 et 1.32. Le principal défaut du modèle de Huet pour la modélisation du comportement des enrobés bitumineux est que le module complexe tend à être nul aux très basses fréquences.

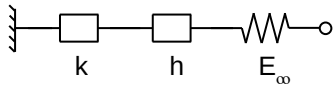


Figure 1.22 – Modèle de Huet

$$E_H^*(\omega) = \frac{E_\infty}{1 + \delta(j\omega\tau)^{-k} + (j\omega\tau)^{-h}} \quad (1.31)$$

$$F_H(t) = \frac{1}{E_\infty}\left(1 + \delta\frac{(t/\tau)^k}{\Gamma(k+1)} + \delta\frac{(t/\tau)^h}{\Gamma(h+1)}\right) \quad (1.32)$$

Les travaux de Sayegh (1965) ont repris et complété le modèle de Huet en y ajoutant un ressort en parallèle. Cet assemblage forme le modèle de Huet-Sayegh, représenté en Figure 1.23, dont l'utilisation est très répandue. L'expression de son module complexe est donnée en Equation 1.33. Les fonctions de fluage et de relaxation de ce modèle ne possèdent pas d'expressions analytiques simples. Le comportement aux basses fréquences est amélioré par rapport au modèle de Huet, mais des différences avec les données expérimentales persistent.

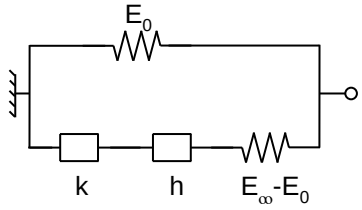


Figure 1.23 – Modèle de Huet-Sayegh

$$E_{HS}^*(\omega) = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta(j\omega\tau)^{-k} + (j\omega\tau)^{-h}} \quad (1.33)$$

Le modèle 2S2P1D (*2 Springs, 2 Parabolic elements, 1 Dashpot*) a été développé par Olard & Di Benedetto (2003) et Di Benedetto, Sauzéat, Delaporte, et al. (2004). Il s'agit d'une extension du modèle de Huet-Sayegh. Un amortisseur linéaire de viscosité η (cf. Equation 1.32) est ajouté en série avec les deux éléments paraboliques (Figure 1.24). Cela permet de modéliser la viscosité des bitumes à haute température (ou basse fréquence). Le modèle 2S2P1D permet ainsi de simuler le comportement viscoélastique linéaire de tous les types de mélanges bitumineux (bitume, mastic ou enrobé). Le module complexe du modèle 2S2P1D est donné en Equation 1.34. La généralisation tridimensionnelle est apportée par Di Benedetto, Delaporte, & Sauzéat (2007) en définissant le coefficient de Poisson complexe (Equation 1.35). La calibration du coefficient de ce dernier ne nécessite que deux constantes supplémentaires : υ_{00} et υ_0.

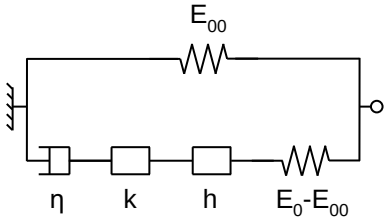


Figure 1.24 – Modèle 2S2P1D

$$E_{2S2P1D}^*(\omega) = E_{00} + \frac{E_0 - E_{00}}{1 + \delta(j\omega\tau_E)^{-k} + (j\omega\tau_E)^{-h} + (j\omega\beta\tau_E)^{-1}} \quad (1.34)$$

$$\upsilon_{2S2P1D}^*(\omega) = \upsilon_{00} + (\upsilon_0 - \upsilon_{00})\frac{E_{2S2P1D}^*(\omega) - E_{00}}{E_0 - E_{00}} \quad (1.35)$$

$$\eta = (E_0 - E_{00})\beta\tau_E = (\upsilon_0 - \upsilon_{00})\beta\tau_\upsilon \quad (1.36)$$

- **Calibration des modèles généralisés sur le modèle 2S2P1D**

Les modèles généralisés de Kelvin-Voigt et de Maxwell à n éléments, en raison du fait que leur fonction de fluage possède une expression analytique, peuvent être aisément utilisés pour des simulations (Eléments Finis par exemple) dans le domaine temporel. Cependant, ces modèles ont un grand nombre de paramètres (n+2 paramètres).

Tiouajni, Di Benedetto, Sauzéat, et al. (2011) ont développé une procédure de calibration des modèles de KVG et de MG sur le modèle 2S2P1D. Cette procédure est basée sur un principe de séparation des fréquences et d'égalisation des expressions de module complexe. La Figure 1.25 présente une comparaison entre le module et l'angle de phase donnés par le modèle 2S2P1D et ceux donnés par le modèle KVG (n = 14) (calibré sur 2S2P1D) pour un bitume, un mastic et un enrobé. Une bonne correspondance existe entre les deux modèles. Les oscillations observées sur l'angle de phase du modèle KVG sont attribuables au caractère spectral discret de ce dernier. Cette procédure, qui permet d'allier le faible nombre de paramètres du modèle 2S2P1D à la facilité d'implémentation du modèle KVG, sera utilisée dans le Chapitre 3 pour l'implémentation de la viscoélasticité linéaire dans un code de calcul éléments finis.

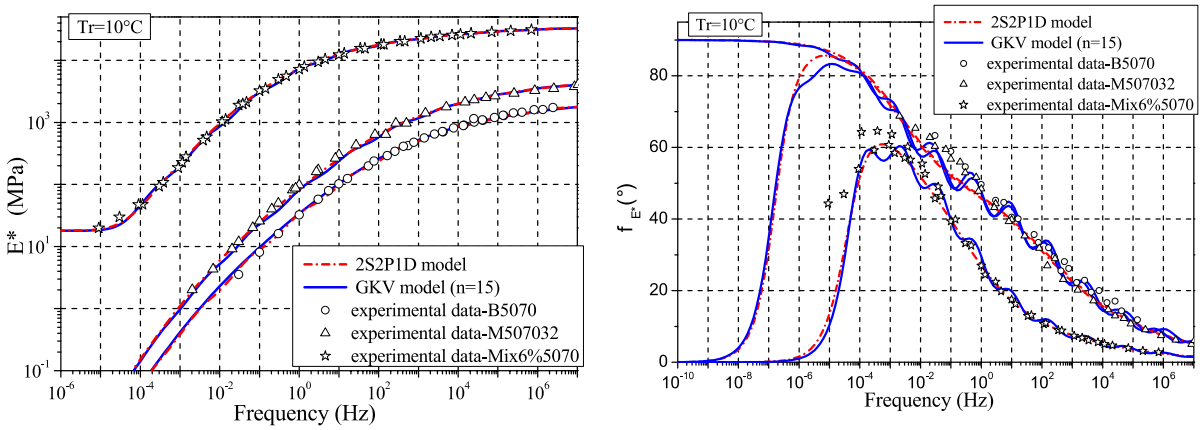


Figure 1.25 – Résultats de calibration du modèle de KVG(n = 15) sur le modèle 2S2P1D (Tiouajni, Di Benedetto, Sauzéat, et al., 2011)

- **Approximation de l'angle de phase pour les modèles viscoélastiques linéaires**

Les développements mathématiques apportés par Kramers (1927) et Kronig (1926), connus sous le nom de « relations de Kramers-Kronig » dérivent du principe de causalité selon lequel la sollicitation précède la réponse. Ces relations, en Equation 1.37, permettent de faire le lien entre les composantes imaginaire et réelle d'une fonction qui s'applique sur le demi-plan supérieur de la variable complexe. L'application des relations de Kramers-Kronig au module complexe des matériaux permet donc de lier la norme du module complexe à l'angle de phase. Booij & Thoone (1982) ont tiré parti de ces relations pour établir une approximation de l'angle de phase à partir du module complexe (Equation 1.38). Cette relation est valable pour tous les modèles rhéologiques viscoélastiques linéaires. La Figure 1.26 présente un exemple de comparaison de l'angle de phase du modèle 2S2P1D et de son approximation par les relations de Kramers-Kronig. Une bonne correspondance est observée avec une erreur d'angle de phase inférieure à 3°.

$$E_1(\omega) = +\frac{2}{\pi}\int_0^{\infty} \frac{\Omega E_2(\Omega)}{\Omega^2 - \omega^2}\, d\Omega \qquad E_2(\omega) = -\frac{2}{\pi}\int_0^{\infty} \frac{\omega E_1(\Omega)}{\Omega^2 - \omega^2}\, d\Omega \qquad 1.37$$

$$\varphi_E(\omega) \approx \frac{\pi}{2} \frac{\mathrm{d}\ln|E^*(\omega)|}{\mathrm{d}\ln(\omega)} \qquad 1.38$$

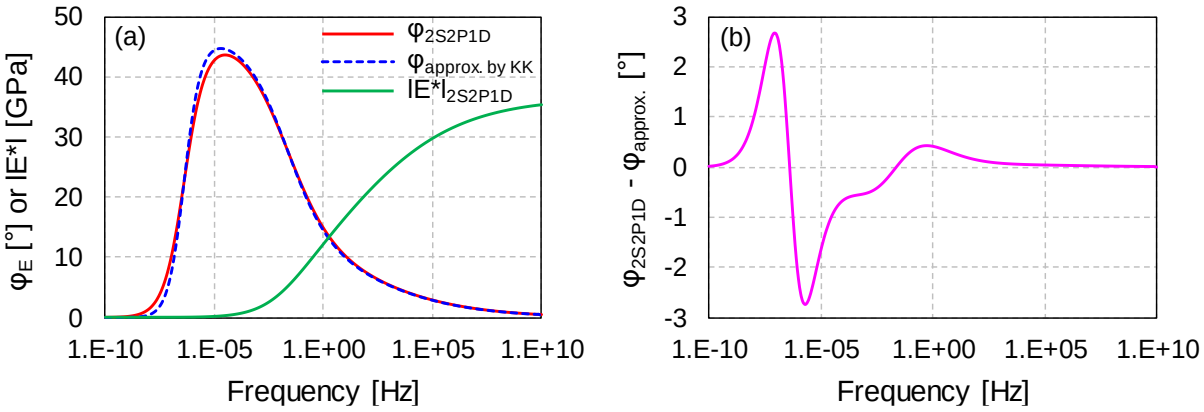


Figure 1.26 – Exemple de comparaison de l'angle de phase du modèle 2S2P1D et de son approximation à l'aide des relations de Kramers-Kronig : (a) Superposition des courbes ; (b) Différence d'angle de phase

1. II. 3. b. ii. Fatigue des matériaux bitumineux

La résistance en fatigue des matériaux bitumineux est un élément important de la méthode française de dimensionnement des structures de chaussée. Il y est en effet supposé que les couches liées d'une chaussée périssent par rupture en fatigue à leur base. Le phénomène de fatigue apparaît dans le domaine des petites déformations pour un grand nombre de cycles de chargement ($N > 10^4$). Il se caractérise par la rupture après un grand nombre de chargements de petite amplitude.

L'essai de fatigue sur enrobé bitumineux peut être pratiqué en laboratoire sur différentes géométries d'éprouvettes. Di Benedetto, De La Roche, Baaj, et al. (2004) ont montré, grâce à des campagnes expérimentales interlaboratoires, que des résultats comparables sont obtenus pour les différents essais de fatigue. La Figure 1.27a présente un résultat typique d'essai de fatigue obtenu par Tapsoba, Sauzéat, & Di Benedetto (2013). On y distingue trois phases :

- La phase I, ou phase d'adaptation, est caractérisée par une décroissance rapide du module en raison des sollicitations répétées. Ce phénomène n'est pas entièrement expliqué par de la fatigue. Di Benedetto, Nguyen, & Sauzéat (2011) montrent l'implication de la thixotropie et de l'échauffement local (lié au couplage thermomécanique), en réalisant des essais de fatigue avec temps de repos.
- La phase II, ou phase quasi-stationnaire, montre une décroissance linéaire du module avec le nombre de cycles. La fatigue joue un rôle prédominant au cours de cette phase.
- La phase III est la phase de rupture au cours de laquelle les fissures, initiées en phases I et II, se propagent jusqu'à la rupture de l'échantillon. Il existe plusieurs critères de rupture basés sur la norme du module, son angle de phase ou bien sur l'énergie dissipée.

Les essais de fatigue sont habituellement réalisés à plusieurs (petites) amplitudes de déformation. Les nombres de cycles conduisant à la rupture sont tracés en fonction de l'amplitude de déformation, formant la courbe dite de Wöhler (Figure 1.27b).

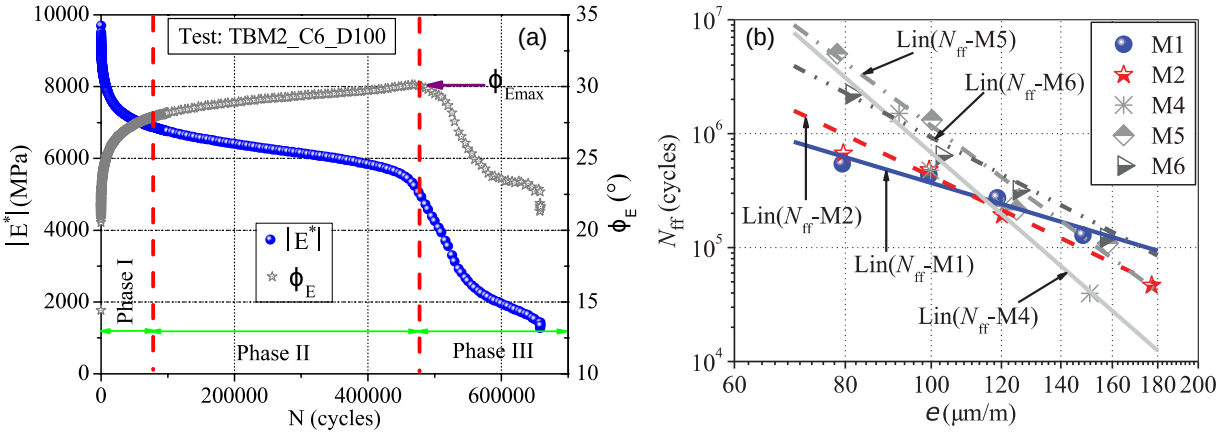


Figure 1.27 – Essais de fatigue à 10°C et 10 Hz : (a) Evolution de la norme et de l'angle de phase du module complexe au cours d'un essai de fatigue sur enrobé bitumineux (Tapsoba, Sauzéat, & Di Benedetto, 2013) ; (b) Courbes de Wöhler déduites en utilisant six critères de rupture différents (Tapsoba, Sauzéat, Di Benedetto, et al., 2014)

1. II. 3. c. Comportement des interfaces entre couches de chaussée

1. II. 3. c. i. Caractérisation du comportement des interfaces

Le collage des couches de chaussée en matériaux bitumineux entre elles est généralement réalisé avec du bitume (pur ou en émulsion). On peut dès lors supposer que les interfaces entre couches de chaussée se comportent de façon viscoélastique linéaire. De nombreux essais cycliques, adoptant des géométries variées, ont été réalisés sur les interfaces. Ces tests ont permis de montrer que le comportement en cisaillement des couches d'accrochage dépend effectivement de la température et de la fréquence de chargement. (Attia, 2017, 2018, 2020 ; Diakhaté, 2006)

Des essais de fatigue ont également montré que la qualité de collage de la couche d'accrochage évolue avec le nombre de sollicitations appliquées. (Diakhaté, 2006 ; Isailović, 2017 ; Ragni, 2020). Petit, Diakhaté, Millien, et al. (2009) et Diakhaté, Millien, Petit, et al. (2011) vont jusqu'à proposer la prise en compte de la fatigue des interfaces pour améliorer la méthode française de dimensionnement des structures de chaussée.

Les interfaces peuvent également être caractérisées in situ grâce à plusieurs essais. En particulier, l'essai d'ovalisation, décrit par la norme NF P98-203-1 (1997), consiste à mesurer la déformation d'un trou de carotte à proximité du passage d'une charge lourde (Kobisch & Peyronne, 1979). L'exploitation des déformations à différentes profondeurs de la cavité permet d'évaluer la qualité du collage entre couches de chaussées. Des développements sont en cours pour la réalisation de l'essai d'ovalisation sous un chargement dynamique impulsionnel de type F/HWD (Gharbi, Broutin, Boulkhemair, et al., accepted ; Gharbi, Broutin, Schneider, et al., 2020).

1. II. 3. c. ii. Modélisation du comportement des interfaces

Plusieurs auteurs reprennent l'hypothèse viscoélastique linéaire et proposent de simuler la présence d'interfaces en introduisant une fine couche plane de matériau viscoélastique. Barriera, Lebental, & Pouget (2019) calculent une épaisseur de couche d'accrochage de 2 mm en se basant sur la densité et le dosage surfacique du produit utilisé. Grellet, Doré, Chupin, et al. (2018) ont réalisé des simulations avec des interfaces de 0.5 mm, 1 mm et 2 mm d'épaisseur et constate que la meilleure corrélation entre le modèle numérique et les déformations mesurées est obtenue pour 0.5 mm. Ces deux auteurs utilisent

le code semi-analytique Viscoroute pour lequel, contrairement aux méthodes éléments finis, l'utilisation d'une couche très élancée ne soulève pas de problème de discrétisation spatiale.

D'autres auteurs préfèrent une approche normalisée en n'attribuant pas d'épaisseur à l'interface. Dans ce cas, une raideur élastique d'interface K est utilisée. Elle est définie comme le ratio entre la contrainte de cisaillement σ_{rz} et la différence de déplacement radial de part et d'autre de l'interface Δu. Cette approche peut être généralisée au cas viscoélastique en considérant, pour une sollicitation harmonique, un module d'interface complexe K*, doté d'une norme $|K^*|$ et d'un angle de phase φ_K, défini à partir des amplitudes de contrainte de cisaillement τ_0 et du saut de déplacement horizontal Δu_0 (Diakhaté et al., 2011 ; Isailović et al., 2017) :

$$K^*(\omega) = \frac{\tau_0}{\Delta u_0} e^{i\varphi_K} = |K^*| e^{i\varphi_K} \quad 1.39$$

Le module complexe d'interface peut alors être simulé par les modèles viscoélastiques linéaires précédemment cités (§ 1. II. 3. b. i). L'application du modèle 2S2P1D au module complexe d'interface est traduite par l'Equation 1.40.

$$K^*_{2S2P1D}(\omega) = K_{00} + \frac{K_0 - K_{00}}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h} + (i\omega\beta\tau)^{-1}} \quad 1.40$$

Les travaux de Attia (2020) ont cependant suggéré que le comportement des interfaces ne peut pas être totalement simulé par les modèles viscoélastiques linéaires. Il a en effet été montré que si la norme du module complexe de cisaillement des interfaces peut être convenablement simulée avec les modèles viscoélastiques linéaires, l'angle de phase est systématiquement sous-estimé. Attia (2020) propose alors l'utilisation du modèle DBN_{PDSC} qui est une extension du modèle établi par Di Benedetto, Sauzéat, Neifar, et al. (2007) tenant compte d'une dissipation d'énergie additionnelle.

1. II. 4. Principales méthodes utilisées pour le calcul des chaussées

Le calcul de la réponse d'une chaussée à un chargement donné est important dans le cadre des méthodes rationnelles de dimensionnement, d'auscultation et de renforcement. De nombreuses méthodes de calcul sont aujourd'hui disponibles. Elles se distinguent souvent par les hypothèses mécaniques qu'elles admettent. On distingue ainsi les méthodes dynamiques des méthodes statiques selon que les effets d'inertie sont pris en compte ou non. Les méthodes peuvent aussi être caractérisées par les comportements mécaniques qu'elles permettent de prendre en compte (élasticité, viscoélasticité, non-linéarités, etc.). Il est donc important de choisir une méthode de calcul adaptée à la nature mécanique du problème à résoudre.

1. II. 4. a. Méthodes élastostatiques de Boussinesq et de Burmister

Boussinesq (1885) a résolu analytiquement le problème d'une charge circulaire statique de diamètre $2a$ appliquée à la surface d'un massif homogène élastique linéaire (Figure 1.28). Il a notamment déterminé les expressions de la contrainte axiale σ_{zz} sur l'axe de symétrie (1.41) et de la déflexion d en surface (1.42) en fonction de la valeur de la charge Q, du module d'Young E et du coefficient de Poisson ν. La Figure 1.29 présente des applications numériques pour la contrainte verticale et la déflexion. Notons qu'au moment de la publication de cette résolution, les outils mathématiques comme la solution biharmonique de Love (1929) ou les transformations intégrales étaient limités, inexistants, ou encore peu appliqués à la mécanique.

$$\sigma_{zz}(z, r = 0) = Q\left(1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{3/2}}\right) \quad 1.41$$

$$d(r = 0) = \frac{2Qa\,(1 - \nu^2)}{E} \quad et \quad d(r > 0) = \frac{2Qa^2(1 - \nu^2)}{E\,r} \quad 1.42$$

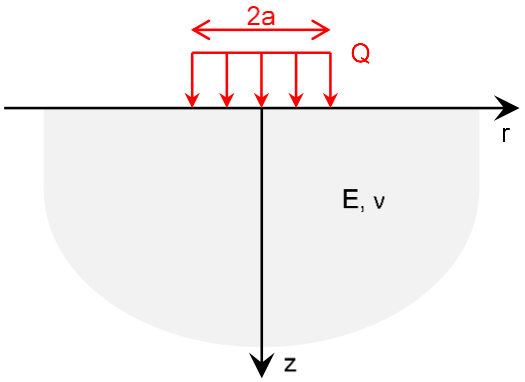


Figure 1.28 – Géométrie du massif de Boussinesq

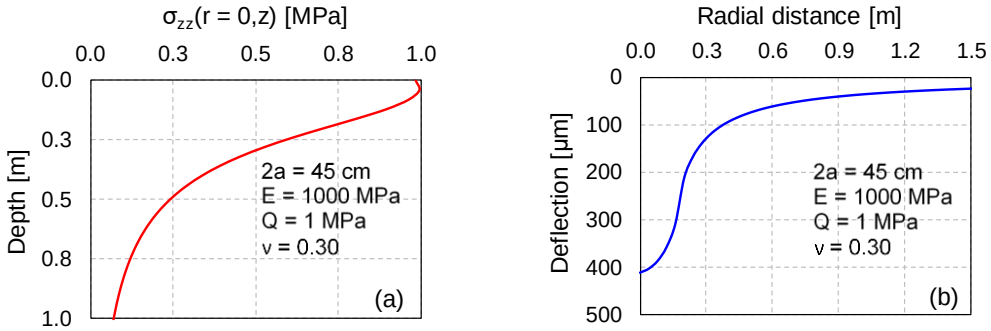


Figure 1.29 – Applications de la méthode de Boussinesq : (a) contrainte verticale ; (b) déflexion

Plus tard, en tirant parti de notions mathématiques avancées, Burmister (1945) propose la résolution d'une chaussée à deux couches en utilisant les équations d'équilibre élastostatique. La méthode proposée par Burmister est généralisable à une chaussée à n couches dont la géométrie est présentée en Figure 1.30. Les expressions des déplacements axial et radial et des contraintes verticale et de cisaillement pour la $i^{ème}$ couche de chaussée, dont le matériau constitutif a un module E_i et un coefficient de Poisson ν_i, sont données en expressions 1.43 à 1.46 sous forme intégrale en fonction du paramètre de Hankel m.

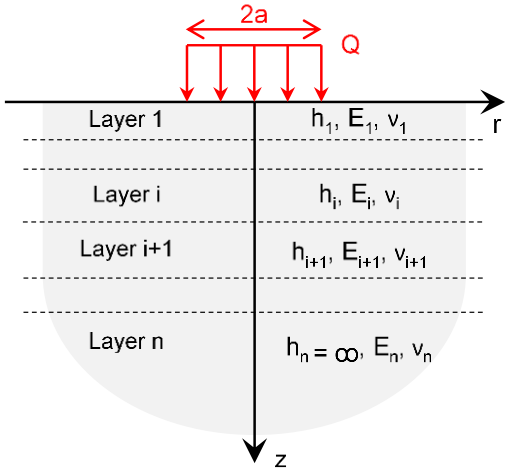


Figure 1.30 – Massif multicouche utilisé pour le calcul selon la méthode de Burmister

$$u_i = \frac{1+\nu_i}{E_i}\int_0^\infty [A_i\, me^{mz} + B_i\, me^{-mz} + C_i(1+mz)e^{mz} - D_i(1-mz)e^{-mz}]J_1(mr)m\, dm \quad 1.43$$

$$w_i = \frac{1+\nu_i}{E_i}\int_0^\infty [-A_i\, me^{mz} + B_i\, me^{-mz} + C_i(2-4\nu_i-mz)e^{mz} - D_i(2-4\nu_i+mz)e^{-mz}]J_0(mr)m\, dm \quad 1.44$$

$$\sigma_{zz,i} = -\int_0^\infty [A_i\, me^{mz} + B_i\, me^{-mz} - C_i(1-2\nu_i-mz)e^{mz} - D_i(1-2\nu_i+mz)e^{-mz}]J_0(mr)m^2\, dm \quad 1.45$$

$$\sigma_{rz,i} = \int_0^\infty [A_i\, me^{mz} - B_i\, me^{-mz} + C_i(2\nu_i+mz)e^{mz} + D_i(2\nu_i-mz)e^{-mz}]J_1(mr)m^2\, dm \quad 1.46$$

$$\sigma_{zz,1}(\mathrm{z}=0) = \frac{QaJ_1(ma)}{m^2} \quad 1.47$$

Les constantes A_i, B_i, C_i et D_i de la couche i sont à déterminer à l'aide des conditions sur les frontières supérieure et inférieure de la couche i. Trois types de conditions sont à distinguer : (i) la frontière de surface où la charge est appliquée sur un rayon donné (Equation 1.47) ; (ii) les frontières entre couches, qui peuvent être parfaitement collées (continuité des déplacements et des contraintes), glissantes ou bien partiellement collées ; (iii) la frontière inférieure de la dernière couche de chaussée, qui simule l'infinité du sol support. La Figure 1.31 présente un exemple de calcul de la déflexion par la méthode de Burmister dans un massif composé de trois couches.

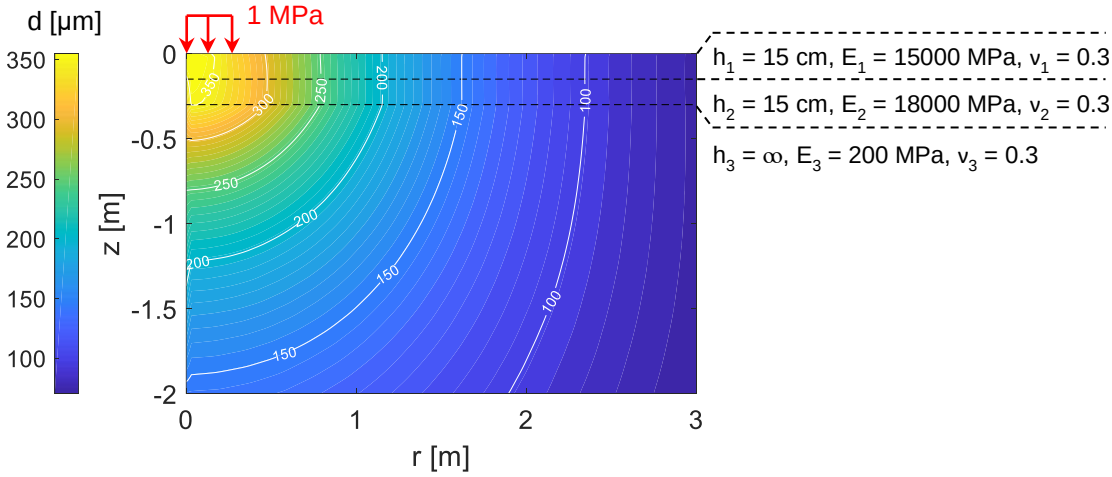


Figure 1.31 – Calcul de la déflexion dans une chaussée à trois couches. Une charge circulaire (22.5 cm de rayon) de 1 MPa est appliquée en surface

En raison de la linéarité supposée des matériaux, la méthode de Burmister présente deux avantages. D'une part, un calcul sous une charge unitaire peut être utilisé pour n'importe quelle amplitude de charge par simple multiplication. D'autre part, la réponse d'une chaussée à un chargement complexe, comme un atterrisseur d'aéronef, peut être calculée par sommation des réponses aux charges isolées qui la composent. Ces avantages, combinés aux techniques numériques de formulation matricielle, permettent d'atteindre une très bonne efficacité de calcul. Pour une chaussée donnée, de très nombreux cas de charge peuvent être calculés en un temps relativement faible. L'emploi de la méthode de Burmister dans les méthodes de dimensionnement des structures de chaussée est ainsi facilité. (Erlingsson & Ahmed, 2013 ; Khazanovich & Wang, 2007)

Van Cauwelaert (2004) précise que des problèmes numériques d'intégration peuvent apparaître lorsque les exponentielles positives deviennent trop importantes et en particulier pour des points

proches de la surface, lorsque la coordonnée axiale se rapproche de zéro. Pour pallier ce problème, certains auteurs proposent des formes alternatives pour la fonction biharmonique ou bien modifient les procédures d'intégration (Andersen et al., 2020 ; Liu et al., 2018 ; You et al., 2016 ; Zhao, Zhou, et al., 2015).

1. II. 4. b. Méthode des Eléments Finis

La méthode des Eléments Finis (MEF) est une méthode de résolution numérique des Equations aux Dérivées Partielles (EDP). Elle consiste en la partition du domaine spatial en sous-domaines, appelés éléments finis et qui forment le maillage. Chaque élément fini porte des nœuds au niveau desquels les EDP sont résolues. Les solutions entre les nœuds sont obtenues par interpolation. La MEF est fréquemment utilisée en ingénierie des structures pour sa flexibilité. Elle peut en effet adopter plusieurs types de géométrie (0D, 1D, 2D contraintes ou déformations planes, 2D axisymétrique ou 3D), prendre en compte différents comportements rhéologiques pour les matériaux (élasticité, viscoélasticité, non-linéarités, anisotropie, etc.) et considérer plusieurs conditions d'interface ou de contact (collage parfait, glissement, collage partiel, discontinuités, etc.). Plusieurs types d'amortissements peuvent être intégrés aux simulations par la MEF. En particulier, l'amortissement de type Rayleigh est très utilisé. La matrice d'amortissement est alors une combinaison linéaire des matrices de rigidité et de masse. Cet amortissement est interprété par Semblat (1997) comme un modèle de Maxwell généralisé.

La MEF est intégrée dans plusieurs codes Open Source, comme FreeFem++ (Hecht, 2012) ou Cast3M (Combescure, Hoffmann, & Pasquet, 1982), ainsi que dans des codes commerciaux (Comsol, Abaqus, Ansys, Cesar-LCPC, etc.). La MEF a été appliquée au calcul de la réponse d'une chaussée pour la première fois par Duncan, Monismith, & Wilson (1968) (voir Figure 1.32) qui ont remarqué, dans le cas élastostatique, une bonne correspondance avec les résultats obtenus par la méthode de Burmister. L'application de la MEF est possible dans les domaines temporel et fréquentiel.

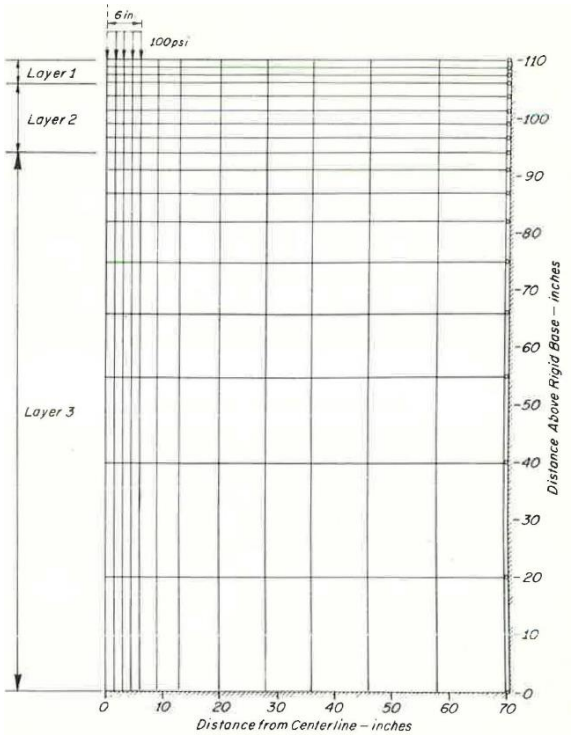


Figure 1.32 – Maillage utilisé par Duncan, Monismith, & Wilson (1968)

1. II. 4. b. i. Méthode des Eléments Finis temporelle

L'application de la MEF dans le domaine temporel implique une discrétisation de l'espace de temps sur lequel est réalisé ce calcul. A chaque pas de temps, un nouveau calcul est réalisé en reprenant les déformations et les contraintes du pas de temps précédent. Cette approche s'avère efficace pour les calculs sur de faibles durées. L'intégration des modèles rhéologiques viscoélastiques à spectre continu, notamment Huet-Sayegh et 2S2P1D, est rendue difficile par l'absence d'expression analytique (sans forme intégrale) de la fonction de fluage. Les modèles rhéologiques à spectre discret, comme les modèles généralisés de Maxwell et de Kelvin-Voigt, peuvent en revanche être implémentés aisément en considérant, par exemple, un module dépendant du temps. De nombreux auteurs utilisent cette méthode : El Ayadi, & Petit (2009) et Broutin (2010) l'utilisent pour des calculs élastodynamiques ; Pouget, Sauzéat, Di Benedetto, et al. (2012a, 2012b), Madsen (2016) et Li, Wang, Xu, et al. (2017) l'ont adaptée pour les calculs tenant compte du comportement viscoélastique.

1. II. 4. b. ii. Méthode des Eléments Finis fréquentielle

L'application de la MEF dans le domaine fréquentiel trouve son intérêt dans la résolution des problèmes dynamiques. C'est le cas des problèmes impliquant des chargements rapides comme l'impact généré par le *Falling Weight Deflectometer* (décrit en 1. III. 3. a). Tout d'abord, le chargement est décomposé sur une base fréquentielle en utilisant la théorie des séries de Fourier. Cette opération permet de décrire le chargement en termes d'amplitude et de phase (Figure 1.33). Ensuite, pour les fréquences considérées, la réponse de la chaussée est calculée en considérant un chargement harmonique d'amplitude unitaire et pondérée par le coefficient de Fourier du chargement à la même fréquence. Enfin, la réponse de la chaussée peut être observée dans le domaine temporel en utilisant une transformation inverse. Au regard des chaussées, le principal intérêt de l'application de la MEF dans le domaine fréquentiel est la prise en compte de la viscoélasticité directement depuis l'expression du module complexe $E^*(\omega)$ dépendante de la fréquence. Cette méthode est notamment utilisée par Tautou, Picoux, & Petit (2017).

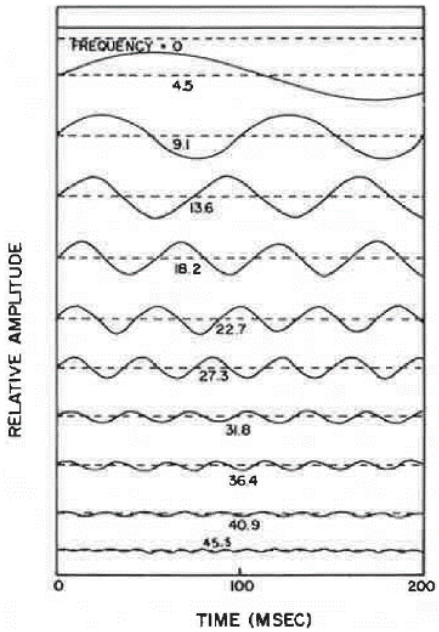


Figure 1.33 – Composantes harmoniques d'une charge FWD (Sebaaly, Mamlouk, & Davis, 1986)

1. II. 4. c. Méthode des Eléments Spectraux

La Méthode des Eléments Spectraux (MES) est une méthode semi-analytique fréquentielle. Elle est présentée en détails par Doyle (1989) et a été appliquée à la mécanique des structures par Rizzi & Doyle (1992a, 1992b). Elle s'appuie sur la définition analytique des phénomènes de propagation d'onde. Ainsi, il suffit d'un seul élément spectral par couche de chaussée pour en décrire le comportement dynamique. De même que la MEF fréquentielle, la MES nécessite la transformation de Fourier du chargement pour que la résolution ait lieu dans le domaine fréquentiel. La MES a été appliquée au calcul de la réponse d'une chaussée sous chargement impulsionnel d'un *Falling Weight Deflectometer* (FWD) par Al-Khoury, Scarpas, Kasbergen, et al. (2001b), puis elle a été étendue au comportement viscoélastique par Al-Khoury, Scarpas, Kasbergen, et al. (2002). Elle a par ailleurs été mise en œuvre par Grenier, Konrad, & LeBœuf (2009), El Ayadi, Picoux, Lefeuve-Mesgouez, et al. (2012) et Zhao, Cao, & Chen (2015), toujours pour la simulation de l'essai FWD.

D'autres versions dérivées de la MES sont présentées dans la littérature. A titre d'exemple, Lee (2014) propose d'utiliser une transformation de Laplace, mieux adaptée à une charge non périodique. Le logiciel ViscoRoute propose une approche semblable à la MES pour le calcul de la réponse d'une chaussée sous chargement roulant en utilisant une approche lagrangienne (Chabot et al., 2010 ; Chupin et al., 2010).

1. II. 4. d. Autres méthodes

1. II. 4. d. i. Méthode des couches minces

La méthode des couches minces est une méthode analytique semi-discrète. Les couches de la structure de chaussée sont découpées en couches minces dont il est possible de décrire le comportement dynamique en négligeant l'épaisseur. Cette méthode peut être appliquée en temporel et en fréquentiel. (Foinquinos et al., 1995 ; Kausel, 1994 ; Roesset, 1998)

1. II. 4. d. ii. Méthode des Eléments de Frontière

La méthode des éléments de frontière est basée sur la discrétisation des frontières des éléments. Elle est particulièrement intéressante pour la modélisation des structures de chaussée car elle permet de simuler correctement des conditions infinies. Un exemple d'application dans le domaine temporel est donné par J. Wang & Birgisson (2007).

1. II. 4. d. iii. Méthodes analytiques

Quelques méthodes analytiques (outre celle de Boussinesq) ont été développées pour le calcul de la réponse mécanique des chaussées. Les difficultés de résolution exacte limitent cependant l'usage de ces méthodes à des comportements rhéologiques simples (élasticité ou viscoélasticité à spectre discret). (Khazanovich & Levenberg, 2018)

1. II. 5. Méthodes françaises de dimensionnement rationnel des chaussées

Contrairement aux méthodes empiriques qui sont basées seulement sur les expériences passées, les méthodes rationnelles sont fondées sur le calcul des sollicitations mécaniques induites par les charges de trafic dans la chaussée. Les méthodes françaises de dimensionnement des structures de chaussée routières et aéroportuaires sont des exemples de méthodes rationnelles. L'objectif des

méthodes de dimensionnement est de déterminer la structure de chaussée pour une durée de service donnée en tenant compte d'hypothèses de trafic (charges et nombre de passages), de climat, de comportement des matériaux, de modes d'endommagement et d'un niveau de risque de ruine consenti.

1. II. 5. a. Méthode pour le dimensionnement des chaussées routières

Au préalable, le concepteur de chaussées choisit les matériaux et le type de structure de chaussée adaptés au projet. La charge de référence choisie pour le dimensionnement des routes en France est l'essieu isolé de 130 kN à roues jumelées. Le trafic prévisionnel cumulé (Nombre d'Essieux NE) est alors rapporté au nombre de passages (N) d'un essieu de référence au moyen d'un Coefficient d'Agressivité Moyen (CAM) dépendant de la classe de trafic. Les structures routières sont généralement dimensionnées pour des périodes entre 20 ans et 30 ans. Deux modes d'endommagement potentiels sont considérés : l'orniérage au sommet du sol support et la fissuration amorcée sur la face inférieure de la couche de base par une rupture en fatigue des matériaux hydrocarbonés. Les deux critères de dimensionnement portent donc sur la déformation verticale au sommet du sol support ε_z et la déformation horizontale en face inférieure de la couche de base ε_t sous le chargement d'un essieu de référence. Les valeurs limites de ces deux grandeurs sont données en Equations 1.48 à 1.50 et dépendent du Nombre d'Essieux (NE) estimé pour la durée de service. Pour les matériaux hydrocarbonés, la déformation horizontale doit être inférieure à une déformation ε modulée par les coefficients de risque k_r, de calage par rapport aux expérimentations en vraie grandeur k_c et de minoration pour tenir compte des hétérogénéités locales k_s. La déformation ε est tirée des essais de fatigue en laboratoire par application de la loi de Wöhler (coefficient b) en fonction de la déformation $\varepsilon_6(\theta_{eq}, f)$ obtenue à 10^6 cycles réalisés à une température θ_{eq} et à une fréquence f. (Corté & Goux, 1996 ; SETRA-LCPC, 1994)

$$\varepsilon_t \leq \varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) k_r k_s k_c \quad (1.48)$$

$$\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) = \varepsilon_6(\theta_{eq}, f) \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \quad (1.49)$$

$$\begin{cases} \varepsilon_z \leq 0.012(NE)^{-0.222} & \text{si trafic moyen ou fort} \\ \varepsilon_z \leq 0.016(NE)^{-0.222} & \text{si trafic faible} \end{cases} \quad (1.50)$$

Le calcul mécanique est réalisé au moyen du modèle statique de Burmister. Le comportement des matériaux routiers est approximé par la loi élastique linéaire isotrope de Hooke (Equation 1.56) qui permet de faire le lien entre le tenseur des déformations $\boldsymbol{\varepsilon}$ et celui des contraintes $\boldsymbol{\sigma}$ à l'aide du module d'Young E et du coefficient de Poisson ν. Pour les matériaux hydrocarbonés, le module est pris comme la norme du module complexe à 15°C (pour la France métropolitaine) et 10 Hz. Le jumelage de l'essieu de référence est représenté par deux charges exerçant une pression uniformément répartie de 0.662 MPa sur deux disques de 12.5 cm de rayon dont les centres sont distants de 37.5 cm (Figure 1.34). Des itérations sont réalisées sur les épaisseurs de couches jusqu'à ce que les deux critères de dimensionnement soient respectés. La méthode de dimensionnement des chaussées est intégrée au logiciel Alizé.

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1+\nu}{E}\boldsymbol{\sigma} - \frac{\nu}{E}\mathrm{Tr}(\boldsymbol{\sigma})\boldsymbol{I} \quad (1.51)$$

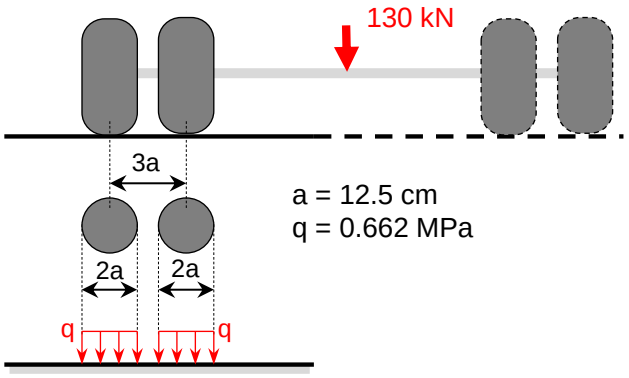


Figure 1.34 – Essieu isolé de 130 kN à roues jumelées

1. II. 5. b. Méthode pour le dimensionnement des chaussées aéroportuaires

Les chaussées aéroportuaires doivent répondre à un très haut niveau de service et satisfaire d'importantes contraintes d'exploitation compte tenu de leur importance économique et stratégique. Le trafic supporté par les chaussées aéroportuaires diffère du trafic routier sur plusieurs aspects. Les charges sont appliquées sur la chaussée par des atterrisseurs dont la géométrie est complexe. Il existe une importante diversité des masses circulantes, en fonction des types d'appareils et de leur chargement (notamment en carburant). En l'absence de limitation, la charge à la roue de certains atterrisseurs peut atteindre 30 t. Néanmoins, les masses maximales au roulage, au décollage et à l'atterrissage, ainsi que les géométries des atterrisseurs des principaux aéronefs sont connus avec précision et disponibles dans la base de données Ficav. Par ailleurs, en raison des grandes largeurs des chaussées aéroportuaires, l'application des charges est dispersée latéralement selon une loi normale d'écart-type S_{bal} (voir Figure 1.35). Ce phénomène est appelé « balayage ». Enfin, les vitesses de circulation varient de « très lente » sur les aires de parking à « très rapide » lors des décollages et des atterrissages (Figure 1.35). Cette diversité des vitesses de circulation a un effet sur la rigidité apparente des matériaux bitumineux en raison de leur comportement viscoélastique. (STAC, 2016)

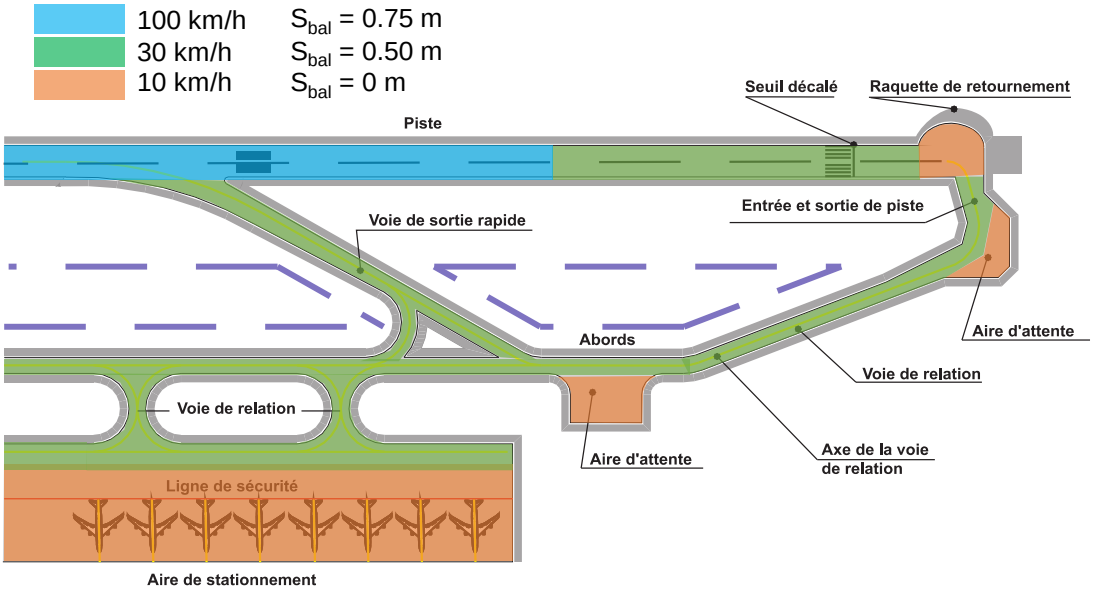


Figure 1.35 – Désignation des ouvrages constituant l'aire de mouvement d'un aérodrome (STAC, 2009)

La méthode de dimensionnement des chaussées aéroportuaires dérive de la méthode routière et est adaptée pour tenir compte des spécificités exposées au paragraphe précédent. Le raisonnement est fondé sur le dommage causé par le passage de chaque atterrisseur du trafic prévisionnel, généralement pour une période de calcul de dix ans. La rupture de la chaussée est atteinte lorsque le dommage est égal à 1. Pour un avion donné, le calcul du dommage est lié aux déformations horizontale en base des matériaux bitumineux et verticale au sommet du sol support. La déformation horizontale dernière est prise égale à la déformation principale dans le plan horizontal car, suivant la géométrie de l'atterrisseur, sa direction peut varier. A titre d'exemple, la déformation causée en base des couches bitumineuses par l'atterrisseur principal d'un Airbus A380 est présentée en Figure 1.36. La somme des dommages, pondérée par le balayage, est déterminée en tout point du profil transversal de la chaussée. Enfin, de la même façon que pour la méthode routière, les épaisseurs des couches de chaussées sont ajustées de sorte que le dommage total soit égal à 1 en fin de durée de service de la chaussée. Les modules des matériaux bitumineux sont pris à une fréquence proportionnelle à la vitesse de circulation des charges (Equation 1.56). Le dimensionnement des chaussées aéroportuaires est donc différencié selon les aires de circulation. L'agressivité globale du trafic est quantifiée par le concept de Roue Simple Equivalente Rationnelle (RseR). La RseR (en tonnes) associée à un trafic d'aéronefs et à une structure de chaussée est la charge simple, (non balayante) qui, appliquée 10 000 fois sur la structure avec une empreinte au sol de rayon égal à 20 cm, donne la même valeur d'endommagement par fatigue des enrobés que l'ensemble du trafic. (STAC, 2016)

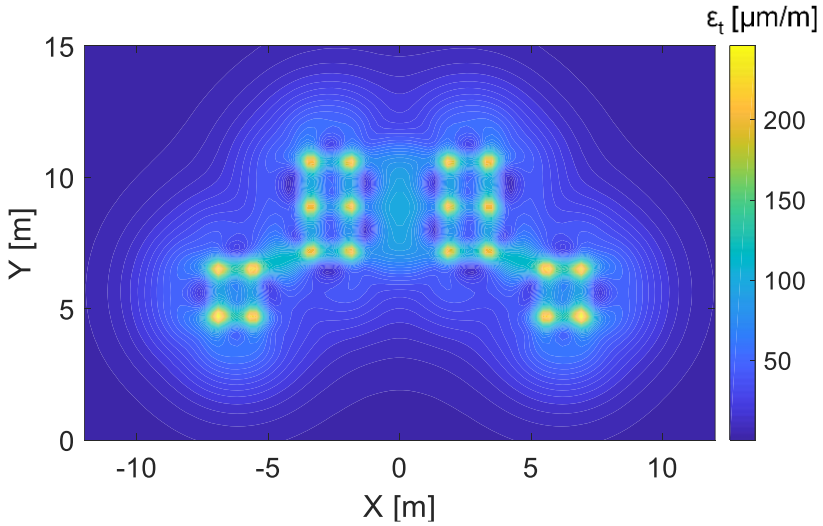


Figure 1.36 – Déformation à la base des matériaux bitumineux sous le train d'atterrissage principal d'un Airbus A380-800

$$f[Hz] = \frac{v[km/h]}{10} \qquad 1.52$$

La méthode de dimensionnement des chaussées aéroportuaires est complétée par une méthode d'admissibilité des aéronefs lourds (> 5.7t). La méthode ACN/PCN a été élaborée par l'Organisation de l'Aviation Civile Internationale (OACI). Le *Pavement Classification Number* (PCN), qui caractérise la portance de la chaussée, est comparé à l'*Aircraft Classification Number* (ACN), déterminé pour chaque modèle d'avion. Pour un appareil donné, si l'ACN est inférieur au PCN, alors l'avion peut opérer sur cette plate-forme sans restriction. Dans le cas contraire, des études sont nécessaires pour déterminer des conditions de masse et/ou de fréquence d'accueil.

1. II. 5. c. Apports des expérimentations en vraie grandeur

Les méthodes françaises rationnelles de dimensionnement sont basées sur l'extrapolation des essais de fatigue en laboratoire et sur les simulations numériques à l'échelle de la structure de chaussée. Cependant, les essais en laboratoire et les simulations ne reproduisent pas parfaitement les cas de charge roulante. En effet, de nombreux facteurs ne sont pas reproduits, comme les rotations d'axes causées par l'approche d'un essieu. Des coefficients de calage prédiction/observation k_c ont alors été intégrés aux méthodes de dimensionnement. Ils sont basés sur des expérimentations en vraie grandeur.

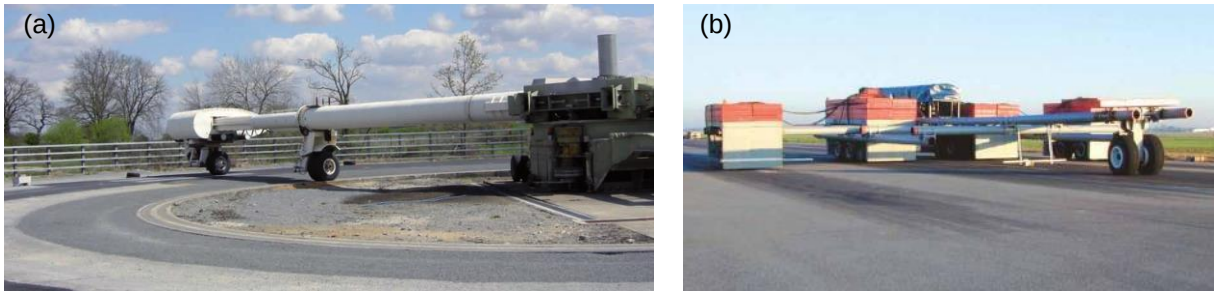
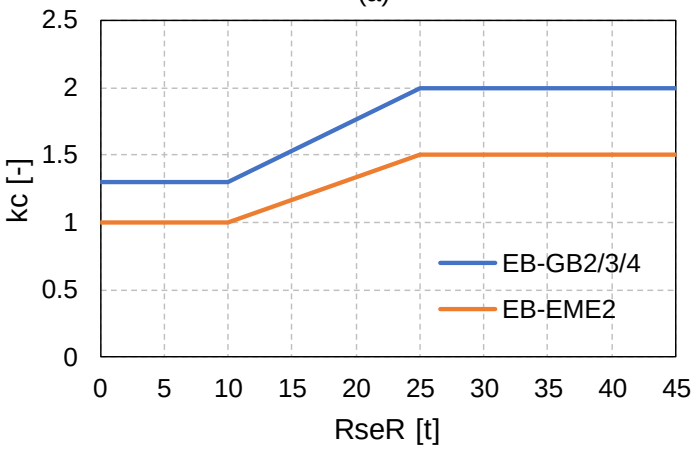


Figure 1.37 – Expérimentations en grandeur réelle : (a) manège de fatigue circulaire de l'IFSTTAR (© IFSTTAR) ; (b) Véhicule de simulation utilisé lors du PEP et du HTPT (© STAC)

Pour les chaussées routières, le manège de fatigue circulaire de l'IFSTTAR (nouvellement UGE) à Bouguenais, a permis de tester de nombreuses structures en fatigue accélérée depuis sa mise en service en 1978 (Figure 1.37a). Pour les chaussées aéroportuaires, les deux expérimentations à grande échelle sont le *Pavement Experimental Program* (PEP) et le *High Tire Pressure Test* (HTPT), menées à partir des années 2000 sur le site de Toulouse Blagnac, pour lesquelles les charges ont été appliquées par un véhicule de simulation (Figure 1.37b). Ces expérimentations ont permis de déterminer des coefficients de calage pour des charges importantes (> 25 t). La continuité avec la méthode routière (< 10 t) est assurée par interpolation linéaire (Figure 1.38).

(a)



(b)

Matériau	k_c
Grave-Bitume (GB)	1.3
Béton Bitumineux (BB)	1.1
Enrobé à Module Elevé (EME)	1

Figure 1.38 – Evolution du coefficient de calage k_c : (a) pour les chaussées aéroportuaires (STAC, 2016) ; (b) pour les chaussées routières (SETRA-LCPC, 1994)

1. III. Auscultation structurelle par la mesure de déflexion

1. III. 1. Auscultation structurelle et mesure de déflexion

1. III. 1. a. Objectifs et méthodes de l'auscultation structurelle

L'auscultation structurelle des chaussées est un outil de gestion de patrimoine. Il s'agit d'un ensemble de méthodes permettant d'estimer la capacité portante d'une chaussée à un instant donné. Les résultats peuvent également être traduits en termes de durée de vie résiduelle si le trafic prévisionnel est connu. Le renforcement éventuel de la chaussée est ensuite dimensionné sur la base des résultats de l'auscultation structurelle et en prenant en compte le niveau de service choisi par la maîtrise d'ouvrage. A plus long terme, l'utilisation de l'auscultation structurelle permet d'optimiser la gestion des actifs routiers. Enfin, elle s'intègre parfaitement aux *Pavement Management Systems* (PMS), qui permettent l'archivage et l'analyse des données relatives aux chaussées tout au long de leur durée de service.

Deux niveaux d'auscultation peuvent être distingués. A l'échelle du réseau, l'auscultation permet d'identifier les zones nécessitant une maintenance. A l'échelle du projet, l'utilisation des moyens d'auscultation permet de comprendre les causes des dégradations observées pour proposer un renforcement de chaussée adapté. L'approche proposée par le CEREMA (2016) distingue trois phases dans le processus d'auscultation. La première phase comprend le recueil des informations globales sur le réseau ausculté (historique, trafic, environnement, climat, épaisseurs de couches, déflexions, etc.). La deuxième phase consiste en un découpage en zones homogènes du point de vue de leur capacité portante ou de leur état structurel. Enfin, la troisième phase prévoit des investigations complémentaires sur des sections témoins représentatives de chaque zone homogène.

En règle générale, les données d'auscultation structurelle sont interprétées en termes d'indicateurs, ou de propriétés mécaniques. Il existe plusieurs indicateurs basés sur les mesures de déflexion. L'interprétation en termes de propriétés mécaniques requiert l'utilisation de modèles mécaniques dans des procédures d'analyse inverse.

1. III. 1. b. La mesure de déflexion pour l'auscultation structurelle

La mesure de déflexion est, parmi d'autres, une méthode d'auscultation non destructive. Bien qu'il ne s'agisse pas, contrairement aux déformations, d'un critère de dimensionnement, l'utilisation de la déflexion est très répandue car c'est une mesure non-destructive pratiquée en surface de la chaussée. La mesure de déflexion est un compromis entre rendement et précision. Elle permet la détermination de zones homogènes, le calcul d'indicateurs ou encore l'analyse inverse des propriétés mécaniques des couches de chaussée. Elle peut être rapide, au prix d'une moins bonne précision ou d'un pas spatial plus grossier, ou réciproquement. Elle répond ainsi aux besoins en auscultation aux échelles réseau et projet.

1. III. 2. Principaux appareils pour la mesure de déflexion

La Figure 1.39 présente les principaux appareils de mesure de déflexion. Ils peuvent être classés en trois catégories suivant le mode de chargement qu'ils imposent à la chaussée : les déflectomètres roulants « lents » (Déflectographe et Curviamètre) ; les déflectomètres à masse tombante (*Falling (Heavy) Weight Deflectometer* (F/HWD)) et les déflectomètres roulants à grande vitesse (*Traffic Speed*

Deflectometer (TSD), *Rolling Weight Deflectometer (RWD)* et *Rapid Pavement Tester (Raptor))*. L'existence de déflectomètres vibrants peut également être mentionnée, comme le *Dynaflect* ou le *Road Rater*.



Figure 1.39 – Principaux appareils de mesure de déflexion : (a) Déflectographe ; (b) Curviamètre ; (c) Falling Weight Deflectometer ; (d) Traffic Speed Deflectometer ; (e) Rapid Pavement Tester ; (f) Rolling Weight Deflectometer

1. III. 2. a. Description des principaux appareils

1. III. 2. a. i. Déflectomètres roulants lents

Le déflectographe et le curviamètre mesurent de façon quasi-continue le bassin de déflexion sous un essieu de référence (jumelage, 130 kN). Ils se déplacent à « faible » vitesse et produisent donc des bassins de déflexion quasi-statiques. Ils peuvent ausculter plusieurs dizaines de kilomètres par jour, ce qui est considéré, au regard des autres méthodes, comme un bon rendement.

- **Le déflectographe** repose sur le principe de mesure de la poutre Benkelman. Ce dispositif, représenté en Figure 1.40, permet une mesure déportée de la déflexion en un point donné. Le bâti de référence est placé dans une zone où la déflexion est supposée nulle tandis que le palpeur est posé sur le point de mesure. L'approche d'une charge induit la formation d'un bassin de déflexion qui provoque l'abaissement du bras palpeur (NF P98-200-2, 1992). La demi-déflexion est alors lue au niveau de la jauge. Sur un déflectographe, la poutre est déplacée de façon automatisée entre deux points de mesure. Accrochée sous le châssis, elle est déposée en avant de l'essieu arrière puis relevée lorsque le jumelage arrière arrive au niveau du palpeur. Le déflectographe, depuis la version Lacroix, a subi des améliorations successives (NF P98-200-3, 1993 ; NF P98-200-4, 1993 ; NF P98-200-5, 1993) jusqu'à la version Flash MLPC décrite par Vialletel & Simonin (1997), en Figure 1.39a. Le déflectographe Flash mesure le bassin de déflexion sur 1.50 m en 91 points. Le pas de mesure dépend de la vitesse de translation de l'appareil ; il est de 5 m à 3.5 km/h, de 10 m à 7 km/h et de 20 m à 15 km/h.

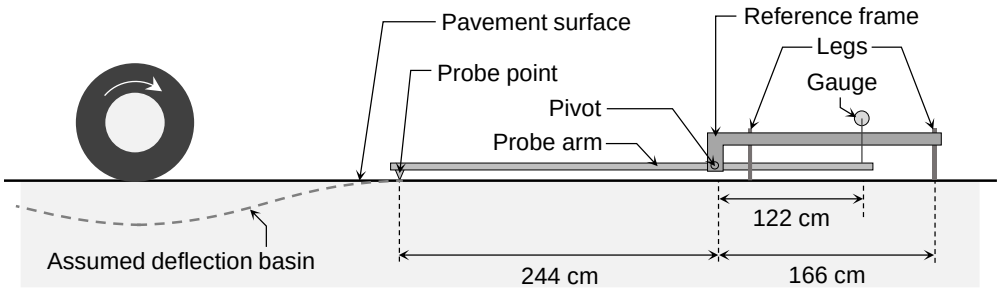


Figure 1.40 – Principe de mesure de la poutre Benkelman

- **Le curviamètre**, décrit par Lepert, Aussedat, & Simonin (1997), est équipé de trois géophones. Ces derniers sont fixés sur une chaîne de 15 m qui permet de les déposer au sol 1 m avant le passage de l'essieu arrière et de les relever 3 m après (Figure 1.41). Les géophones mesurent ainsi la vitesse de déplacement vertical de la surface de la chaussée en un point donné au passage d'un essieu. L'accélération verticale $\gamma(t)$ est calculée selon l'Equation 1.53 à partir du signal du géophone $S(t)$ et de trois constantes de calibration a, b et c. La déflexion peut être calculée par double intégration temporelle. Les constantes d'intégration sont prises telles que la vitesse verticale et la déflexion soient nulles dès que la roue est à 3 m du point de mesure (NF P98-200-7, 1997). Le curviamètre, qui circule à 18 km/h réalise ainsi une mesure continue du bassin de déflexion tous les 5 m.

$$\gamma(t) = a\frac{dS(t)}{dt} + bS(t) + c\int_0^t S(t)dt \qquad 1.53$$

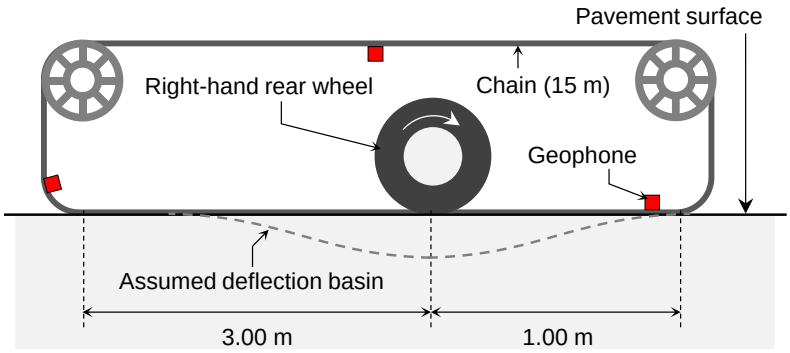


Figure 1.41 – Principe de mesure du curvimètre

Bien que les performances métrologiques de ces appareils aient été jugées satisfaisantes par comparaison avec une mesure de déflexion ancrée (LCPC, 1997), les travaux de Le Boursicaud (2018) soulignent deux biais de mesure communs à ces appareils, illustrés en Figure 1.42. D'une part, l'essieu avant de ces appareils, bien que moins chargé, a un effet sur le bassin de déflexion principal (celui de l'essieu arrière). Ce phénomène peut complexifier les analyses et les rendre imprécises s'il n'est pas pris en compte. D'autre part, la mesure de déflexion nécessite un ou plusieurs point(s) de référence, supposé(s) non perturbé(s) par le chargement. Pour le déflectographe il s'agit des points d'appuis de la poutre de référence tandis que pour le curviamètre le point de référence se situe à 3 m derrière l'essieu arrière. Ces points peuvent, dans certains cas, être situés dans les bassins de déflexion. Par conséquent, les mesures sont limitées et une part importante de la déflexion peut être manquée. Des corrections ont été imaginées, certaines d'entre elles nécessitent une connaissance *a priori* de la structure de chaussée.

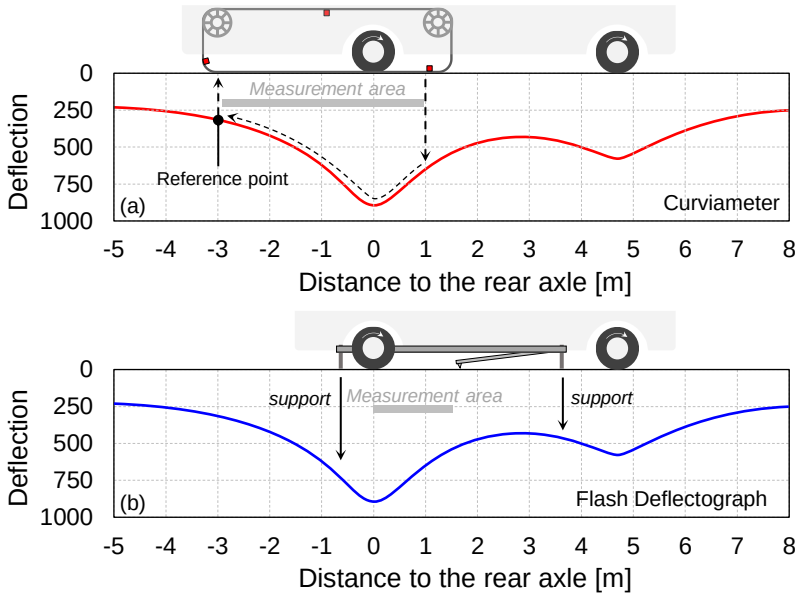


Figure 1.42 – Illustration des biais de mesure du déflectographe et du curviamètre, d'après les calculs réalisés par Le Boursicaud (2018)

1. III. 2. a. ii. Déflectomètres à masse tombante

Le déflectomètre à masse tombante, *Falling Weight Deflectometer* (FWD), est une remorque (photographie en Figure 1.39c) tractée par un véhicule léger. La déflexion est générée au moyen d'une masse tombante sur une plaque de chargement de 30 cm de diamètre. La charge du FWD est une impulsion jugée représentative du passage d'une roue de camion à grande vitesse. Elle dure en général environ 30 ms et son maximum est compris entre 4 et 120 kN. La déflexion est mesurée grâce à des géophones. Le *Heavy Weight Deflectometer* (HWD) est l'homologue à haute énergie du FWD, utilisé pour les chaussées aéroportuaires. Le FWD et le HWD sont décrits plus précisément en section 1. III. 3. a.

1. III. 2. a. iii. Déflectomètres à grand rendement

Face aux faibles rendements des déflectomètres précédemment cités, des appareils à grand rendement ont été développés à partir des années 2000. L'objectif principal de tels appareils est l'auscultation fréquente des grands réseaux pour la détection des zones nécessitant des opérations de maintenance. On distingue principalement trois procédés de mesure. Le *Rolling Weight Deflectometer* (RWD), le *Rapid Pavement Tester* (Raptor) mesurent les déflexions au voisinage d'un essieu lesté, tandis que le *Traffic Speed Deflectometer* (TSD) mesure la pente du bassin de déflexion. Ces trois appareils sont des semi-remorques et il en existe encore peu d'exemplaires. Ces méthodes sont particulièrement intéressantes pour les gestionnaires car leur coût kilométrique est peu élevé du fait de leur vitesse et ils ne nécessitent aucune interruption du trafic. Elles sont pour l'instant appliquées seulement sur le domaine routier.

- **Le TSD**, développé par l'entreprise Greenwood Engineering, est équipé de lasers à effet doppler. Ces instruments permettent de déduire la vitesse en utilisant le changement de fréquence suite à une réflexion. Ces lasers sont placés légèrement inclinés et peuvent mesurer à la fois la vitesse verticale de la chaussée et la vitesse horizontale de translation de l'appareil. Le ratio des vitesses verticale et horizontale permet de calculer la pente du

bassin de déflexion. (Hildebrand & Rasmussen, 2002). Pour accéder au bassin de déflexion, il est nécessaire de calibrer un modèle sur les pentes obtenues expérimentalement. L'approche lagrangienne, proposée par Rasmussen, Krarup, & Hildebrand (2002) et Hildebrand, Rasmussen, & Andrés (2008), permet de déterminer les bassins de déflexions. L'historique temporel de déflexion en un point donné peut être déterminé par l'approche Eulérienne développée par Zofka, Sudyka, Maliszewski, et al. (2014) et Zofka & Sudyka, (2015). Il n'est cependant pas systématiquement indispensable d'obtenir la déflexion. A titre d'exemple, Nielsen (2019) propose de réaliser l'analyse inverse des données TSD directement en utilisant les pentes mesurées.

- **Le Raptor**, développé par l'entreprise Dynatest, est également équipé de lasers montés sur une poutre solidaire de la remorque. Ces lasers sont des profilomètres qui mesurent chacun la distance entre la poutre et 1280 points sur une ligne de 150 mm de large. Les distances mesurées par les lasers sont comparées entre deux instants. L'effet de la texture est éliminé en combinant les mesures de trois lasers équidistants grâce à l'algorithme de Harr (1977). La combinaison des distances mesurées par les lasers permet de calculer les courbures du bassin de déflexion, appelées *Raptor Curvature Indices* (RDI). Le Raptor est équipé de cellules de charge dans les suspensions de l'essieu arrière, permettant de mesurer les fluctuations liées aux effets d'uni de la chaussée. (Skar, Levenberg, Andersen, et al., 2020). Athanasiadis & Zoulis (2019) ont mis en place une procédure de rétrocalcul des propriétés des couches de chaussée basée sur les RDI.
- **Le RWD** a été développé par Applied Research Associates. Le principe de mesure du RWD est similaire à celui du Raptor. La déflexion est mesurée seulement sous la roue de l'essieu lesté, par triangulation laser au moyen d'un capteur placé au centre du jumelage droit de l'essieu arrière. Trois autres lasers sont placés en avant de l'essieu arrière, dans une zone non affectée par la déflexion, et servent de référence. (Elseifi, Abdel-Khalek, Gaspard, et al., 2012)

Le développement des appareils d'auscultation à grand rendement soulève des enjeux métrologiques liés à la complexité des véhicules. Les poids lourds utilisés, des semi-remorques, ont une cinématique complexe et soumise à différents facteurs tels que le vent et l'uni de la chaussée. Ces différents facteurs pourraient avoir un effet important sur la qualité des données. (Zofka, Graczyk, & Rafa, 2015). La Figure 1.43 présente un modèle de RWD à 14 degrés de liberté, développé par Lee (2019) pour quantifier l'effet des défauts d'uni (et des surcharges dynamiques résultantes) sur le bassin de déflexion mesuré.

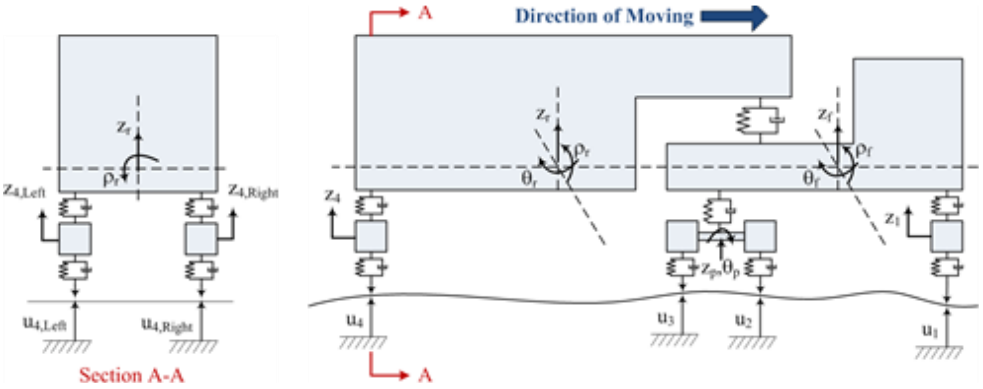


Figure 1.43 – Modèle analogique du RWD à 14 degrés de liberté (Lee, 2019)

1. III. 2. b. Comparaison des principaux appareils de mesure de déflexion

1. III. 2. b. i. Comparaison des appareils

Une comparaison des appareils de mesure de la déflexion est proposée dans le Tableau 1.2.

1. III. 2. b. ii. Comparaisons des mesures

Plusieurs auteurs ont réalisé la comparaison de différents appareils d'auscultation. Les comparaisons à un capteur de référence permettent d'estimer les performances métrologiques (justesse et précision) des différents appareils de mesure tandis que les intercomparaisons vérifient la cohérence d'ensemble des grandeurs mesurées. Les ancrages profonds sont souvent utilisés comme référence de déflexion. Ces instruments mesurent la différence de déplacement entre la surface de la chaussée et un point profond (8 à 10 m en général) supposé fixe (LCPC, 1997).

L'étude menée par Simonin, Geffard, & Hornych (2015) permet de comparer un FWD à deux déflectographes (versions 04 et Flash) et à un curviamètre (Figure 1.44). Les auteurs démontrent que les déflexions mesurées par le curviamètre et le FWD sont très proches de celles mesurées par le capteur de référence. Le FWD présente par ailleurs la meilleure répétabilité. Au contraire, les mesures des déflectographes sont plus éloignées de la référence et plus dispersées.

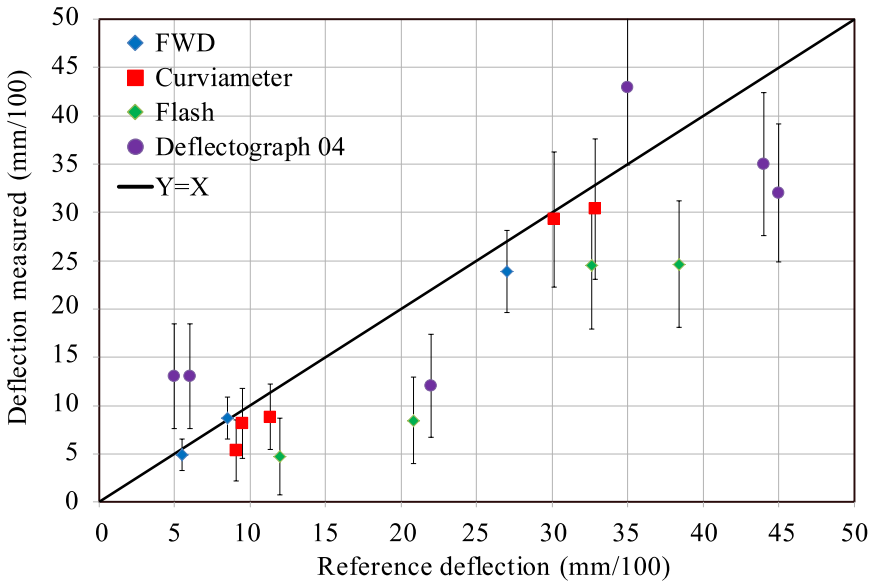


Figure 1.44 – Mesures comparatives d'un FWD, d'un curviamètre, de deux déflectographes et d'un capteur de référence ancré (Simonin, Geffard, & Hornych, 2015)

Achùtegui viada, Sanchez Lopez, & Sanchez Salinero (1997) ont réalisé des mesures comparatives entre une poutre Benkelman et un curviamètre MT15. Ils constatent alors que les déflexions mesurées par la poutre Benkelman sont systématiquement plus importantes (environ 40 %) que celles mesurées par le curviamètre. Ces résultats pourraient être interprétés par les différences dans les références prises par ces deux appareils pour mesurer la déflexion.

L'intercomparaison conduite par Simonin, Lièvre, Rasmussen, et al. (2005) entre un TSD, un FWD et un déflectographe Flash, montre que les mesures des trois appareils restent comparables sur différentes sections routières (Figure 1.45). Pour autant, il est difficile de comparer directement les chargements roulants au chargement impulsif dynamique du FWD. Pour contourner ce problème,

Madsen & Pedersen (2019) réalisent l'analyse inverse élastodynamique de données Raptor et injectent les modules obtenus dans une modélisation élastodynamique de l'essai FWD. Levenberg, Pettinari, Baltzer, et al. (2018) adoptent la démarche inverse en convertissant les bassins pseudo-statiques de déflexion FWD en bassins de déflexion TSD.

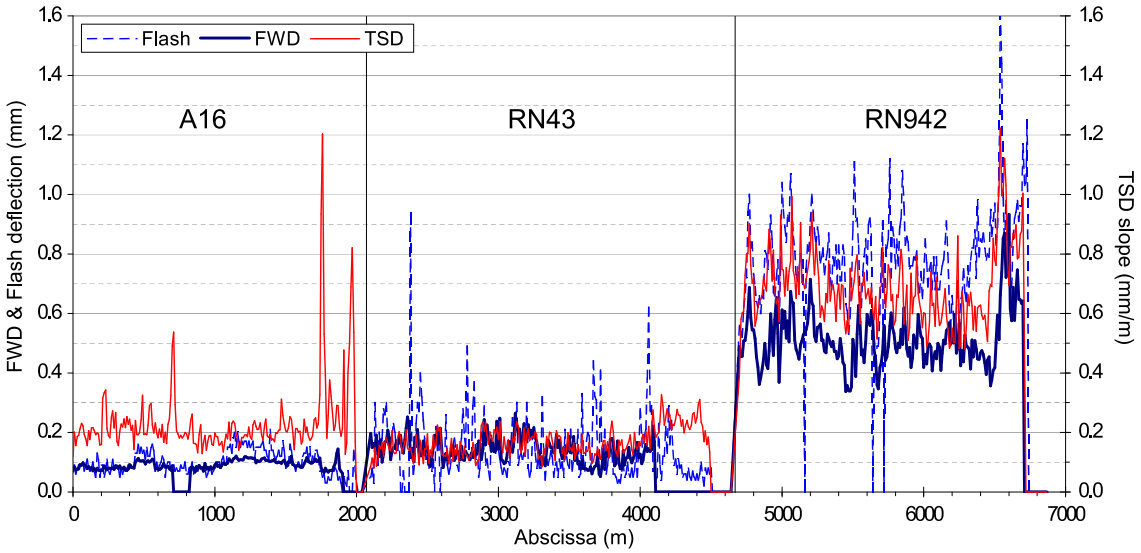
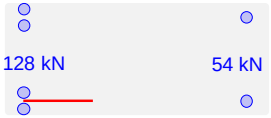
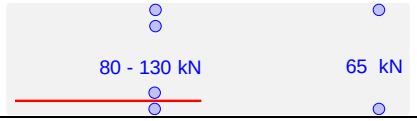
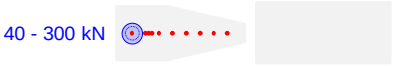
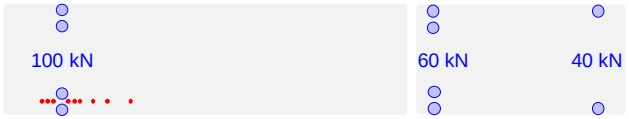
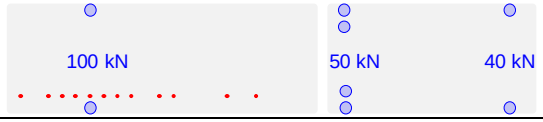


Figure 1.45 – Intercomparaison du déflectographe Flash, du FWD et du TSD (adapté de Simonin, Lièvre, Rasmussen, et al. (2005))

Tableau 1.2 – Comparaison des appareils de mesure de la déflexion

	Geometry, load and measurement locations	Tire-pavement contact	Sensors	Accuracy	Measuring step	Operating speed	Estimated efficiency
Deflectograph (Flash version)		Dual tire	Benkelman beam	10	10 m at 7 km/h	3.5 à 15 km/h	30-60 km/j
Curviamètre		Dual tire	Geophones	Unknown	5 m	70 km/h	70-100 km/j
F/HWD		Load plate	Geophones	2	50 m	Static	10 km/j
Traffic Speed Deflectometer		Dual tire	Doppler lasers	20	from 0.1 to 10 m	40-80 km/h	200 km/j
Rapid Pavement Tester (Raptor)		Single tire	Line lasers	20	10 m	40-90 km/h	100 – 350 km/j
RWD		Dual tire	Lasers	Unknown	from 30 to 90 m	40-90 km/h	unknown

1. III. 3. Le F/HWD et ses utilisations

1. III. 3. a. Description de l'appareil F/HWD et de son fonctionnement

1. III. 3. a. i. Historique du FWD

L'idée du déflectomètre à boulet est développée dans les années 1960 au sein des Laboratoires des Ponts et Chaussées (LPC). Les concepteurs cherchent à concevoir un dispositif permettant de générer des impulsions d'amplitude et de durée variables afin de simuler le passage d'un essieu à différentes vitesses. Les premiers prototypes, en Figure 1.46, sont décrits par Bretonnière (1963). L'effort de recherche est d'abord concentré sur l'élaboration d'un système de chargement produisant des signaux semblables à des demi-sinus. Des résultats satisfaisants sont obtenus en utilisant des ressorts auto-amortisseurs, composés d'une âme métallique en forme de S noyée dans un élastomère. Des difficultés subsistent cependant dans la mesure de la déflexion, pour laquelle des capteurs de déplacement inductifs sont utilisés. Le déflectomètre à boulet est ensuite délaissé au profit du développement du déflectographe.

L'idée est reprise au Danemark par le *National Road Laboratory* et le *Danish Road Institute,* et un premier appareil est conçu par Bohn à l'Université Technique du Danemark. Vers la fin des années 1970, des géophones sont utilisés pour la mesure de la déflexion. La première fabrication en série de *Falling Weight Deflectometers* (FWD) est faite par l'entreprise danoise A/S Phønix. Des améliorations sont par la suite apportées pour améliorer le rendement et l'ergonomie d'utilisation. Les systèmes de pilotage de l'appareil et d'acquisition des données sont entièrement informatisés.

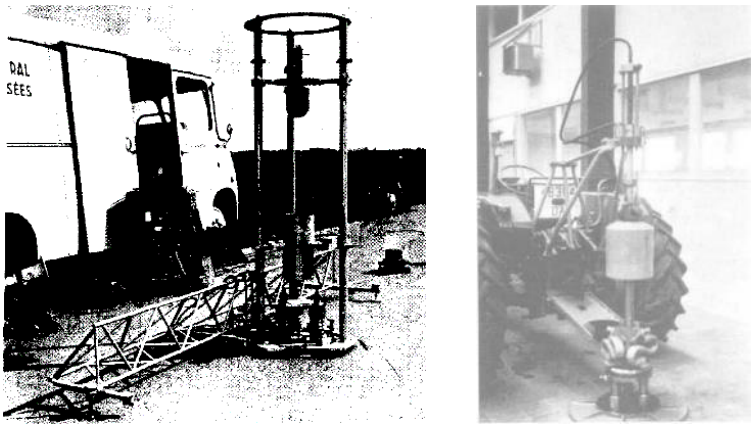


Figure 1.46 – Prototypes de déflectomètres à boulet (Bonitzer & Leger, 1967 ; Bretonnière, 1963)

1. III. 3. a. ii. Description de l'appareil

- **Description générale**

Le *Falling Weight Deflectometer* (FWD) est un appareil d'auscultation non-destructive des chaussées. Il s'agit d'une remorque tractée par un véhicule léger. Il fait aujourd'hui partie des appareils de référence pour l'auscultation des chaussées. Le système de charge du FWD produit une impulsion appliquée à la surface de la chaussée au moyen d'une plaque représentant la surface de contact d'un pneu. Ce chargement est jugé similaire au passage d'une roue de poids lourd en adoptant un point de vue eulérien. Les déflexions sont mesurées à des distances données du centre de chargement par des

géophones fixés sur une poutre. Bien que le principe de fonctionnement de l'appareil reste le même (Figure 1.47), la conception des FWD peut varier selon les fabricants. A titre d'exemple, la Figure 1.48 présente quelques modèles de différents constructeurs. Le *Heavy Weight Deflectometer* (HWD) est une version à plus haute énergie du FWD et consacrée à l'auscultation des chaussées aéroportuaires (White, 2019). Sa conception est identique à celle du FWD. Grâce à une masse tombante plus importante, le HWD peut atteindre des charges correspondant à celles appliquées par une roue d'avion gros porteur.

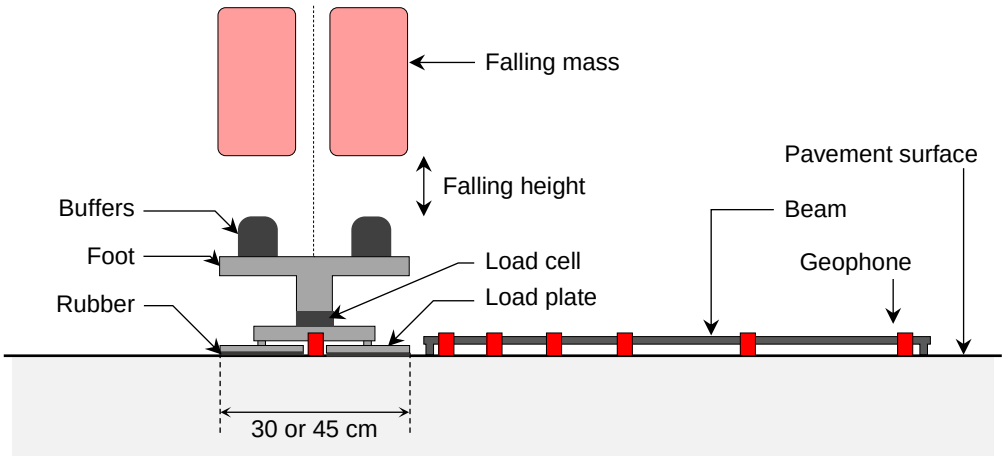


Figure 1.47 – Schéma de fonctionnement du FWD

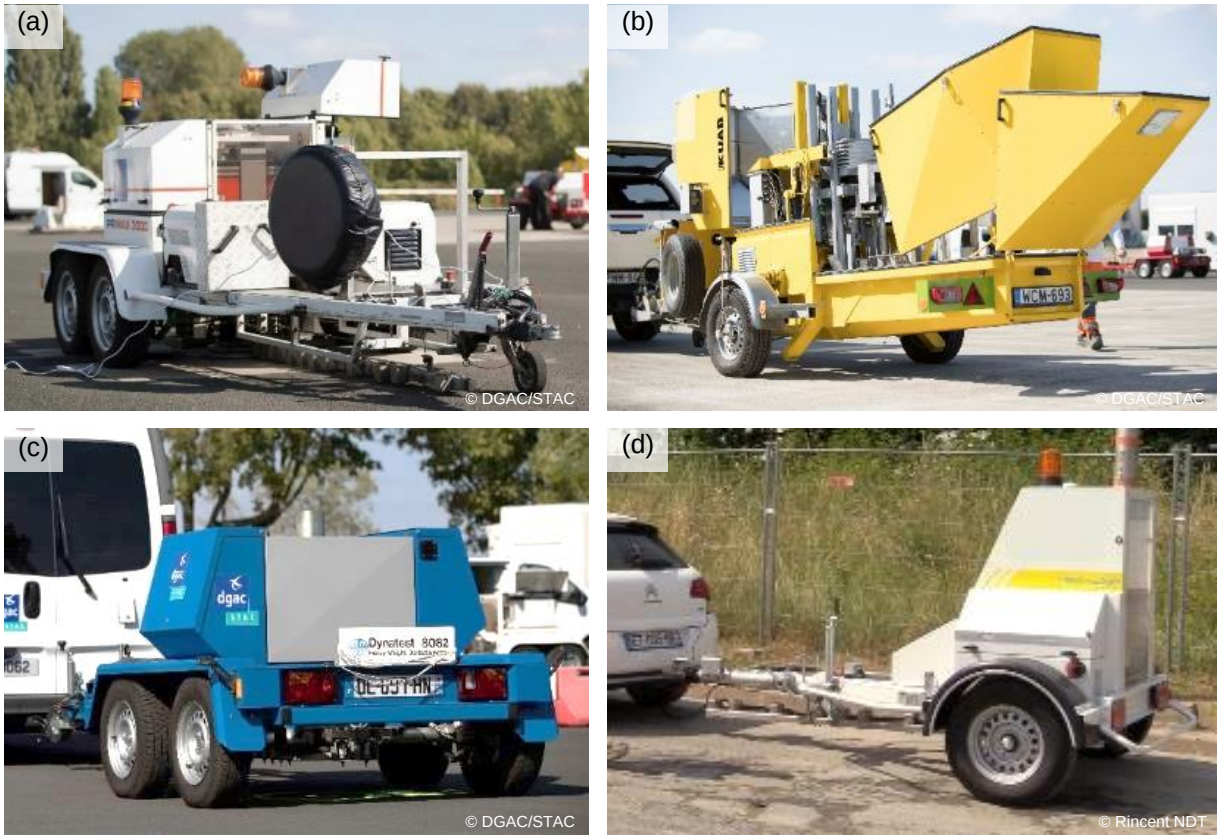


Figure 1.48 – Quelques modèles de déflectomètres à masse tombante : (a) HWD Carl Bro PRI3000 (STAC) ; (b) FWD KUAB 50 (Colas Hongrie) ; (c) HWD Dynatest 8082 (STAC) ; (d) HFWD Rincent Heavydyn (Rincent NDT)

- **Génération et mesure du chargement**

Lors du développement du F/HWD, une attention particulière a été portée à la forme du signal de charge. L'objectif était de simuler le mieux possible le demi-sinus produit par le passage d'une roue de poids lourd (ou d'avion pour le HWD) à 60-70 km/h. Les études ont abouti à l'utilisation d'une masse tombante amortie par des tampons en caoutchouc. La charge est transmise à la chaussée par l'intermédiaire d'une plaque de chargement. Pour reproduire la surface de contact entre un pneu et la surface de la chaussée, la plaque est dimensionnée afin de répartir la pression le plus uniformément possible. Son diamètre est de 30 cm pour les essais routiers et de 45 cm pour les essais sur chaussées aéroportuaires. Elle peut être rigide ou découpée en quatre segments. Les FWD peuvent produire des signaux de chargement dont le maximum est compris entre 4 et 120 kN et les HWD entre 100 kN et 300 kN. La durée du pic est en général proche de 30 ms. Les FWD du constructeur Kuab ont un système de chargement à double masse qui permet de générer des pics de chargement d'une durée comprise entre 40 ms et 60 ms (Tholen & Hedstrom, 1977). La géométrie complexe des systèmes de chargement peut, dans certains cas, générer des signaux à double ou triple pics.

Plusieurs auteurs ont essayé de comprendre en détail le fonctionnement du système de chargement F/HWD en le modélisant avec des systèmes à un seul degré de liberté. Sebaaly, Davis, & Mamlouk, (1986) ont proposé le système présenté en Figure 1.49a. Ce système masse(M)-ressort(k) permet d'obtenir les expressions analytiques de la charge maximale atteinte F_{max} et de la durée du pic T pour une chute de hauteur H. Broutin (2010) a montré que ce modèle permet une bonne estimation de la charge maximale en comparant les valeurs prédites à des données expérimentales pour différentes hauteurs de chute (Tableau 1.3). Le modèle masse-ressort a été complexifié par Madsen & Levenberg, (2017) qui proposent un nouveau modèle avec trois masses (Figure 1.49b) représentant la masse tombante, le pied du FWD et la plaque de chargement. Ce modèle prend en compte un comportement non linéaire des tampons amortisseurs du fait de l'évolution de la surface de contact avec la masse au cours de l'impact. La résolution des équations d'équilibre permet de comparer les historiques de charge calculés avec des données expérimentales (Figure 1.50). Cette comparaison montre que ce modèle permet de bien modéliser le système de charge FWD mais reste limité en raison du grand nombre de paramètres inconnus. Ces modèles ne prennent pas en compte la contribution de la chaussée, qui semble jouer un rôle important dans la génération de la charge.

$$F_{max} = \sqrt{2\mathrm{H}Mgk} \tag{1.54}$$

$$T = \sqrt{\frac{M}{k}}\left(arctan\left(\frac{2\sqrt{2\mathrm{H}Mgk}}{2kH - mg}\right) + \pi\right) \tag{1.55}$$

Tableau 1.3 – Comparaison des valeurs de charge maximale prédites par le modèle masse-ressort et mesurées (Broutin, 2010)

Drop height [mm]	400	300	200	100
Predicted F_{max} [kN]	240	209	172	124
Measured F_{max} [kN]	235	212	168	122

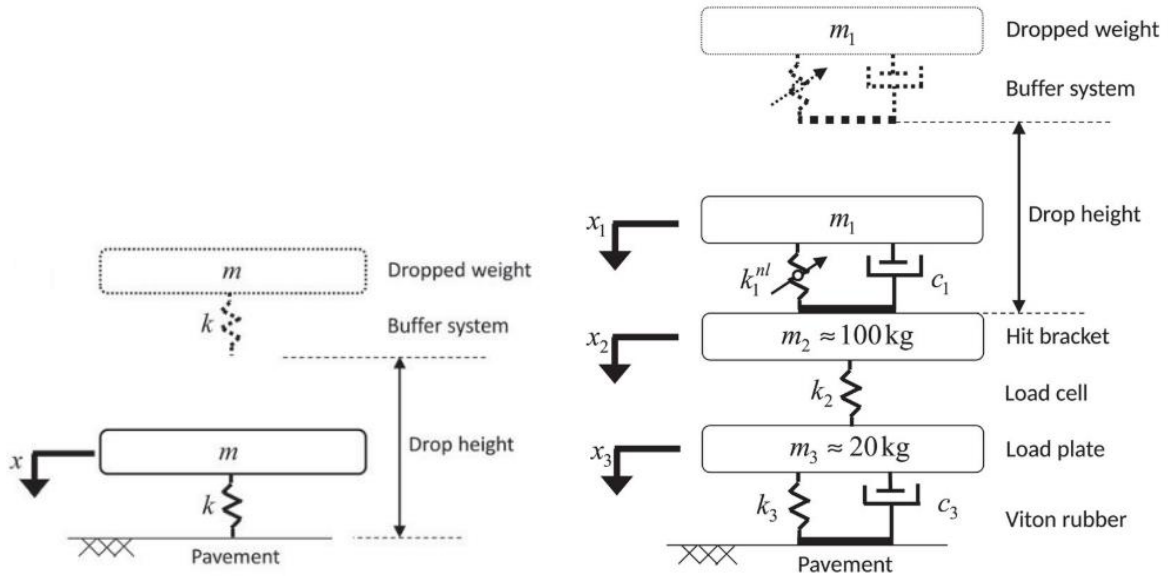


Figure 1.49 – Modèles à un degré de liberté proposés par (a) Sebaaly, Davis, & Mamlouk (1986) et (b) Madsen & Levenberg (2017)

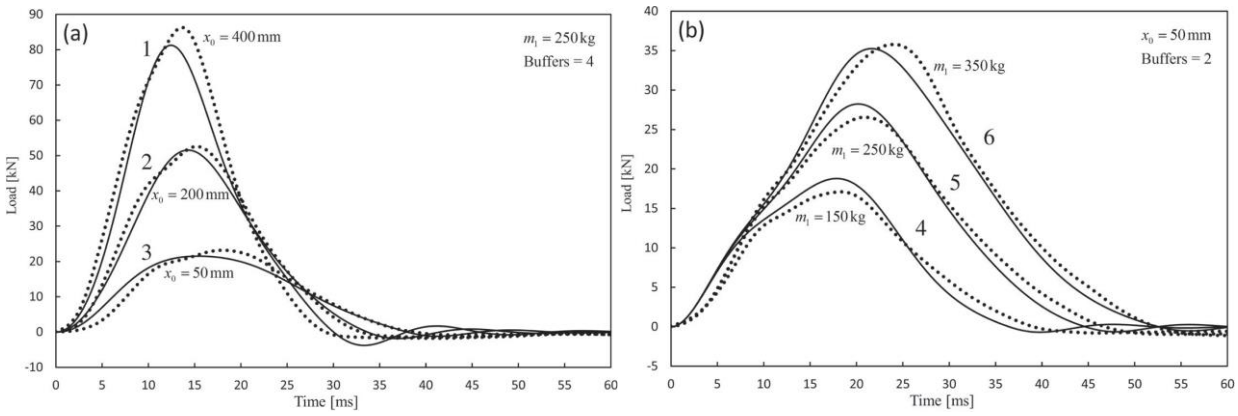
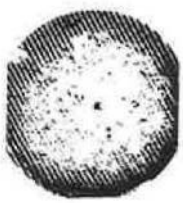


Figure 1.50 – Effets de (a) la hauteur de chute et (b) la masse tombante sur les signaux de charge d'un FWD. Mesures (pointillés) et modélisation (trait plein). (Madsen & Levenberg, 2017)

Deux types de plaques de chargement sont généralement utilisés : les plaques segmentées en quarts et les plaques rigides. L'objectif de la segmentation en quarts est, d'une part, de mieux simuler le contact pneu-chaussée et, d'autre part, de rendre l'analyse des déflexions plus aisée. Pour améliorer encore la répartition de la pression sous la plaque, Tholen, Sharma, & Terrel (1985) avaient proposé d'utiliser un coussin d'huile au-dessus des segments. Il a en effet été montré par Touma, Crovetti, & Shanin (1991), au moyen de feuilles sensibles à la pression (Tableau 1.4), que les plaques rigides répartissent mal la charge, en particulier dans les cas d'une surface irrégulière (orniérage) ou d'une chaussée très déformable. Uzan & Lytton (1990) ont par ailleurs démontré qu'une répartition non-uniforme de pression sous la plaque de chargement peut conduire à des différences significatives dans le calcul des déflexions et dans la détermination des modules des couches de chaussée.

Tableau 1.4 – Influence du type de plaque (diam. 30 cm) sur la surface de contact plaque-chaussée, d'après Touma, Crovetti, & Shanin (1991)

Pavement type / Load plate type	Smooth newly paved asphalt pavement	Strong asphalt surface with 3 mm rut depth	Weak asphalt surface with no rutting
Rigid			
Segmented			

- **Mesure de la déflexion**

La déflexion est obtenue au moyen de géophones. En général, il y a entre 7 et 18 géophones sur les appareils F/HWD. Un géophone est placé dans l'orifice situé au centre de la plaque de chargement et les autres sont fixés sur une poutre rigide. Lorsque la poutre est abaissée, les géophones sont maintenus à la surface de la chaussée par des ressorts. Le choix des géophones est motivé par leur résistance aux chocs, leur robustesse et leur faible coût d'achat. Ces capteurs inertiels ne nécessitent pas de référence spatiale. Les géophones utilisés ne mesurent que les mouvements dans la direction verticale. Ils sont par ailleurs peu sensibles aux défauts d'inclinaison avec la verticale qui pourraient survenir lors de la mise en place. Le signal de sortie des géophones est proportionnel à la vitesse de déplacement. Une intégration dans le domaine temporel est nécessaire pour calculer la déflexion. Une référence temporelle, où la déflexion est supposée nulle, est prise au moment où le signal de force débute. Une correction, généralement non détaillée dans les manuels d'utilisation des appareils F/HWD, est enfin appliquée sur les basses fréquences des signaux des géophones.

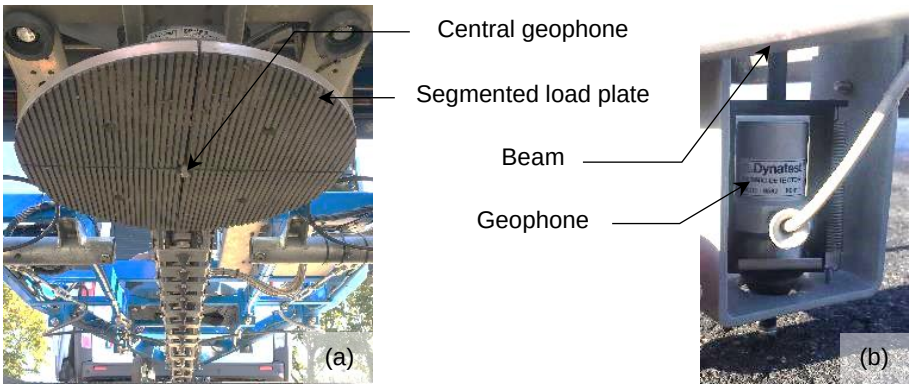


Figure 1.51 – Photographies d'un HWD Dynatest 8082 : (a) vue de dessous ; (b) vue d'un géophone. (Photographies JM Roussel)

1. II. 5. b. i. Utilisations de l'appareil F/HWD

- **Séquence de chutes sur un point**

Les essais F/HWD sont réalisés en stationnaire. En moyenne, le temps passé sur un point d'essai est compris entre 60 s et 90 s. Avant les chutes, la plaque du F/HWD est mise en contact avec la chaussée et la poutre portant les géophones est abaissée. Au préalable, une chute de préchargement (non enregistrée) est également préconisée et permet d'assurer un bon contact entre les géophones et la surface de la chaussée. Le FWD peut être piloté soit en charge-cible, soit en hauteur de chute. Une ou plusieurs charges (ou hauteurs) cibles ont été préalablement choisies par l'utilisateur pour l'auscultation. Il est recommandé de réaliser plusieurs chutes à la charge cible afin de s'assurer de la répétabilité. A la fin de l'essai, la plaque et la poutre remontent et le F/HWD est à nouveau prêt pour rouler jusqu'au prochain point d'essai.

- **Auscultation aux échelles du réseau et du projet**

Sur les chaussées routières, les essais FWD sont généralement pratiqués dans la zone de passage du demi-essieu droit. Le CEREMA (2016) recommande une mesure de déflexion avec un pas inférieur ou égal à 50 m. Le rendement peut être estimé à 2 km/h pour un pas de 50 m.

Sur les chaussées aéroportuaires, il est recommandé par le STAC (2014) d'effectuer les essais HWD dans la zone la plus sollicitée par le trafic ou, à défaut, à une distance de l'axe correspondant à la demi-voie de l'avion dimensionnant. Les essais sont réalisés tous les 50 m, en quinconce de part et d'autre de l'axe de piste. Cela permet d'ausculter une piste de 3 km de longueur en environ 3h. Sur les parkings, une densité d'un point pour 500 m² est recommandée. Ce maillage peut être adapté en fonction des études préliminaires pour éventuellement affiner le pas de mesure dans des zones pathologiques. (STAC, 2014)

1. III. 3. a. iii. Données collectées lors de l'essai F/HWD

- **Paramètres d'échantillonnage et de traitement des données**

Au cours de l'essai, l'appareil F/HWD collecte les données de force et de déflexion. L'acquisition est souvent faite pendant un temps limité (par le logiciel de l'appareil) dont la durée se situe entre 60 ms et 400 ms. La fréquence d'échantillonnage, également dépendante du logiciel, peut varier de 2 500 Hz à 10 000 Hz. Sur un pic de 30 ms, cela permet d'avoir entre 100 et 300 échantillons de mesure. La mise à zéro des voies de force et de déflexion est réalisée juste avant l'augmentation de la charge. Les appareils F/HWD proposent une option de filtrage passe-bas à 60 Hz. L'utilisation de cette fonctionnalité n'est cependant pas recommandée par le STAC (2014) car elle modifie les maxima de force et de déflexion.

- **Données temporels et bassins de déflexion**

Les données F/HWD de force et de déflexion se présentent sous la forme d'historiques temporels (Figure 1.52). Le bassin de déflexion peut être obtenu en retenant le maximum de chaque historique temporel et en le reportant à la distance radiale du géophone. Ce bassin est dit « pseudo-statique » car, du fait de la nature dynamique de l'essai F/HWD, les maxima ne sont pas atteints simultanément.

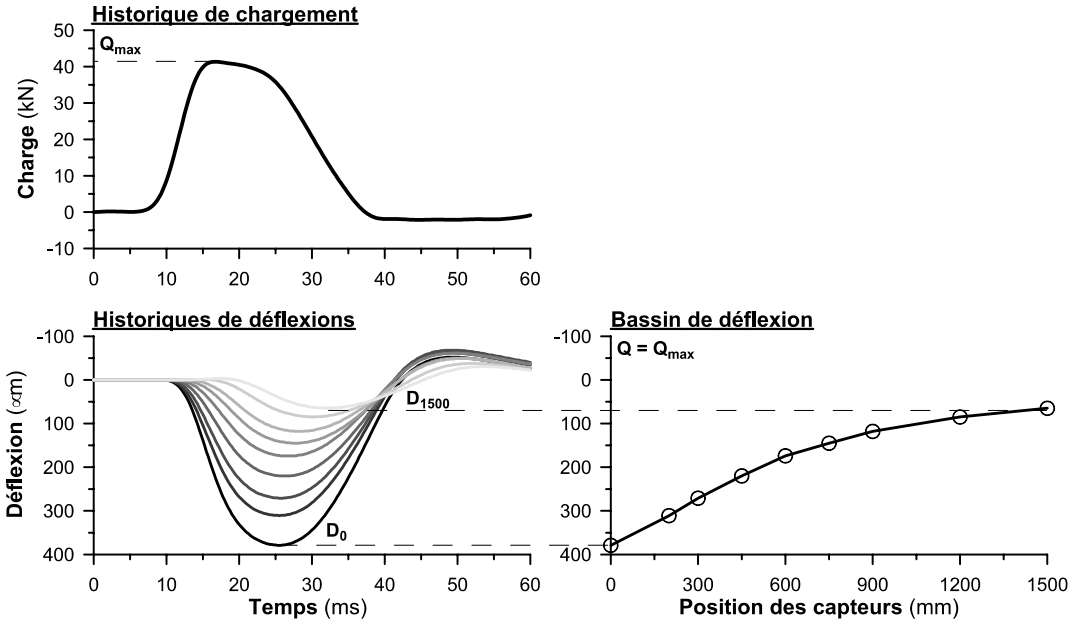


Figure 1.52 – Données d'un essai FWD (Grenier, 2007) : Historique de chargement, historiques de déflexion et bassin pseudo-statique de déflexion

- **Données fréquentielles**

Les données F/HWD peuvent être observées dans le domaine fréquentiel grâce à la théorie de Fourier. Cependant, les signaux F/HWD présentent deux limitations à l'utilisation de la Transformée de Fourier Discrète (TFD) :

- La durée limitée des enregistrements F/HWD ne permet pas d'avoir une précision satisfaisante. Le pas fréquentiel Δf, donné en expression 1.56, dépend de la fréquence d'acquisition Fs et du nombre d'échantillons N. L'ajout d'une suite de zéros à la fin du signal permet d'augmenter artificiellement leur longueur et d'atteindre n'importe quelle précision fréquentielle. Il existe aussi une limite fréquentielle supérieure, nommée fréquence de Nyquist, égale à la moitié de la fréquence d'acquisition et au-delà de laquelle il n'est plus possible d'observer le contenu fréquentiel. La fréquence de Nyquist n'est en général pas une limitation dans le cas de l'essai F/HWD car seules les basses fréquences (< 200 Hz) sont sollicitées pour des fréquences d'acquisition relativement élevées (> 2 500 Hz).

$$\Delta f = \frac{F_s}{N} \qquad 1.56$$

- Les signaux de déflexion ne sont généralement pas retournés à zéro à la fin de l'enregistrement. Ce qui, combiné à l'ajout d'une suite de zéros, induit une discontinuité qui est traduite par des oscillations parasites dans le domaine fréquentiel. Les causes potentielles de ce phénomène sont évoquées en section 1. III. 3. a. iv. Deux corrections ont été développées. Magnuson (1988) suggère une correction linéaire sur tout le signal de déflexion de sorte que la dernière mesure soit égale à zéro. Grenier (2007) propose également une correction linéaire mais seulement à partir du point où la déflexion est minimale après le pic principal. Cette dernière correction présente l'avantage de ne pas modifier la valeur maximale mais elle est basée sur un point d'inflexion qui n'existe pas toujours.

L'ajout de zéros et l'application d'une correction pour que la déflexion soit nulle en fin de signal rendent possible l'observation des signaux F/HWD dans le domaine fréquentiel. La Figure 1.53 présente le contenu fréquentiel d'un essai FWD. Le spectre des signaux est en général limité et contenu dans les basses fréquences (< 200 Hz).

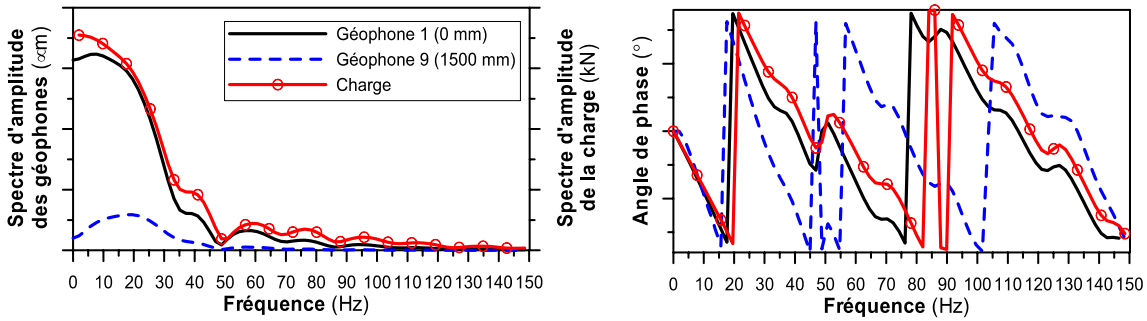


Figure 1.53 – Contenu fréquentiel des signaux de charge et de déflexion (Grenier, 2007)

Le calcul des Fonctions de Réponse Fréquentielle (FRF), calculées comme le ratio des déflexions et de la charge dans le domaine fréquentiel, permet une visualisation normalisée (par rapport à la charge) de la réponse de la chaussée (Figure 1.54). A une fréquence donnée, la norme de la FRF correspond au bassin de déflexion obtenu sous sollicitation harmonique unitaire.

Théoriquement, la FRF pourrait donc donner accès au bassin de déflexion à 0 Hz, c'est-à-dire au bassin de déflexion statique. En raison des limitations précédemment évoquées, il est probable que les valeurs à 0 Hz des FRF soient peu précises. Une amélioration technologique des appareils F/HWD en faveur de cette méthode est souhaitable. (Guzina & Osburn, 2002 ; Kang, 1998 ; Pożarycki et al., 2019 ; Stolle & Guo, 2005 ; Westover & Guzina, 2007)

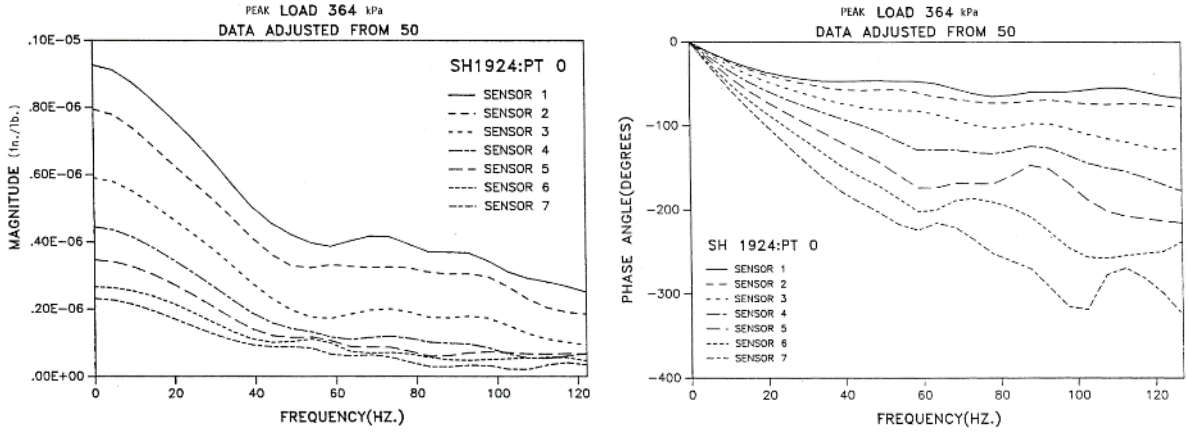


Figure 1.54 – Fonctions de Réponse Fréquentielle (Magnuson, 1988)

1. III. 3. a. iv. Performances métrologiques de l'appareil F/HWD

- **Origine des erreurs de mesure**

Différentes sources d'erreurs peuvent affecter les mesures F/HWD. Irwin (2002) en recense trois principales : les erreurs de mise en place, dues à un mauvais positionnement des géophones et/ou à l'absence de chute de préchargement ; les erreurs systématiques, relatives à un mauvais étalonnage

des équipements ; les erreurs aléatoires, qui sont liées à la conversion des signaux analogiques en données numériques.

On peut ajouter à cela les erreurs aboutissant à un non-retour à zéro des déflexions en fin de signal. Les origines potentielles de ce phénomène sont : (i) une durée d'acquisition insuffisante, (ii) un glissement de la pointe des géophones, (iii) des erreurs liées à l'intégration des signaux des géophones et (iv) l'apparition de déformations permanentes. En considérant des niveaux de charge F/HWD raisonnables sur une chaussée bien dimensionnée, les hypothèses (i) et (iii) sont privilégiées. Par ailleurs, l'hypothèse (ii) du glissement de la pointe des géophones peut être écartée si une chute de préchargement a été réalisée. (Magnuson, 1988)

- **Etalonnage des appareils F/HWD**

Les performances métrologiques des appareils F/HWD sont définies par les normes ASTM D4694 et ASTM D4695 et par le COST en termes de précision et de répétabilité. En général, des précisions absolues de ± 2 µm sur les déflexions et de ± 200 N sur la force sont exigées. Des opérations régulières d'étalonnage sont recommandées. Il existe deux principaux types d'étalonnage pour les géophones :

- L'étalonnage relatif permet de s'assurer que tous les géophones donnent la même réponse lorsqu'ils sont soumis à la même déflexion. Pour cela, les capteurs sont montés sur une échelle verticale, chacun sur une marche. Des chutes F/HWD sont réalisées à proximité de l'échelle et des coefficients correctifs sont apportés aux sensibilités des géophones.
- L'étalonnage absolu est basé sur la mesure fournie par un capteur de référence. Une procédure d'étalonnage à partir d'un accéléromètre de référence est proposée par la FHWA (2011). Cet étalonnage peut être réalisé par les constructeurs des appareils ou par des centres d'étalonnage SHRP (aux Etats-Unis).

Des corrélations très satisfaisantes ont été constatées entre les données des appareils F/HWD et celles de capteurs de référence (LVDT ancré, accéléromètre). De plus, une très bonne répétabilité est constatée sur ces appareils. (Broutin, 2010 ; Lepert, Simonin, & Kobisch, 1997 ; Simonin, Geffard, & Hornych, 2015)

- **Reproductibilité et essais croisés**

Il a cependant été montré que les appareils F/HWD présentent une faible reproductibilité (Rocha, Tandon, & Nazarian, 2004). Cela peut être attribué, au moins en partie, à des différences de conception entre les différents modèles et fabricants. En particulier, Lukanen (1992) a démontré que la forme des tampons amortisseurs a une influence sur le chargement et sur les déflexions mesurées. Il est dès lors difficile de comparer des appareils de diverses origines. C'est pourtant l'objectif des campagnes d'essais croisés F/HWD. En Europe, ces campagnes sont notamment organisées par le TRL au Royaume-Uni, par le CROW aux Pays Bas, par la BASt en Allemagne et par le STAC en France (Broutin & Belon, 2017 ; CROW, 2019). Pour améliorer la reproductibilité lors de certaines campagnes d'essais croisés, l'utilisation d'un filtre passe-bas avec une fréquence de coupure de 60 Hz est recommandée.

1. III. 3. b. Principaux facteurs d'influence sur les déflexions

L'objectif de cette section est d'établir une cartographie des facteurs agissant sur les déflexions mesurées lors de l'essai F/HWD, sur la base de la littérature scientifique actuelle. Cela permet de dresser une étude de sensibilité.

1. III. 3. b. i. Influence du comportement des matériaux

- **Influence du comportement des enrobés**

Pour les enrobés bitumineux, deux principaux facteurs d'influence sont identifiés :

- la température en raison de la susceptibilité thermique des matériaux bitumineux ;
- la fréquence de sollicitation en raison du comportement viscoélastique.

Les essais F/HWD sont généralement réalisés entre 10°C et 30°C. La température est reconnue comme un facteur important d'influence des déflexions. L'effet de la température est *a priori* réversible, c'est-à-dire qu'un cycle ne cause pas de dommage au matériau. Plus la température est élevée, plus la rigidité apparente des enrobés bitumineux est basse. Par conséquent, une hausse de température est traduite par une hausse de la déflexion à proximité de la plaque de chargement. Straube & Jansen (2009) illustrent l'influence de la température sur les bassins pseudo-statiques de déflexion en réalisant des essais FWD à haute et à basse température sur une même chaussée (Figure 1.55).

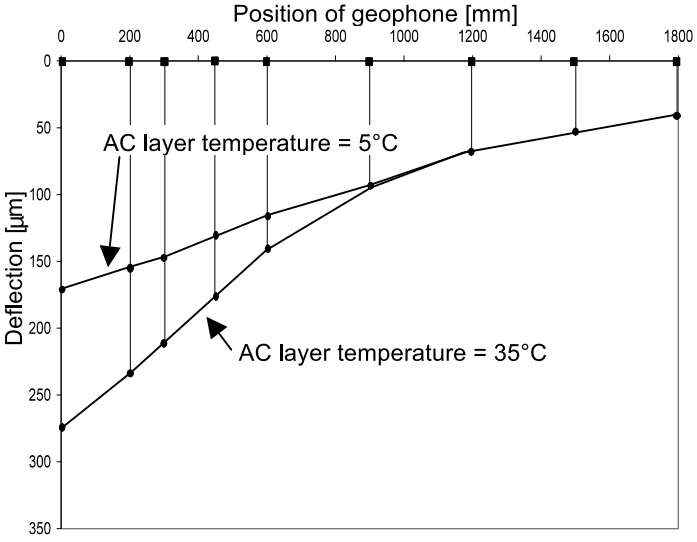


Figure 1.55 – Bassins pseudo-statiques de déflexion mesurés à 5°C et 35°C (Straube & Jansen, 2009)

L'effet de la température sur les modules des matériaux bitumineux a été observé par la FHWA (2000) à l'occasion du *Long Term Pavement Performance* (LTPP). La Figure 1.56 présente des modules d'enrobés obtenus par analyse inverse élastostatique, en fonction de la température moyenne. D'importantes variations sont observées entre les hautes et les basses températures, sans pour autant qu'un des deux paliers (très hautes et très basses températures) soit atteint.

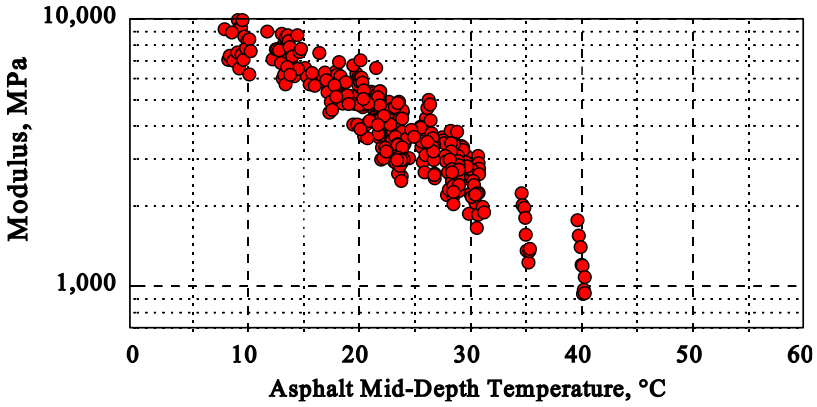


Figure 1.56 – Modules d'enrobés obtenus par analyse inverse élastostatique en fonction de la température (FHWA, 2000)

Du fait des phénomènes de conduction et de convection thermiques en surface et de l'inertie thermique d'une chaussée, un gradient de température peut apparaître. Tautou (2016) et Tautou, Picoux, & Petit (2017) soulignent que les bassins pseudo-statiques de déflexion mesurés sur des chaussées soumises à des gradients de température peuvent être significativement différents de ceux mesurés sur des chaussées dont la température est constante.

Plusieurs corrections ont été proposées. Certains auteurs proposent de corriger les bassins pseudo-statiques de déflexion, en les rapportant à une température de référence, en vue de leur interprétation en termes d'indicateurs performanciels. (Straube & Jansen, 2009 ; Zhang et al., 2008). A titre d'exemple, le CEREMA (2016) préconise la correction des bassin de déflexion D_T à une température T en bassins de déflexion à 15°C $D_{15°C}$ en utilisant l'Equation 1.57. Le coefficient K dépend du type de chaussée.

$$D_{15°C} = \frac{D_T}{1 + K\dfrac{T-15}{15}} \qquad 1.57$$

D'autres auteurs ont déterminé des corrections sur les modules obtenus par analyse inverse. Le module E à une température T peut alors être rapporté à une température de référence T_{ref} selon l'Equation 1.58 en utilisant un facteur correctif CF. En particulier, la FHWA (2000) recommande de considérer une évolution logarithmique du module avec la température, selon l'Equation 1.59. Le facteur correctif CF_{LTPP} est alors exprimé en Equation 1.60 et il a été remarqué que la valeur du paramètre *a* est comprise entre -0.010 et -0.027. Cependant, Broutin & Duprey (2017) montrent, en réalisant l'analyse inverse élastodynamique d'essais HWD sur chaussée aéroportuaire, que l'évolution du module avec la température est mieux décrite par une évolution linéaire.

$$E\left(T_{ref}\right) = E(T)\ CF \qquad 1.58$$

$$\log(E(T)) = aT + b \qquad 1.59$$

$$CF_{LTPP} = 10^{a(T_{ref}-T)} \qquad 1.60$$

En raison du contenu fréquentiel des signaux, l'essai F/HWD sollicite la chaussée sur une gamme de fréquences. Or, il a été précédemment montré que les propriétés viscoélastiques linéaires des enrobés bitumineux sont dépendantes de la fréquence. On peut dès lors supposer que cette

dépendance en fréquence a un effet sur les déflexions mesurées mais il existe encore peu de bibliographie sur ce sujet.

- **Influence des interfaces entre couches de chaussée**

La sensibilité de l'essai F/HWD aux conditions d'interface entre couches de chaussée a été évaluée par Sadoun, Broutin, & Simonin (2016) grâce à des essais sur une chaussée comportant des défauts de couche d'accrochage. Les résultats montrent une augmentation de près de 100 % de la déflexion centrale dans les zones défectueuses. Ces résultats sont corroborés par des simulations numériques menées par le Technical Committee RILEM 241-MCD (Tebaldi, Apeagyei, Jelagin, et al., 2018). La nécessité de prendre en compte les conditions d'interface dans l'analyse des essais F/HWD a été soulignée par Romanoschi & Metcalf (2003). Leiva-Villacorta (2012) a ainsi mis en évidence d'importantes différences entre les analyses tenant compte d'interfaces glissantes ou collées. Enfin, Mousa, Elseifi, Elbagalati, et al. (2019) proposent une méthode pour déterminer la raideur à l'interface en utilisant une approche élastostatique.

- **Influence du comportement du sol support**

Bien que le chargement F/HWD engendre des « petites » déformations, plusieurs auteurs soulignent la nécessité de prendre en compte un comportement non linéaire des matériaux granulaires (Chang et al., 1992 ; Li et al., 2017 ; H. Wang & Li, 2015). Ullidtz (1985) recommande d'utiliser un module dépendant de la profondeur, en lien avec le confinement imposé par la pression des terres. Grenier (2007) utilise, dans le cadre d'une approche fréquentielle, un faible amortissement (1-5 %) sous la forme d'un module complexe indépendant de la fréquence de sollicitation. Il constate que l'utilisation de cet amortissement permet de diminuer significativement la différence entre les simulations et les mesures de déflexion.

1. III. 3. b. ii. Influence de la structure de chaussée

- **Influence des couches de chaussée**

Les épaisseurs des couches de chaussée ont une influence sur la répartition des déflexions en surface. En raison de la distribution conique des contraintes, les couches de surface ont un effet sur les déflexions dans une zone limitée autour de la zone de chargement. Il a en effet été estimé que 95% de la déflexion en un point donné de la surface est causée par les matériaux situés sous une ligne d'influence. La ligne d'influence a une pente d'environ 34°.

Ce concept trouve son importance dans le placement des géophones. La Figure 1.57 représente les zones d'influence en surface pour une chaussée de trois couches. La zone d'influence de la couche de surface reste limitée autour de la plaque de chargement. Afin d'espérer pouvoir déterminer les propriétés mécaniques d'une couche, il est nécessaire que le maximum de géophones soient placés dans sa zone d'influence. Il est donc important de s'assurer que le placement des géophones sur l'appareil F/HWD est en adéquation avec les objectifs de l'auscultation.

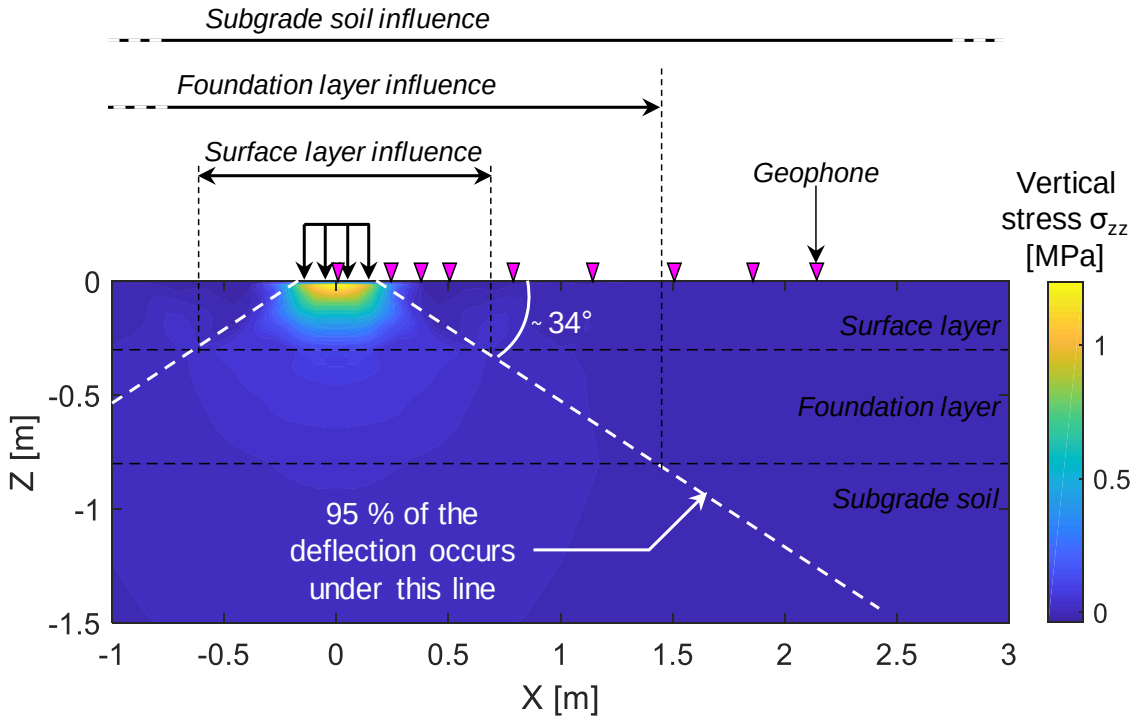


Figure 1.57 – Illustration de la ligne d'influence des déflexions

- **Influence d'un substratum rigide peu profond**

Il a été montré que la présence d'un substratum à une profondeur inférieure à 6 m peut affecter de façon très significative les déflexions mesurées lors de l'essai F/HWD. Il est dès lors important de pouvoir détecter la présence d'une telle couche et de déterminer sa profondeur. La présence d'un substratum peu profond peut être détectée par la lecture des historiques de déflexion ou de la Fonction de Réponse Fréquentielle (FRF) de la chaussée. Sur les historiques de déflexion, la présence d'un substratum peu profond est caractérisée par des oscillations après le pic principal, pendant la période de régime libre (Figure 1.58a et b). Ces oscillations ne sont pas présentes dans les cas où le substratum est profond ou absent. Un substratum peu profond est également caractérisé par l'apparition d'une fréquence de résonance dans la réponse fréquentielle (norme de la FRF) en raison du phénomène de piégeage des ondes (Figure 1.59b).

Deux méthodes ont été développées pour la détermination de la profondeur du substratum. La méthode pseudo-statique, proposée par Irwin (2002), illustrée en Figure 1.59a, consiste à tracer les maxima de déflexion des géophones éloignés (les trois plus éloignés, par exemple) de la plaque de chargement en fonction du rapport a/r (a étant le rayon de la plaque de chargement et r la distance radiale du géophone). La droite formée par les points est extrapolée pour une déflexion nulle. Si le substratum est très profond, cette droite passera par l'origine. Si au contraire le substratum est peu profond, la valeur d'intersection avec l'axe des abscisses est retenue comme étant le rapport a/H avec H la profondeur du substratum. La méthode dynamique, proposée par Foinquinos-Mera (1996), s'appuie sur le développement de relations empiriques entre la fréquence de résonance et la profondeur du substratum (Figure 1.59b). Etant basée sur la connaissance *a priori* des propriétés mécaniques des couches de chaussée, cette méthode doit être utilisée dans une boucle itérative.

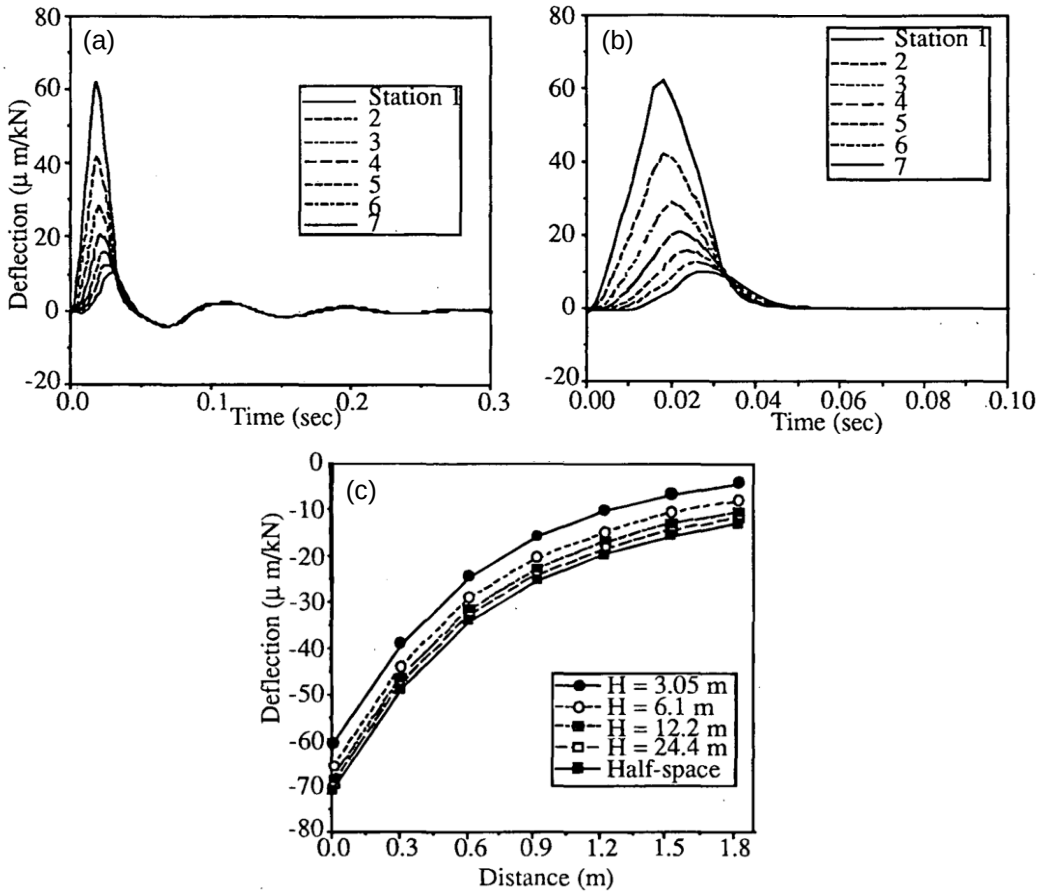


Figure 1.58 – Effets du substratum (Foinquinos-Mera, 1996) : (a) Historiques de déflexion avec substratum peu profond ; (b) Historiques de déflexion avec substratum très profond ; (c) Bassins pseudo-statiques de déflexion

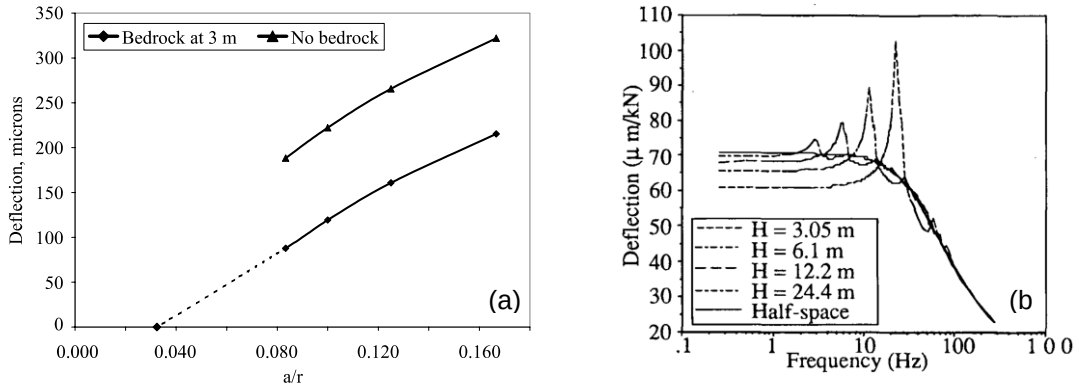


Figure 1.59 – Méthodes d'estimation de la profondeur du substratum : (a) Méthode pseudostatique d'Irwin (2002) ; (b) Méthode dynamique de Foinquinos (1995)

1. III. 3. b. iii. Influence des effets dynamiques

Les effets dynamiques impliqués dans l'essai F/HWD ont été relativement peu étudiés. Stolle (1991) signale des différences entre les bassins calculés selon les hypothèses statique et dynamique. Plus tard, Nazarian & Boddapati (1995) ont réalisé des simulations élastodynamiques avec des signaux de charge de même amplitude mais de durées différentes sous la forme de demi-sinus. Ils constatent que plus la durée de la charge est grande, plus l'amplitude de la déflexion est importante. Plusieurs auteurs

montrent que la prise en compte (ou non) des effets dynamiques dans l'analyse inverse des essais F/HWD a des effets non négligeables sur les résultats obtenus (Hadidi & Gucunski, 2010 ; Loizos & Scarpas, 2005).

1. III. 3. c. Analyses des essais F/HWD

Deux principaux types d'analyse sont utilisés pour les essais F/HWD : les indicateurs structurels et l'analyse inverse. Les indicateurs structurels constituent un premier niveau d'analyse essentiellement qualitative des essais F/HWD. Ces outils d'aide à la décision permettent une analyse rapide d'une campagne d'auscultation à l'échelle d'un réseau et son découpage en zones homogènes. L'analyse inverse, plus précise mais aussi plus longue à réaliser, est recommandée pour l'analyse des modes de dégradation de la chaussée à l'échelle locale. Elle permettra également de déterminer la portance de la chaussée et de dimensionner les éventuels renforcements.

1. III. 3. c. i. Indicateurs structurels

- **Paramètres du bassin de déflexion**

Les paramètres du bassin de déflexion sont accessibles à partir de calculs simples utilisant les bassins pseudo-statiques de déflexion mesurés avec l'appareil F/HWD. Les principaux paramètres du bassin de déflexion sont répertoriés dans le Tableau 1.5 et illustrés en Figure 1.60.

Tableau 1.5 – Principaux paramètres du bassin de déflexion (Doré & Zubeck, 2009 ; Grenier, 2007 ; Zheng et al., 2017)

Maximum deflection	D_0
Radius of curvature (Jung, 1988)	$R = \frac{(D_0 - D_{30})^2 + a^2}{2(D_0 - D_{30})} \approx \frac{a^2}{2(D_0 - D_{30})}$
Surface Curvature Index (Horak, 1987)	$SCI = D_0 - D_{30}$
Base Damage Index	$BDI = D_{30} - D_{60}$
Base Curvature Index	$BCI = D_{60} - D_{90}$
Tensile strain at the bottom (Jung, 1988)	$\varepsilon_t = \frac{H_1}{2R}$
Deflection Basin Area	$A = 6(D_0 + 2D_{30} + 2D_{60} + D_{90})$
Form factor	$F = \frac{D_0 - D_{60}}{D_{30}}$

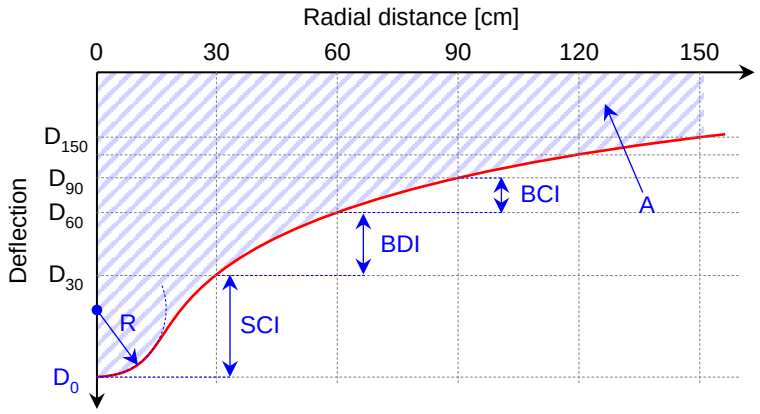


Figure 1.60 – Illustration de quelques paramètres du bassin de déflexion

Au regard de la ligne d'influence, ces indicateurs permettent de caractériser l'état des différentes parties de la structure de chaussée. La déflexion maximale permet d'apprécier la réponse de la totalité de la chaussée. Le rayon de courbure (R) permet de caractériser l'état des couches de surface. Les indices de courbure SCI, BDI et BCI, donnent des informations sur les couches de surface (SCI), la couche de fondation (BDI) et les couches profondes (BCI), en utilisant différentes portions du bassin de déflexion. L'aire du bassin de déflexion (A) donne des indications sur l'ensemble de la structure de chaussée. Les facteurs de forme (F) donnent une appréciation du contraste de rigidité entre les couches de surface et les couches profondes. L'estimation de la déformation principale à la base des enrobés (ε_t) peut être particulièrement utile car il s'agit d'un critère dimensionnant. Le Tableau 1.6, donné par Michalak & Scullion (1987), présente un exemple de caractérisation de l'état de la chaussée à partir des paramètres du bassin de déflexion.

Tableau 1.6 – Analyse de quelques paramètres du bassin de déflexion (Michalak & Scullion, 1987)

Asphalt thickness [mm]		> 125	62 – 125	13 – 62	< 13
SCI [µm]	Very good	< 101.6	< 152.4	< 304.8	< 406.4
	Good	101.6 – 152.4	152.4 – 254	304.8 – 457.2	406.4 – 609.6
	Moderate	152.4 – 203.2	254 – 381	457.2 – 609.6	609.6 – 812.8
	Poor	203.2 – 254	381 – 508	609.6 – 762	812.8 - 1016
	Very poor	> 254	> 508	> 406.4	> 508
BCI [µm]	Very good	< 50.8	< 76.2	< 101.6	< 203.2
	Good	50.8 – 76.2	76.2 – 127	101.6 – 203.2	203.2 – 304.8
	Moderate	76.2 – 101.6	127 – 228.6	203.2 – 304.8	304.8 – 406.4
	Poor	101.6 – 127	203.2 – 254	304.8 – 406.4	406.4 - 508
	Very poor	> 127	> 254	> 406.4	> 508
D_{150} [µm]	Very good	< 25.4			
	Good	25.4 – 35.6			
	Moderate	35.6 – 45.7			
	Poor	45.7 – 55.9			
	Very poor	> 55.9			

- **Limites des indicateurs**

Les indicateurs basés sur le bassin pseudo-statique de déflexion souffrent du manque de reproductibilité des appareils F/HWD. Des résultats significativement différents peuvent être obtenus avec deux appareils distincts ou bien deux structures de chaussée différentes. Les indicateurs ne sont donc pas un système robuste d'évaluation des chaussées. Par ailleurs, les indicateurs ne pouvant pas être dissociés par couche, l'influence du sol est prépondérante. L'utilisation des indicateurs est donc à relativiser dans les cas où la portance du sol support est faible.

1. III. 3. c. ii. Analyse inverse des essais F/HWD

- **Schéma général d'analyse inverse des essais F/HWD**

L'objectif de l'analyse inverse des essais F/HWD est de déterminer les propriétés de chacune des couches de chaussée. Pour cela, un modèle de simulation direct est utilisé et, en tenant compte d'un

jeu de paramètres initial, permet de calculer les déflexions correspondantes. Les déflexions calculées sont comparées aux déflexions mesurées lors de l'essai F/HWD grâce au calcul d'une erreur. Le jeu de paramètre est ajusté jusqu'à l'obtention d'une erreur satisfaisante, c'est-à-dire jusqu'à ce que les déflexions calculées soient similaires aux déflexions mesurées. L'analyse inverse est donc un problème d'optimisation dont la démarche est synthétisée en Figure 1.61.

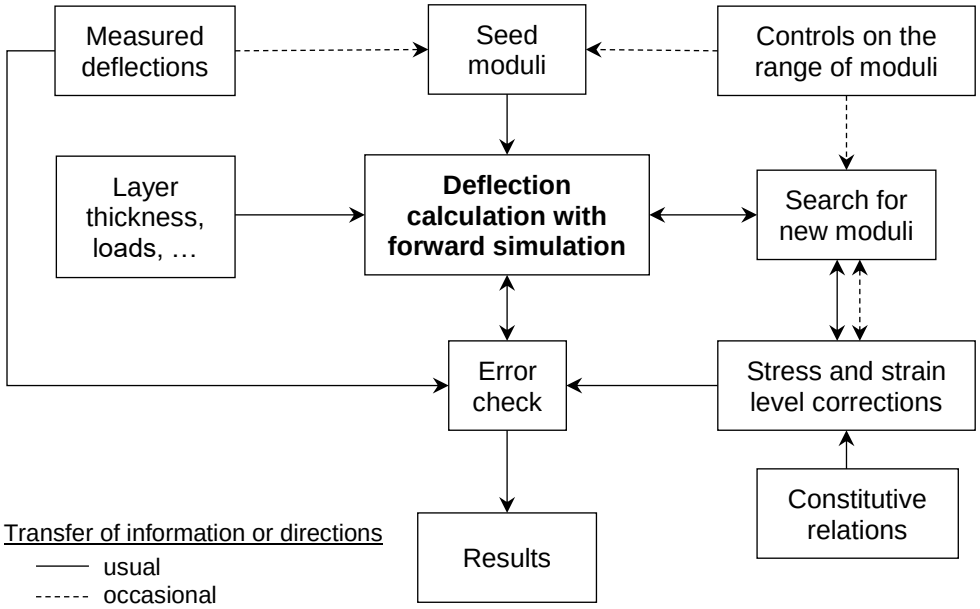


Figure 1.61 – Schéma général d'analyse inverse des essais F/HWD (adapté de Lytton (1989))

Généralement, les paramètres à déterminer lors de l'analyse inverse sont les modules (au sens élastique) des couches de chaussée. Lee, Steele, & Von Quintus (2019) montrent cependant qu'il est possible de déterminer, au sein d'une même analyse inverse les épaisseurs de couches, les masses volumiques, les coefficients de Poisson, les propriétés viscoélastiques linéaires des enrobés bitumineux, ainsi que les propriétés élastiques non linéaires des couches granulaires.

L'analyse inverse des essais F/HWD peut être conduite dans différents domaines d'optimisation : les bassins pseudo-statiques de déflexion, le domaine temporel ou le domaine fréquentiel. L'optimisation dans le domaine des bassins pseudo-statiques de déflexion ne permet d'exploiter que les maxima. Après avoir comparé les optimisations dans les domaines temporels et fréquentiel, au moyen d'une approche élastodynamique, Uzan (1994) préconise l'utilisation du domaine temporel en raison des limites de résolution en fréquence des données F/HWD. Plus récemment, Grenier (2007) démontre, en utilisant une correction pour améliorer la précision en fréquence (détaillée en 1. III. 3. a. iii), que les deux domaines d'optimisation permettent l'obtention de résultats d'analyse inverse similaires.

- **Hypothèses mécaniques classiquement utilisées**

Les hypothèses sur lesquelles est bâti le modèle de simulation direct sont au cœur de l'analyse inverse des essais F/HWD. Par conséquent, un modèle simulant de façon erronée ou partielle la nature de l'essai F/HWD conduira à des résultats imprécis. Les hypothèses portent essentiellement sur le comportement des matériaux et la prise en compte des effets d'inertie. D'une part, on distingue les

approches dynamiques des approches statiques selon que les effets d'inertie sont pris en compte ou non. D'autre part, le comportement des matériaux peut être considéré comme élastique linéaire, élastique non linéaire (pour les matériaux granulaires) ou bien viscoélastique linéaire (pour les matériaux bitumineux).

Les approches élastostatiques sont, de loin, les plus utilisées. Elles sont basées sur une simulation statique (type modèle de Burmister) en considérant un comportement élastique, linéaire ou non, des matériaux de chaussée. Les phénomènes de propagation des ondes sont alors négligés. Le calcul élastostatique permet de déterminer le bassin de déflexion en soumettant la chaussée à la charge maximale obtenue lors de l'essai F/HWD. L'optimisation consiste alors à faire correspondre le bassin de déflexion calculé avec le bassin pseudo-statique mesuré. Bien que cette approche ne tienne pas compte de la nature dynamique de l'essai F/HWD, elle s'avère rapide et très facile à mettre en œuvre. Pour ces raisons, l'approche élastostatique est implémentée dans de nombreux logiciels d'analyse des données F/HWD. (Irwin, 2002 ; Michalak & Scullion, 1987)

Les approches élastodynamiques reposent sur une simulation directe dynamique de l'essai F/HWD avec un comportement élastique (linéaire ou non) des matériaux (Figure 1.62). La prise en compte des effets d'inertie permet de réaliser l'optimisation dans le domaine temporel ou fréquentiel et ainsi de tirer parti de l'information contenue dans les historiques de déflexion (Broutin, 2010 ; Grenier & Konrad, 2009 ; Uzan, 1994). La difficulté de l'approche élastodynamique réside dans la définition de l'amortissement. Chatti, Ji, & Harichandran (2004) proposent l'utilisation, dans les codes de calcul fréquentiels, d'un amortissement constant hystérétique en prenant un module sous la forme d'un module complexe $E = E_1 + jE_2$ (avec $j^2 = -1$) indépendant de la fréquence. Cependant cette méthode viole le principe de causalité de Kramers-Kronig pour les grandes valeurs d'amortissement, telles que celles nécessaires dans les couches bitumineuses, conduisant à des déflexions non nulles en début de signal alors que la charge est encore à zéro. Enfin, Broutin (2010) et Tautou (2016) utilisent un amortissement de Rayleigh, particulièrement adapté aux simulations éléments finis.

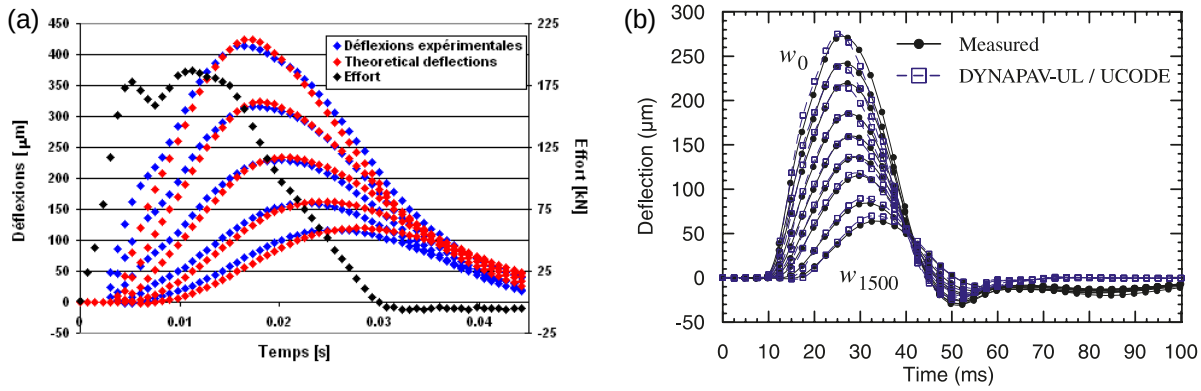


Figure 1.62 – Analyse inverse élastodynamique d'essais F/HWD : (a) avec le logiciel PREDIWARE (Broutin, 2010) ; (b) avec le logiciel DYNAPAV-UL (Grenier & Konrad, 2009)

Quelques approches tenant compte d'un comportement viscoélastique des matériaux bitumineux sont disponibles dans la littérature actuelle. Ces analyses sont majoritairement réalisées dans le domaine temporel. Il existe trois types d'approches viscoélastiques :

- L'approximation du comportement viscoélastique par un module dépendant du temps, par exemple sous la forme d'une sigmoïde à quatre paramètres c_1, c_2, c_3, c_4 (Equation

1.61). La prise en compte de l'amortissement lié à l'angle de phase n'est pas toujours clairement mentionnée.

$$\log(E(t)) = c_1 + \frac{c_2}{1 + \exp(-c_3 - c_4 \log(t_R))} \quad 1.61$$

- L'usage de modèles viscoélastiques discrets. C'est le cas de Khazanovich & Booshehrian (2015) et de Madsen & Levenberg (2017) qui utilisent des modèles de Maxwell généralisés à un élément et de Kelvin-Voigt.
- La modélisation du comportement viscoélastique avec un modèle à spectre continu. Zhao, Cao, & Chen (2015) et Cao, Zhao, Liu, et al. (2018) réalisent l'analyse inverse de l'essai F/HWD en utilisant le modèle de Havriliak-Negami modifié (MHN) à cinq paramètres (E_0, E_∞, α, β et ω_0) dont l'expression du module complexe est donnée en Equation 1.62.

$$E^*_{MHN} = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{\left(1 + \left(\frac{\omega_0}{j\omega}\right)^{\alpha}\right)^{\beta}} \quad 1.62$$

Les analyses inverses viscoélastiques des essais F/HWD sont réalisées, selon les auteurs, soit en quasi-statique, soit en dynamique. Kutay, Chatti, & Lei (2011), Varma, Kutay, & Levenberg (2013) et Varma & Kutay (2016) privilégient l'analyse quasi-statique et la justifient en soulignant les erreurs de décalage temporel qui seraient liées à la difficulté technique de la mesure synchronisée de la charge et des déflexions. Les historiques temporels sont décalés horizontalement pour que les maxima de déflexion et de charge soient simultanés. Des études plus récentes, privilégient au contraire des analyses dynamiques (Cao et al., 2018 ; Khazanovich & Booshehrian, 2015 ; Lee et al., 2017 ; Madsen & Levenberg, 2017 ; Zhao, Cao, et al., 2015).

Enfin, la dépendance en température du comportement viscoélastique des enrobés a également été étudiée. Lee, Ayyala, & Von Quintus (2017) ont reconstitué une courbe maîtresse en appliquant le principe de superposition temps-température à plusieurs essais FWD réalisés dans une même zone à différentes températures (Figure 1.63). Pour pallier la difficulté opérationnelle de réaliser des essais F/HWD à différentes températures sur le même point, d'autres études tirent parti du gradient de température dans la chaussée pour inclure les paramètres C_1 et C_2 de l'équation de Williams-Landel-Ferry (WLF) dans les inconnues de l'analyse inverse (FHWA, 2017).

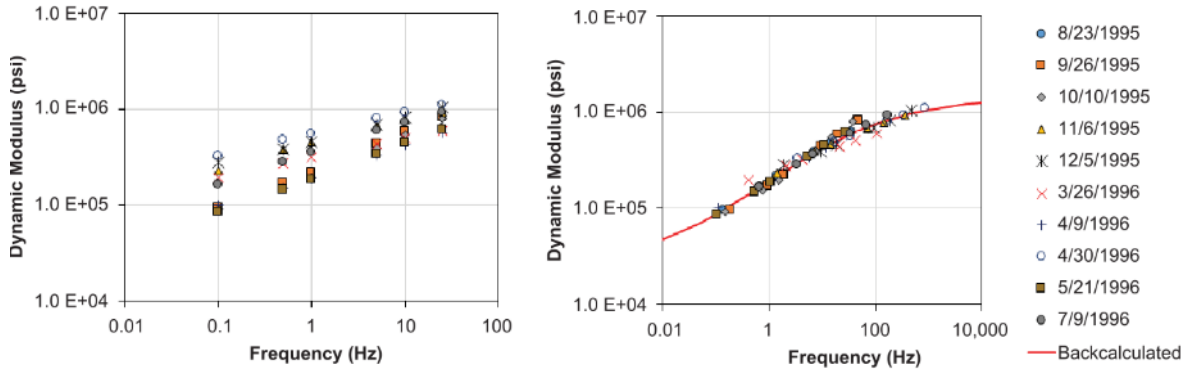


Figure 1.63 – Exemple d'analyse inverse viscoélastique et d'application du principe de superposition temps-température (Lee, Ayyala, & Von Quintus, 2017)

- **Algorithmes d'analyse inverse**

L'analyse inverse des essais F/HWD est basée sur la minimisation de la différence, aussi appelée erreur, entre les déflexions mesurées et calculées. Au sens d'un problème d'optimisation, cette différence représente la fonction objectif, à minimiser. Selon les auteurs, elle est calculée soit en différence relative, soit en différence absolue. Pour les optimisations dans le domaine temporel, l'erreur n'est en général pas calculée sur la fin de la partie descendante des déflexions. Dans le domaine fréquentiel il n'y a pas de consensus, certains auteurs prennent en compte des fréquences jusqu'à 100 Hz pour l'optimisation. Il existe trois principaux types de méthodes d'optimisation utilisées pour l'analyse inverse des essais F/HWD :

  - Les méthodes itératives sont basées sur la recherche du minimum de la fonction objectif en utilisant ses dérivées d'ordre 1 (gradient) ou d'ordre 2 (hessien) par rapport aux variables. Ces dérivées doivent être calculées à chaque itération, ce qui nécessite un nombre important de calculs directs. Al-Khoury, Scarpas, Kasbergen, et al. (2001a) comparent trois méthodes itératives pour l'analyse inverse élastodynamique de données F/HWD dont les modules sont connus (Figure 1.64). Ils en concluent que, si tous les algorithmes utilisés finissent par converger vers le bon jeu de paramètres, certains nécessitent un plus grand nombre d'itérations.

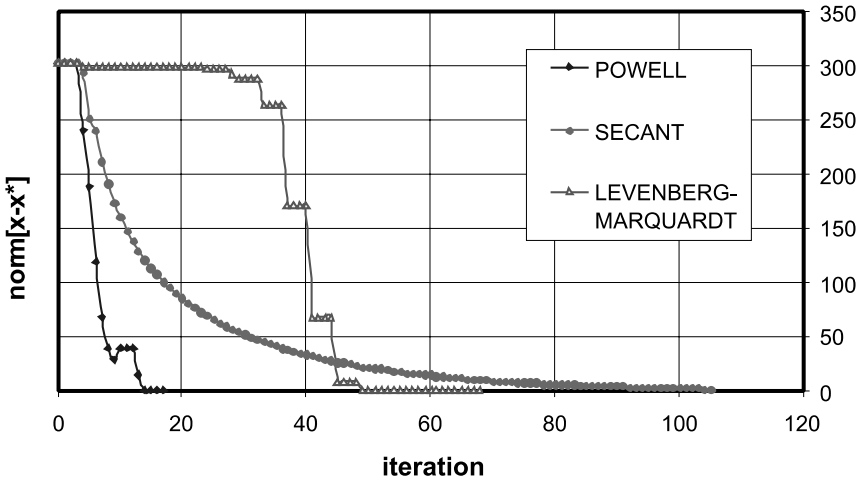


Figure 1.64 – Comparaison de trois méthodes d'optimisation itérative. Erreur en fonction du nombre d'itérations (Al-Khoury, Scarpas, Kasbergen, et al., 2001a)

  - Les algorithmes génétiques sont particulièrement adaptés aux problèmes d'optimisation complexes mettant en jeu un grand nombre de paramètres et pour lesquels le minimum global cohabite avec des minima locaux. Ils sont inspirés du vivant et appliquent des processus de sélection, de croisement et de mutations aléatoires sur une population de jeux de paramètres. Ils sont notamment appliqués à l'inversion des essais F/HWD par Varma, Kutay, & Levenberg (2013) et Varma & Kutay (2016).
  - Les réseaux de neurones artificiels, également inspirés du vivant, sont des méthodes basées sur le fonctionnement du système nerveux et les procédés d'apprentissage. Il existe différents neurones qui échangent des informations entre eux en fonction des

signaux qu'ils reçoivent. Ces méthodes doivent être adossées à des bases de données construites à partir de simulations directes paramétriques (Leiva-Villacorta, 2012). Li & Wang (2019) utilisent par exemple une base de près de 14 000 simulations directes. H. Wang, Xie, Ji, et al. (2020) soulignent que le principal intérêt de ces méthodes est l'absence d'un jeu initial de paramètres, ce qui préserve des minima locaux.

Stolle & Hein (1989) soulignent à travers deux études de cas que l'unicité du jeu de paramètres minimisant la fonction objective n'est pas garantie. Plusieurs minima locaux peuvent coexister avec le minimum global de la fonction objectif. C'est pourquoi le jeu de paramètres initial (dans le cas des algorithmes itératifs) et les contraintes d'optimisation ont une grande importance. Les paramètres initiaux doivent être réalistes, basés sur l'expérience de l'utilisateur et cohérents avec les résultats des autres méthodes d'auscultation comme l'inspection visuelle. Les contraintes d'optimisation, traduites par des bornes sur chacun des paramètres à déterminer, doivent être raisonnables et encadrer au mieux la solution pressentie. La solution obtenue n'est pas valable si une des bornes est atteinte. La convergence peut être renforcée par la multiplication du nombre de géophones, judicieusement placés selon la ligne d'influence décrite en 1. III. 3. b. ii. Al-Khoury, Scarpas, Kasbergen, et al. (2001a) suggèrent la mesure et l'analyse des déplacements horizontaux afin de renforcer l'unicité de la solution.

- **Limites des approches existantes**

Les approches élastostatiques, bien qu'elles semblent être robustes avec de très faibles erreurs finales, ne considèrent pas la nature dynamique de l'essai F/HWD. Loizos & Scarpas (2005) calculent le bassin pseudo-statique de déflexion grâce à une méthode directe dynamique à partir des modules obtenus par une analyse inverse élastostatique. Ils constatent ainsi que les résultats déduits de l'approche élastostatique ne sont pas en accord avec les simulations dynamiques. Ceci est renforcé par l'analyse statistique menée par Hadidi & Gucunski (2010) qui démontre que les résultats de l'analyse inverse élastostatique sont faussés lorsqu'elle est appliquée à des données dynamiques. Enfin, les méthodes élastostatiques sont basées uniquement sur les maxima de déflexion et manquent de fait une grande partie de l'information contenue dans les historiques temporels.

Les approches élastodynamiques, bien que plus réalistes, peuvent donner lieu à des erreurs finales élevées. Cela remet en question la précision de ces méthodes et peut être attribué à une description limitée du comportement des matériaux. L'amortissement est particulièrement délicat à déterminer.

Les approches viscoélastiques, aujourd'hui seulement utilisées à des fins de recherche, permettent d'obtenir une meilleure simulation de l'essai F/HWD et des erreurs finales très faibles. La limite majeure de ces approches est la définition de la gamme de fréquences sur laquelle elles sont valables. Des études récentes montrent que les courbes maîtresses déterminées ne sont valables que sur une gamme limitée de fréquences (Bazi & Assi, 2020 ; Fu et al., 2020). Ces observations remettent en question la détermination de paramètres influençant le comportement viscoélastique seulement aux très basses ou très hautes fréquences.

1. IV. Conclusion du Chapitre 1

Les fondamentaux de la mécanique des chaussées ont été présentés dans les études bibliographiques. Les structures de chaussée sont conçues pour une durée de service donnée sous certaines hypothèses (évolution du trafic, climat). Bien que l'utilisation de méthodes rationnelles permette d'optimiser le dimensionnement des chaussées, il existe encore de nombreux aléas et incertitudes. L'auscultation des chaussées permet alors l'évaluation de la portance à un instant donné de la vie de la chaussée et la prédiction d'une durée de service résiduelle. L'auscultation des chaussées par la mesure de déflexion est une mesure de surface non destructive. Les nombreux déflectomètres en service aujourd'hui présentent différents compromis entre rapidité et précision de la mesure. Parmi eux, le déflectomètre à masse tombante (F/HWD) se démarque par la précision des mesures et la nature dynamique du chargement produit.

Il existe déjà une riche littérature sur la thématique de l'auscultation des chaussées à l'aide de l'appareil F/HWD. Cet appareil répond aux besoins en auscultation des chaussées à toutes les échelles, du réseau jusqu'au projet. Depuis les années 2000, le développement rapide des méthodes numériques, soutenu par l'accroissement des capacités informatiques, laisse entrevoir la possibilité d'analyser les essais F/HWD par analyse inverse. Pour autant, il n'existe aujourd'hui pas de consensus scientifique sur la façon dont doivent être interprétées les mesures. L'analyse élastostatique, très répandue car souvent intégrée dans les suites logicielles des appareils F/HWD, est discutable en raison du faible réalisme des hypothèses en jeu. Ce type d'analyse ne prend en effet en compte ni les effets dynamiques, ni le comportement viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux.

CHAPITRE 2 : CAMPAGNES EXPERIMENTALES

2. I. Introduction

Le Chapitre 2 présente les campagnes expérimentales effectuées au cours de cette thèse. Plusieurs questions concernant l'appareil HWD y sont soulevées. Ces campagnes ont trois objectifs principaux :

- Comprendre dans son ensemble la sollicitation appliquée à la chaussée et les méthodes de mesure de l'appareil ;
- Vérifier qualitativement les données de charge et de déflexion fournies par le HWD ;
- Collecter des données *in situ* sur la planche d'essais et en laboratoire sur les matériaux bitumineux qui la composent.

Après la présentation des deux principaux outils, l'appareil HWD et la planche d'essais, les études préliminaires permettent de mieux comprendre le fonctionnement de l'appareil HWD ainsi que les conditions d'application de la charge. L'utilisation de diverses instrumentations complète les données fournies par le HWD. Ceci permet de prendre du recul par rapport aux mesures HWD et de faire des propositions d'amélioration de cet appareil. Enfin, des campagnes expérimentales *in situ* et en laboratoire sont réalisées sur la planche d'essais et les matériaux qui la composent.

2. II. Présentation du HWD et de la planche d'essais

2. II. 1. Configuration de l'appareil HWD utilisé

2. II. 1. a. Présentation générale du HWD Carl Bro PRI3000

Le *Heavy Weight Deflectometer* (HWD) utilisé est un modèle PRI3000 produit par l'entreprise Carl Bro (aujourd'hui acquise par Grontmij puis Sweco). Il s'agit d'un modèle de série typique des appareils HWD. Il est équipé de 18 géophones, dont trois sont par défaut dédiés à l'étude des chaussées rigides. Le paramétrage de la séquence d'essais (nombre de chutes, charges cibles) et l'acquisition sont faits grâce au logiciel Primax depuis le véhicule tracteur. L'acquisition des données de charge et de déflexion est réalisée à 4 kHz pendant une durée comprise entre 60 ms et 120 ms. Ce HWD est également équipé d'une instrumentation (§ 2. III. 2. a. i) complémentaire qui permet à la fois l'enregistrement des capteurs de série (géophones et cellule de charge) et d'accéléromètres additionnels.



Figure 2.1 – HWD Carl Bro PRI3000 du STAC (photographie JM Roussel)

2. II. 1. b. Système de chargement

Le système de chargement, représenté en Figure 2.2, est composé de plusieurs éléments placés en série les uns des autres pour permettre la génération et la mesure d'une charge impulsionnelle. La masse tombante, ajustable jusqu'à 720 kg, est soulevée par un électroaimant à une hauteur de chute comprise entre 100 mm et 420 mm. La libération de la masse provoque sa chute libre jusqu'à ce qu'elle entre en contact avec les huit tampons en caoutchouc. Trois jeux tampons sont disponibles, ceux utilisés sont les plus durs avec une dureté Shore 75. Après le choc principal, plusieurs rebonds peuvent être observés jusqu'à l'immobilisation de la masse. La charge dynamique engendrée est transmise à la chaussée par une plaque de chargement. La plaque utilisée pour ces travaux, détaillée en Figure 2.3, fait 45 cm de diamètre et est découpée en quatre segments pour assurer une bonne répartition de la charge. Un tapis en caoutchouc est placé sous la plaque. La cellule de charge, d'une capacité de 450 kN, est placée au-dessus de la plaque de chargement. Sa résolution est de 0.1 kN.

Cette configuration permet de produire des signaux de charge qui ont une amplitude comprise entre 100 kN et 300 kN. Les pressions correspondantes, en supposant une répartition parfaite, sont entre 0.6 MPa et 1.9 MPa. Il a été observé que, pour une même hauteur de chute, la charge produite est plus importante lorsque la rigidité de la chaussée augmente.

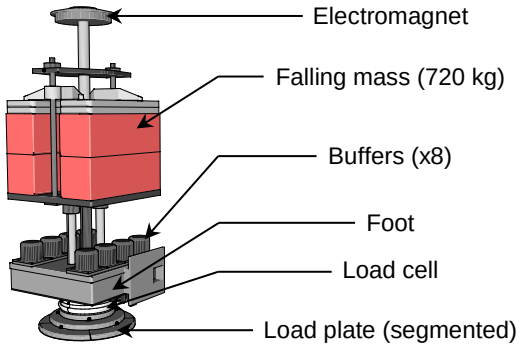


Figure 2.2 – Schéma du système de chargement du HWD Carl Bro (schéma STAC)

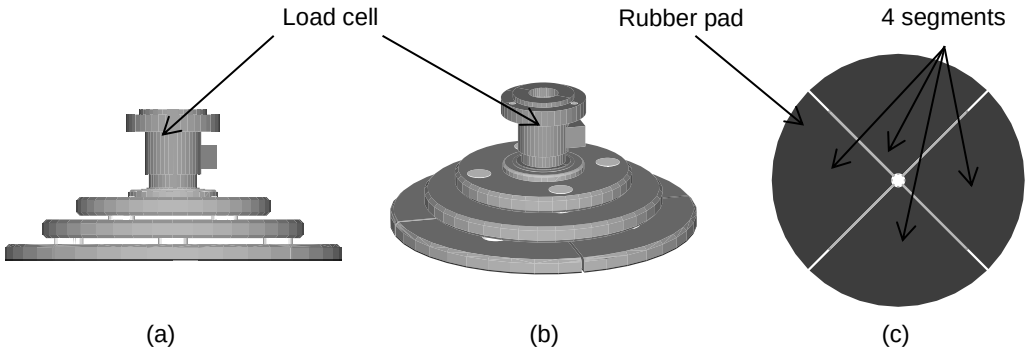


Figure 2.3 – Schémas à l'échelle de la plaque de chargement segmentée de 45 cm de diamètre (schéma STAC). (a) vue de côté. (b) vue 3D. (c) vue de dessous

2. II. 1. c. Système de mesure des déflexions

Le système de mesure des déflexions du HWD est composé de géophones, d'une centrale d'acquisition et d'un logiciel de traitement des données. Les géophones sont des capteurs inertiels qui permettent de mesurer la vitesse de déplacement dans la direction verticale. Ces capteurs sont légers, robustes et ne nécessitent pas d'alimentation externe car la tension à leurs bornes est produite par le déplacement d'un aimant à l'intérieur d'une bobine. Le HWD utilisé possède 13 géophones (dénommés G_1 à G_{13}) *Iongeo SM6* fixés sur une poutre qui est posée au sol au moment de l'essai (voir Figure 2.4). Les positions de ces géophones par rapport au centre de la plaque de chargement sont précisées dans le Tableau 5.15. La mesure au centre de la plaque est rendue possible grâce à une cavité permettant le passage de la pointe du géophone G_1. Deux géophones « déportés » (dénommés G_{17} et G_{18}), qui peuvent être placés jusqu'à 5 m, ont été ajoutés par le STAC (voir Figure 2.4). Les données techniques de ces géophones précisent que l'amplitude maximale de mesure est de ± 2 mm avec une résolution de 1 µm. Les résultats délivrés par le logiciel sont les historiques de déflexion à chaque point de mesure. Le procédé d'intégration des signaux ainsi que les éventuelles corrections appliquées font partie du logiciel et ne sont pas accessibles à l'utilisateur.

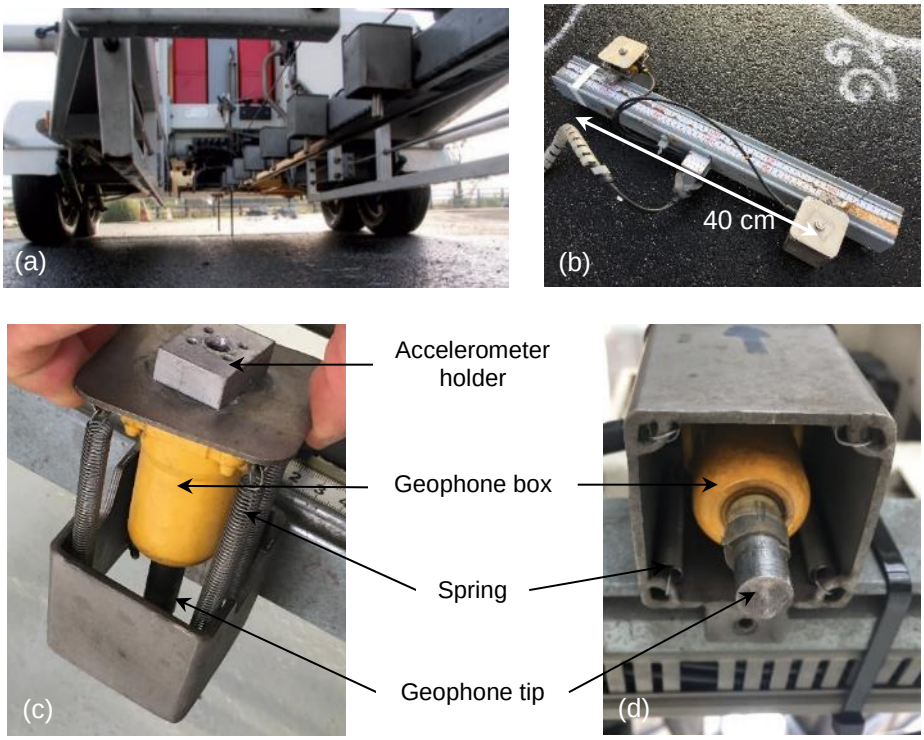


Figure 2.4 – (a) Poutre et géophones fixes (STAC, 2014). (b) Géophones déportés (photographie JM Roussel). (c) Géophone vu de dessus (photographie JM Roussel). (d) Géophone vu de dessous (photographie JM Roussel)

Tableau 2.1 – Positions des géophones du HWD Carl Bro, en centimètres

G_1	G_2	G_3	G_4	G_5	G_6	G_7	G_8	G_9	G_{10}	G_{11}	G_{12}	G_{13}	G_{17}	G_{18}
0	30	40	50	60	75	90	105	120	150	180	210	240	[30, 500]	[30, 500]

2. II. 2. Présentation de la planche d'essais du STAC

2. II. 2. a. Présentation générale de la planche d'essais

La planche d'essais du STAC (Figure 2.5), construite en 2007 est localisée à Bonneuil-sur-Marne (94). Il s'agit d'un outil expérimental au service des méthodes de dimensionnement, d'auscultation et de renforcement des chaussées aéronautiques (gros porteurs). Deux types de chaussées y sont construites : une chaussée souple de 25x35 m et une chaussée rigide de 25x30 m. Dans le cadre de cette étude, seule la chaussée souple a été utilisée.

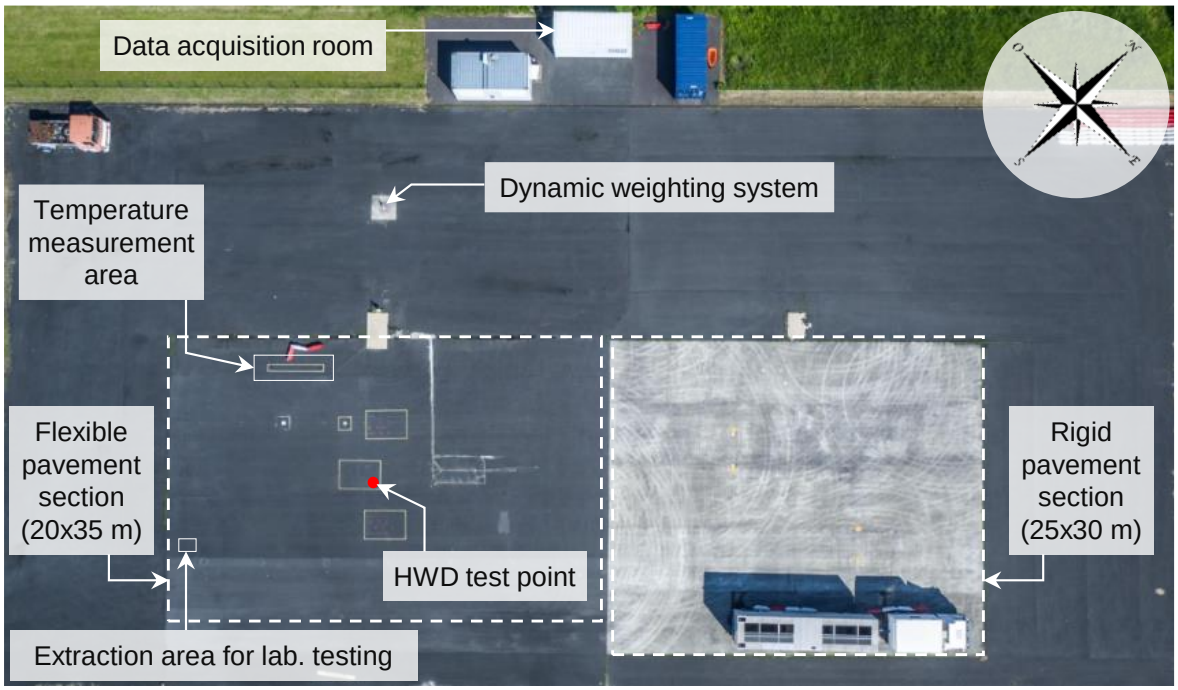


Figure 2.5 – Vue aérienne de la planche d'essais du STAC (photographie STAC)

2. II. 2. b. Structure de chaussée

Cette structure de chaussée a été dimensionnée selon la méthode rationnelle préconisée par le STAC (2016) pour accueillir dix charges HWD (300 kN sur une plaque de 45 cm) par jour pendant 10 ans. Elle n'a jamais été circulée et ne présente aucune fissure apparente. Elle a toutefois subit de nombreux cycles de température depuis sa construction en 2007. Cette planche d'essais est équipée de plusieurs capteurs. Parmi eux, seules les sondes de température, détaillées dans la section suivante, seront utilisées.

La structure de la chaussée souple, en Figure 2.6, est représentative des structures classiquement mises en œuvre sur les aérodromes. La profondeur du substratum rigide est estimée à 10 m d'après les sondages réalisés. Une couche de forme de 70 cm en Grave Non Traitée de type A (GNTA) 0/31.5 est appliquée sur l'arase de terrassement du sol support, constituant une plate-forme support de chaussée PF2. La couche de fondation est en Grave Non Traitée de type B (GNTB) 0/20 compactée en deux épaisseurs de 25 cm chacune (NF EN 13285, 2018). La couche de base est une Grave Bitume (GB) 0/14 de Classe 3 (NF EN 13108-1, 2007). La couche de surface est un Béton Bitumineux

Aéronautique (BBA) 0/10 de Classe 3 (NF EN 13108-1, 2007). Une couche d'accroche en bitume pur (> 250 g/m²) a été appliquée entre les couches de BBA et de GB. (STAC, 2012)

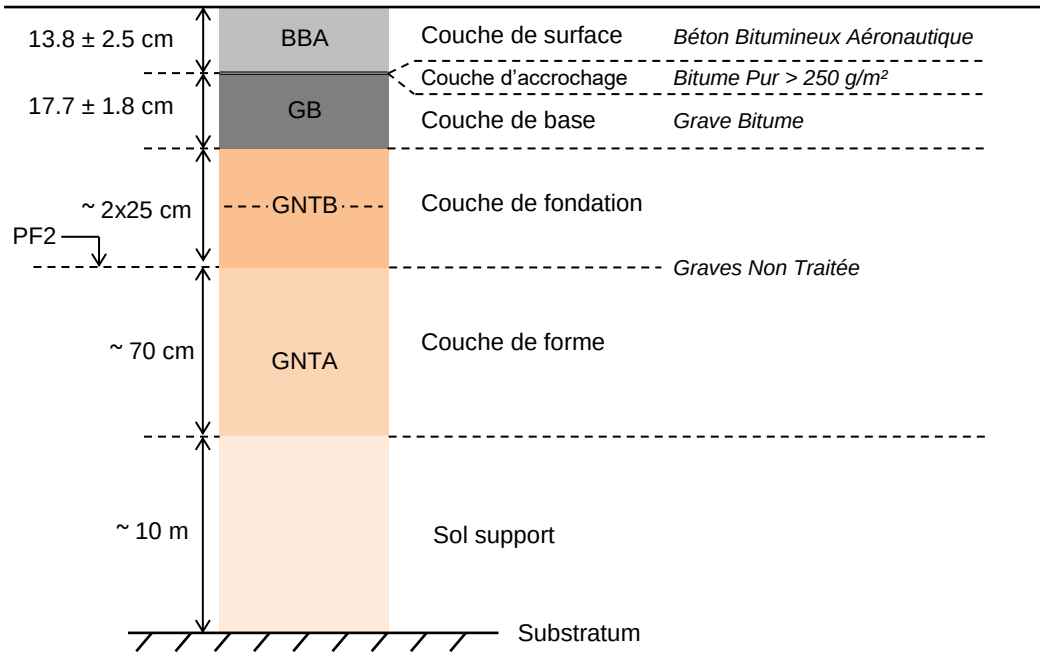


Figure 2.6 – Structure de chaussée de la planche d'essais au niveau du point de mesure HWD

2. II. 2. c. Mesure de la température

La température est un des facteurs d'influence majeurs du comportement des matériaux bitumineux. Il est par conséquent indispensable de pouvoir la mesurer avec précision lors des essais réalisés sur la planche. Trois points de mesure de la température ont été mis en place sur la chaussée souple de la planche d'essais lors de sa construction. En chaque point, la température est mesurée à sept profondeurs différentes (0, 30, 50, 70, 130, 190 et 250 mm) grâce à des sondes PT100 de classe A (précision ± 0.15°C), voir Figure 2.7. Leur mise en place a été réalisée par carottages postérieurs et perçages diamétraux. Pour assurer une bonne conduction thermique sans modifier localement le champ de température, les sondes ont été noyées dans un liant bitumineux. L'acquisition des données de température, active de façon permanente, permet de faire un relevé toutes les dix minutes. (STAC, 2012)

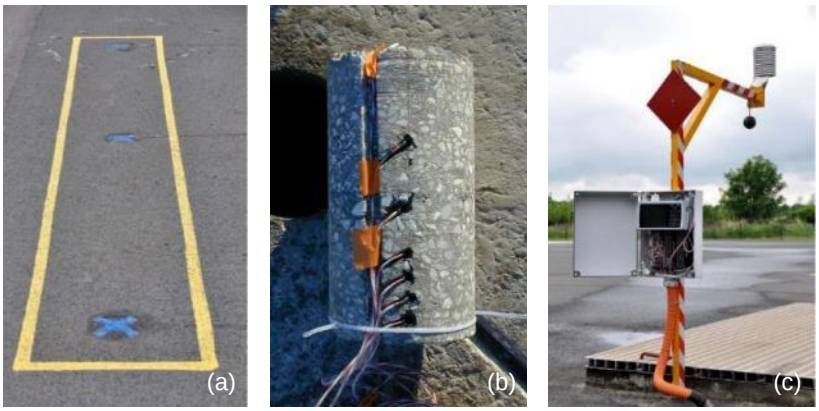


Figure 2.7 – Dispositif de mesure de température dans les couches de matériaux bitumineux (STAC, 2012) : (a) points de mesure ; (b) carotte instrumentée avec des sondes PT100 ; (c) centrale d'acquisition

La Figure 2.8 présente des exemples de mesure de la température au sein de la chaussée souple. Elle montre que sur une année la température est globalement comprise entre 0°C et 40°C. On observe également qu'il peut y avoir d'importantes variations spatiales de température pour un instant donné. En effet, le samedi 7 avril 2018 vers 15h, plus de 15°C d'écart sont mesurés entre la surface de la chaussée et la sonde située à 250 mm de profondeur.

La teneur en eau des matériaux granulaires n'est pas mesurée. Cette dernière dépend des précipitations locales mais aussi du contexte hydrique de la Marne, qui est située à environ 150 m de la planche d'essais.

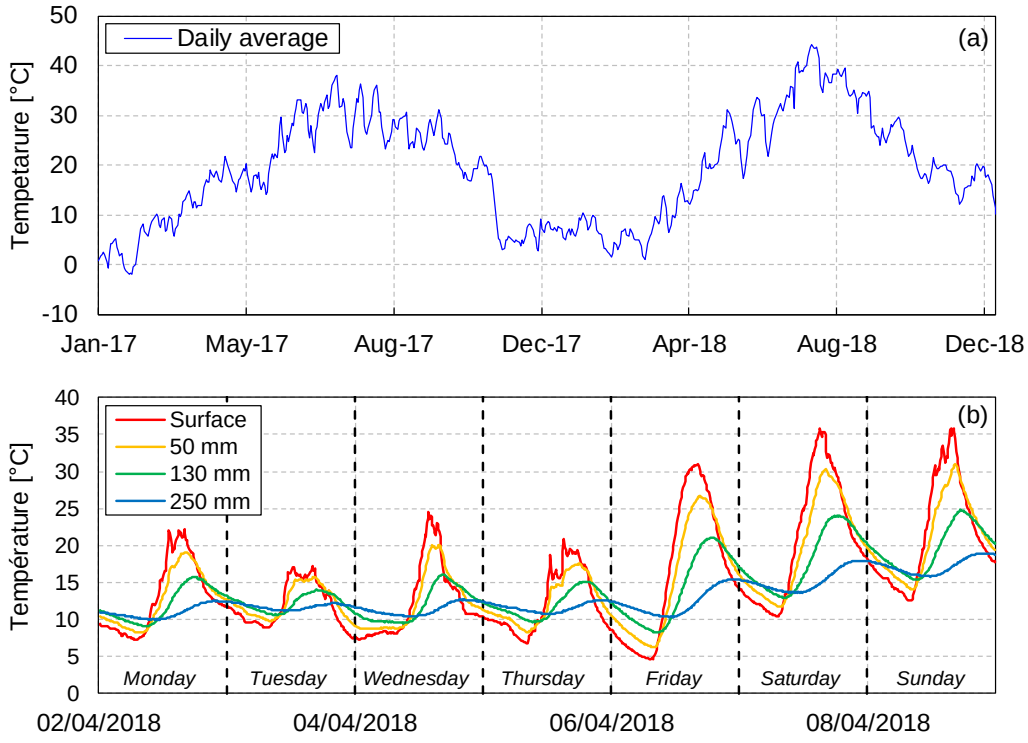


Figure 2.8 – Exemples de mesure de la température dans les matériaux bitumineux. (a) Température journalière moyenne de la chaussée. (b) Températures instantanées à quatre profondeurs différentes.

2. III. Etudes préliminaires

2. III. 1. Etude du chargement

La charge HWD est un paramètre important car elle sert d'entrée dans les modèles numériques. Une erreur de mesure sur cette dernière ou bien sur ses conditions d'application à la surface de la chaussée peut conduire à une analyse erronée des données HWD. L'étude proposée ici vise à (i) vérifier la mesure de l'effort par le HWD, (ii) investiguer la répartition de la charge sur la surface de la plaque HWD et (iii) comprendre l'historique de charge appliqué à la chaussée.

2. III. 1. a. Vérification du chargement par une instrumentation externe

L'instrumentation externe utilisée pour mesurer le chargement HWD est un système de pesage dynamique intégré à la planche d'essais du STAC (Figure 2.9) et dimensionné pour des charges dynamiques jusqu'à 60 t. Ce dispositif consiste en une plaque métallique reposant de façon isostatique sur trois cellules de force HBM C18 (capacité 180 kN/cellule) placées à 120°. Il fait l'objet d'un étalonnage bisannuel et affiche une incertitude de 0.01 %. Le capteur de force du HWD Carl Bro peut directement être raccordé au système d'acquisition de cette balance pour mesurer les signaux de façon synchronisée. Lors de ces essais, la plaque de chargement du HWD est positionnée directement sur le système de pesage.

Les résultats de trois essais sont présentés en Figure 2.9. L'effort du HWD et du système de pesage y sont comparés pour trois chutes à environ 100 kN, 200 kN et 300 kN. Les différences relatives entre les valeurs maximales d'effort mesurées par le HWD et le système de pesage n'excèdent pas 3.5 %. Des différences non négligeables (au regard de la précision du système) sont observées concernant la forme des signaux. Ces différences peuvent être attribuées au fait que les deux efforts ne sont pas mesurés au même endroit. Il y a en effet plusieurs pièces entre le capteur de force HWD et les capteurs de force de la balance : la plaque de chargement, la plaque support métallique ainsi que des pièces de caoutchouc. Les différences observées peuvent donc être attribuées aux effets dynamiques.

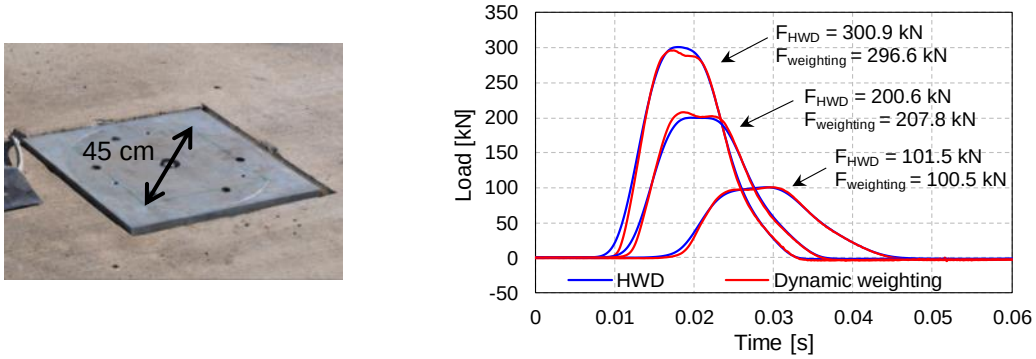


Figure 2.9 – (à gauche) Photographie du système de pesage dynamique (photographie STAC). (à droite) Comparaison des charges mesurées par le HWD et par le système de pesage dynamique

2. III. 1. b. Répartition de la pression sous une plaque

La charge HWD est également caractérisée par sa répartition à la surface de la chaussée. Cette dernière a encore été peu étudiée. Il s'agit pourtant d'un paramètre important, à prendre en compte dans les modèles numériques pour l'analyse des données HWD. Uzan & Lytton (1990) ont en effet démontré qu'une répartition non-uniforme de pression sous la plaque de chargement peut conduire à des différences significatives dans le calcul des déflexions et dans la détermination des modules des couches de chaussée. Cette étude a pour but de contribuer à la détermination de la distribution spatiale du chargement sous la plaque de chargement.

Le dispositif expérimental présenté en Figure 2.10 permet de mesurer la pression sous une plaque. Le massif de réaction utilisé est la remorque de portance du STAC. Le chargement est appliqué par un vérin hydraulique et mesuré par une cellule de charge. Trois rampes lentes, avec une montée de 2 kN/s, sont appliquées jusqu'à des niveaux de 100 kN, 200 kN et 300 kN. La plaque est retenue par un massif encastré dans le sol. En raison de contraintes techniques, il ne s'agit pas de la plaque du HWD mais d'une plaque rigide de même diamètre. Un caoutchouc crénelé, identique à ceux qui se trouvent sous les plaques HWD, est monté sous cette plaque. La pression est mesurée par une membrane, qui a fait l'objet d'un développement spécifique par le STAC en partenariat avec un industriel, insérée sous le caoutchouc en contact avec le massif de réaction. Cette membrane comporte 21 pastilles sensibles à la pression jusqu'à 3.5 MPa, étalonnées individuellement. Elle est placée sous une crénelure du caoutchouc. Un film sensible à la pression Fujifilm Prescale® est également placé sous la paque. Ce film contient des microcapsules qui rompent sous l'effet de la pression et permet d'estimer la surface de contact entre la plaque de chargement et le massif de réaction.

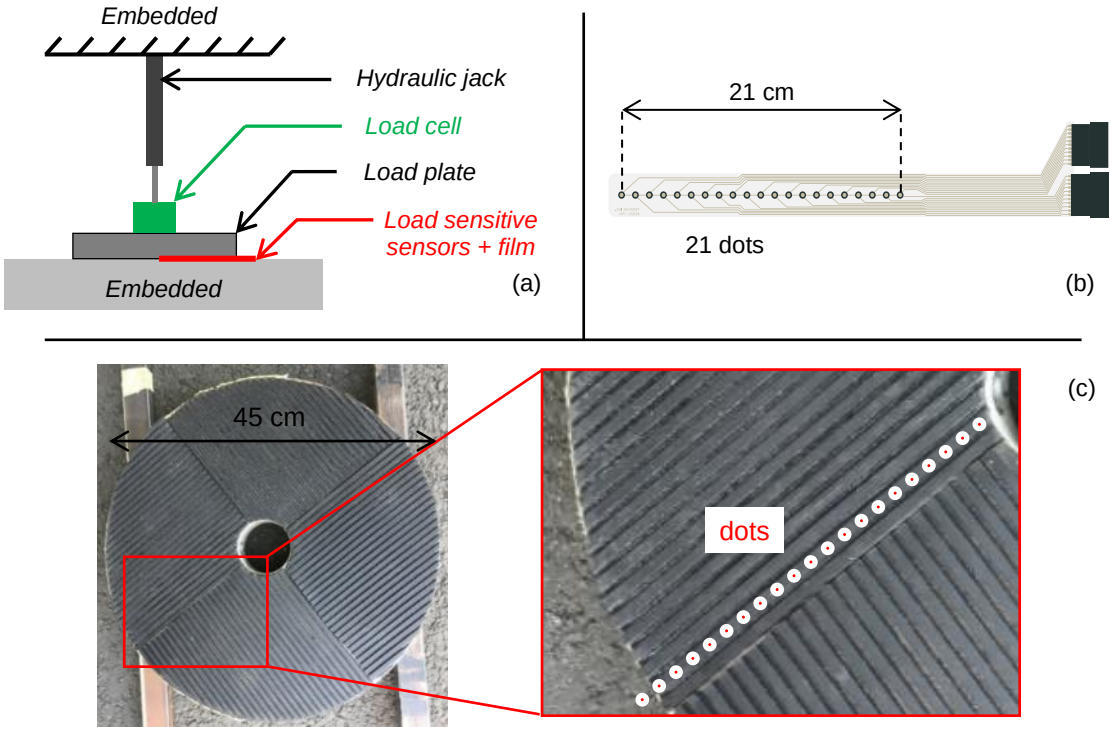


Figure 2.10 – Dispositif expérimental pour la mesure de la pression sous une plaque rigide : (a) schéma global ; (b) détails de la membrane sensible à la pression ; (c) photographie de la plaque et emplacement des pastilles de la membrane

La Figure 2.11 présente les résultats obtenus en termes de pression et de surface de contact. Les mesures de pression avec les 21 pastilles de la membrane montrent une répartition globalement homogène de la pression sur un rayon de la plaque pour les trois niveaux de charge. La pression diminue progressivement à l'approche des extrémités de la plaque, autant le bord extérieur que celui de la cavité intérieure. Le niveau de pression moyen n'est pas linéaire par rapport à la charge. Ceci peut être expliqué par l'évolution de la surface de contact en fonction de la charge totale. En effet, entre les charges à 100 kN et 300 kN, l'exploitation du papier Fujifilm Prescale® montre que la surface de contact augmente de 30 %, passant de 243 cm² à 321 cm². Des essais complémentaires sont nécessaires pour déterminer avec une meilleure précision spatiale la répartition de la pression, en utilisant une plaque HWD segmentée. Il faut garder à l'esprit que ces essais dépendent également de la rigidité du support (ou de la chaussée) sur lequel ils sont réalisés.

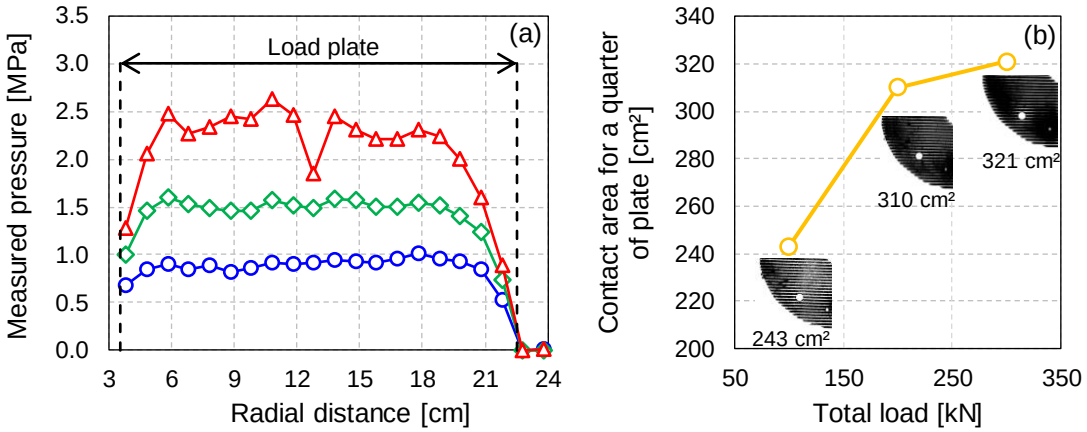


Figure 2.11 – (a) Mesure de la pression sous une plaque rigide avec caoutchouc crénelé. (b) Evolution de la surface de contact en fonction de la charge totale et images interprétées du papier Fujifilm Prescale®

2. III. 2. Etude des déplacements sous chargement HWD

Cette étude a pour objectifs de (i) vérifier qualitativement la mesure des déflexions par le HWD sans prétendre réaliser un étalonnage, (ii) étudier la possibilité de mesurer les déflexions sur des temps plus longs que ceux permis par le HWD et (iii) explorer la faisabilité de la mesure des déplacements radiaux.

2. III. 2. a. Mesures des déflexions

2. III. 2. a. i. Instrumentation complémentaire du HWD Carl Bro

Une instrumentation complémentaire a été installée sur le HWD Carl Bro dans le cadre des études menées par Broutin (2010). Ce dispositif est repris ici pour étudier à la fois le système de mesure et les procédés de traitement des données pour obtenir la déflexion.

L'instrumentation du HWD est schématisée en Figure 2.12. En parallèle du système d'acquisition et de traitement des données internes du HWD Carl Bro, l'instrumentation complémentaire permet d'obtenir les données brutes de la cellule de force, des géophones du HWD et d'accéléromètres. Ces derniers, visibles en Figure 2.13, sont fixés directement sur les boîtiers des géophones G_3 à G_{13}. Ce système présente l'avantage d'assurer un bon maintien au sol et d'offrir une comparaison directe des accéléromètres et des géophones. Les gammes de mesure des accéléromètres ont été choisies à ± 2 g, ± 5 g ou ± 10 g selon leur distance au centre de chargement (Figure 2.14). Les 27 voies de mesure sont synchronisées.

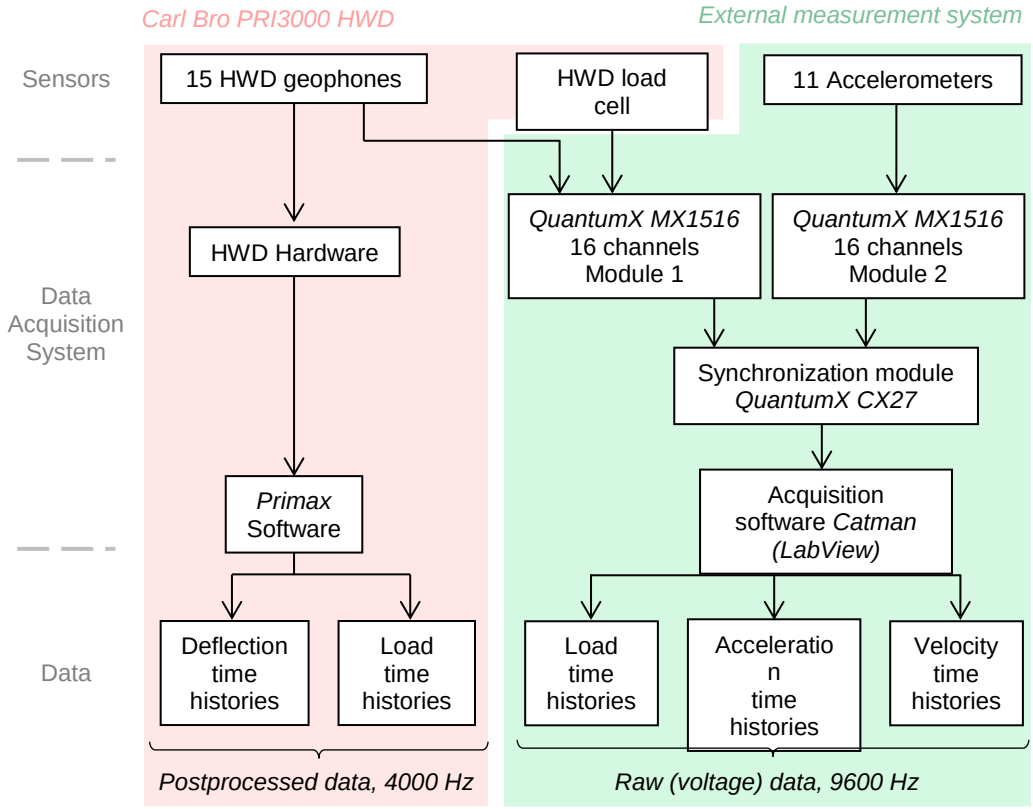


Figure 2.12 – Schéma général de l'instrumentation complémentaire

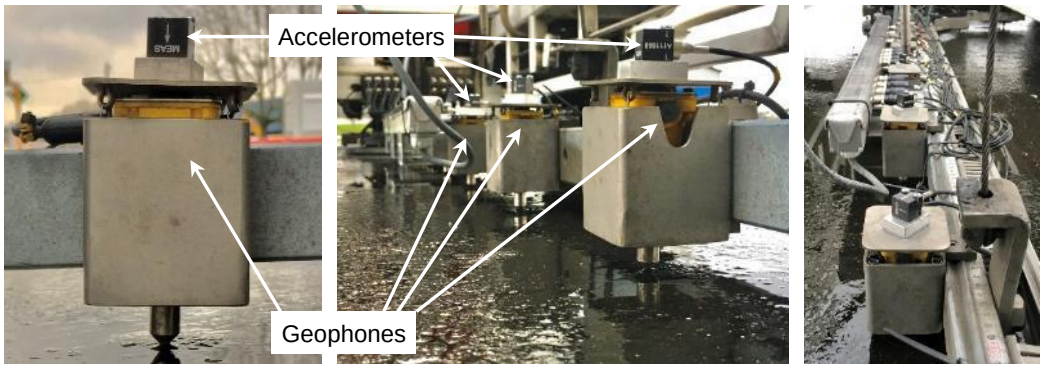


Figure 2.13 – Système de fixation des accéléromètres sur les géophones du HWD (photographies JM Roussel)

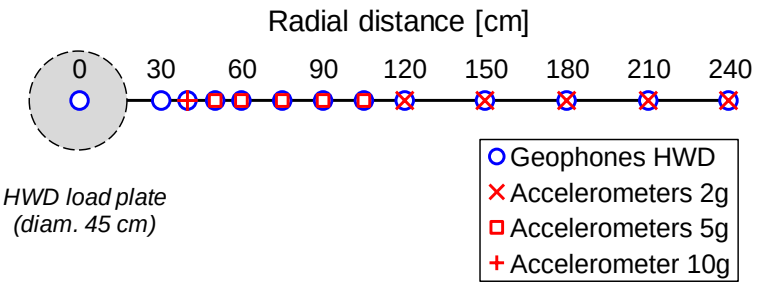


Figure 2.14 – Positions des accéléromètres placés sur les géophones du HWD

2. III. 2. a. ii. Mesures à partir des signaux vélocimétriques du HWD

Le but est ici de déterminer une procédure permettant de traduire les données brutes des géophones du HWD (obtenues grâce à l'instrumentation complémentaire) en déflexions sans passer par le logiciel propriétaire Carl Bro. Cela implique, dans un premier temps, d'étudier le fonctionnement d'un géophone puis, dans un second temps, d'intégrer la vitesse mesurée dans le domaine temporel.

Un géophone est principalement constitué d'une bobine et d'un aimant mobile. Sous l'effet d'un mouvement du capteur, l'aimant se déplace dans la bobine. Une variation du champ magnétique local se produit et crée, selon le phénomène d'induction, une différence de potentiel aux bornes de la bobine. La loi de Lenz-Faraday énonce que la tension créée est proportionnelle à la vitesse de déplacement de l'aimant.

La Figure 2.15 présente un modèle masse-ressort-amortisseur à un seul degré de liberté communément utilisé dans la littérature pour modéliser le comportement mécanique d'un géophone (Crespo-Chacón, García-De-La-Oliva, & Santiago-Recuerda, 2016 ; Graves & Drnevich, 1991 ; Nazarian & Bush, 1989). La masse m (représentant l'aimant) est suspendue au boîtier du géophone par un ressort de raideur k et un amortisseur de viscosité c. La bobine, non représentée, est fixée au boîtier du capteur. On suppose ici que ce dernier est solidaire de la surface de la chaussée. La surface de la chaussée est alors soumise à une déflexion $d(t)$, ce qui provoque un déplacement vertical absolu de la masse noté $y(t)$. Le déplacement relatif de la masse par rapport à la bobine peut être calculé par la différence $z(t) = y(t) - d(t)$. La loi de Lenz-Faraday permet donc d'écrire que la tension aux bornes de la bobine U est proportionnelle à la vitesse de déplacement relative de la masse par rapport à la bobine (Equation 2.1).

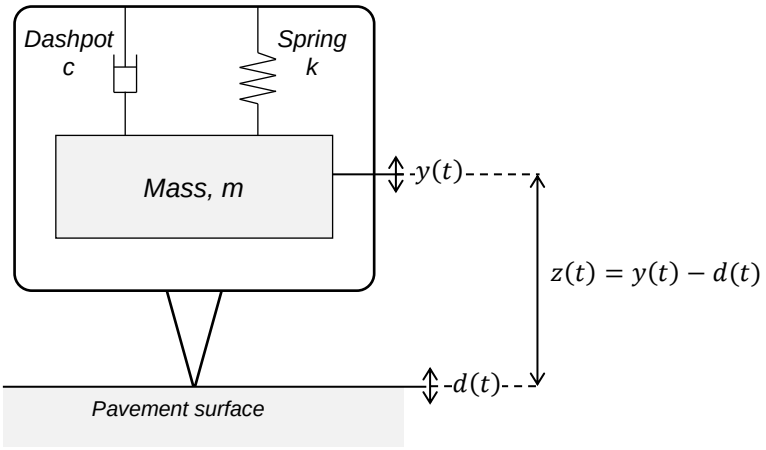


Figure 2.15 – Modèle de géophone à un seul degré de liberté

$$U(t) \propto \frac{d\,z(t)}{dt} \qquad 2.1$$

L'écriture de l'équilibre dynamique des forces s'exerçant sur la masse permet d'aboutir à l'Equation 2.2. La fonction de transfert $H(\omega)$, exprimée en 3.2, est déterminée après une résolution de l'équation d'équilibre 2.1 dans le domaine fréquentiel. Elle est définie comme le rapport des transformées de Fourier de la déflexion $D(\omega)$ et du mouvement relatif de la masse par rapport à la bobine $Z(\omega)$. On identifie alors une pulsation de coupure ω_c ainsi qu'un amortissement λ, propres au géophone étudié (Expressions 2.4 et 2.5).

$$m\,\ddot{y}(t) + c\,\dot{z}(t) + k\,z(t) = 0 \qquad 2.2$$

$$H(\omega) = \frac{Z(\omega)}{D(\omega)} = \frac{\omega^2}{\omega_c^2 + 2i\lambda\omega\omega_c - \omega^2} \qquad 2.3$$

$$\omega_c = 2\pi f_c = \pi\sqrt{\frac{k}{m}} \qquad 2.4$$

$$\lambda = \frac{c}{\sqrt{2\,k\,m}} \qquad 2.5$$

Le HWD Carl Bro est équipé de géophones *Iongeo SM6* qui ont une fréquence de coupure de 4.5 Hz et une valeur d'amortissement de 0.72. L'application numérique de la fonction de transfert permet de tracer, en Figure 2.16, le gain et l'angle de phase du géophone. On observe que les basses fréquences, inférieures à la fréquence de coupure, sont considérablement atténuées. Le géophone se comporte ainsi comme un filtre passe-haut.

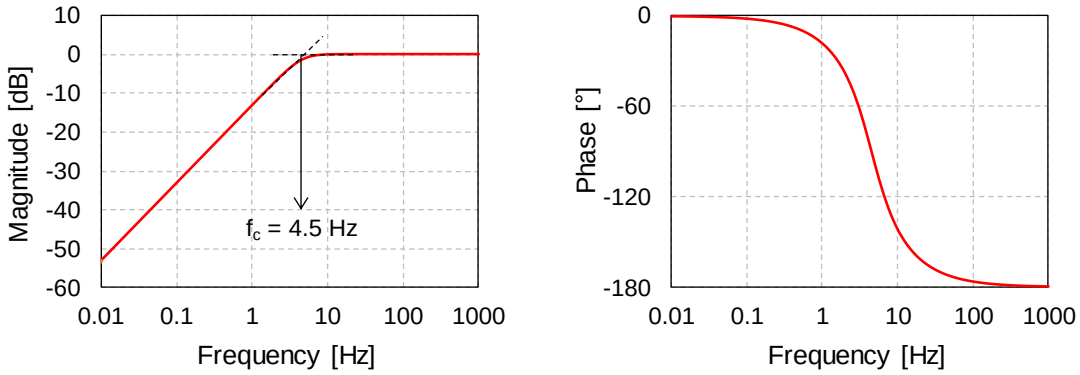


Figure 2.16 – Gain et phase d'un géophone *Iongeo SM6 4.5 Hz*

En Figure 2.17, par application de la fonction de transfert, la réponse du géophone est calculée pour une vitesse de déplacement typique d'un essai HWD. La vitesse brute (mesurée aux bornes du géophone) est alors différente de la vitesse réelle (de la surface de la chaussée). Ces différences sont d'environ 25 % au niveau des pics. L'utilisation des signaux bruts des géophones pour le calcul des déflexions lors d'un essai HWD pourrait donc conduire à des erreurs. Ce phénomène de distorsion avait également été identifié expérimentalement par Broutin (2010) et Duong, Blanc, Hornych, et al. (2018).

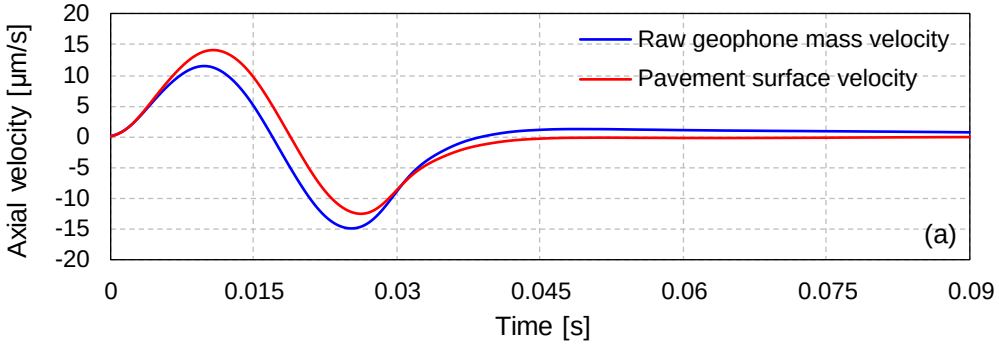


Figure 2.17 – Vitesses verticales de la surface de la chaussée et de la masse du géophone

La correction des signaux des géophones est une opération de filtrage inverse. Elle consiste principalement en l'amplification des basses fréquences. Le filtre de correction est dimensionné par inversion de la fonction de transfert du géophone. L'expression de la fonction de transfert, notée $H^{-1}(\omega)$, est donnée en Equation 2.6. Son gain et sa phase sont représentés en Figure 2.18. Du fait de la limite infinie de la fonction de transfert pour une fréquence nulle, l'application du filtre inverse doit être complétée par un filtrage des très basses fréquences. En pratique, l'application d'un filtre passe-haut avec une fréquence de coupure de 1.1 Hz donne de bons résultats.

$$H^{-1}(\omega) = \frac{\omega_c^2 + 2i\lambda\omega\omega_c - \omega^2}{\omega^2} \qquad 2.6$$

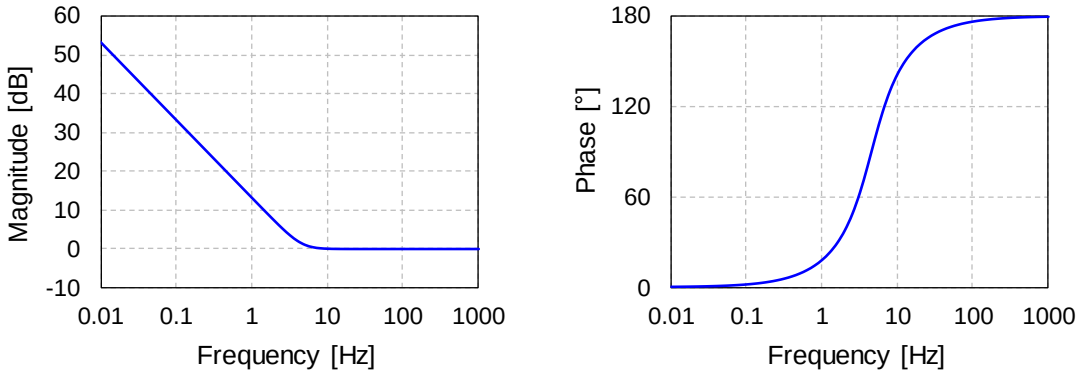


Figure 2.18 – Gain et angle de phase du filtre de correction

Sur les Figure 2.19 et Figure 2.20, une mesure de vitesse par le géophone G_3 du HWD, obtenue grâce à l'instrumentation complémentaire, est présentée avec et sans correction, dans les domaines temporel et fréquentiel respectivement. Dans le domaine temporel, les différences observées sont similaires au cas inverse (Figure 2.17, la vitesse de la chaussée était supposée connue et la réponse du géophone calculée). Dans le domaine fréquentiel, l'amplification des basses fréquences est clairement visible. Aucune divergence du signal corrigé n'est observée dans les très basses fréquences en raison de l'application d'un filtre passe-haut à 1.1 Hz.

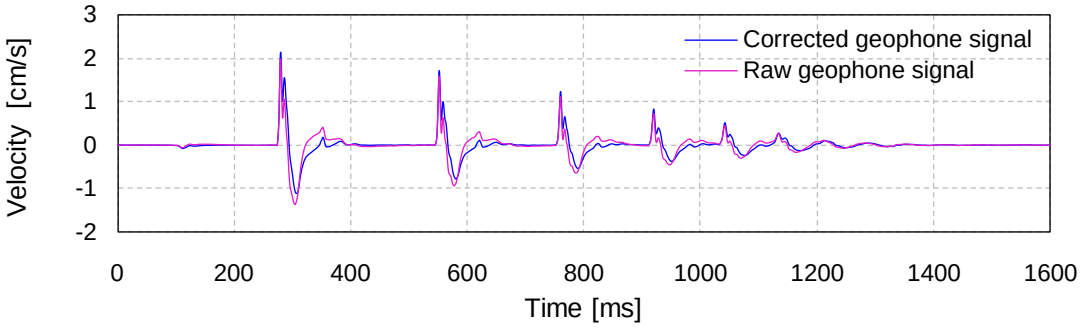


Figure 2.19 – Déflexions calculées à partir de signaux de vitesse brut (rose) et corrigé (bleu)

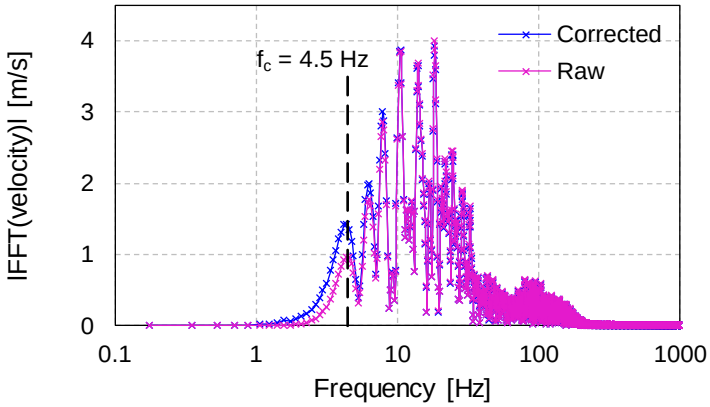


Figure 2.20 – Contenus fréquentiels des signaux géophones bruts (en rose) et corrigés (en bleu)

Les données de vitesse peuvent ensuite être intégrées directement par la méthode des trapèzes. Du fait du filtrage des très basses fréquences, la constante d'intégration est prise nulle. La Figure 2.21 compare les déflexions calculées à partir de données de vitesse brutes et corrigées. La déflexion calculée à partir de données brutes montre des pics négatifs, traduisant une importante remontée de la chaussée qui n'est physiquement pas réaliste. La déflexion calculée à partir de données corrigées semble avoir un aspect plus réaliste. Elle sera comparée plus loin aux déflexions traitées par le logiciel du HWD.

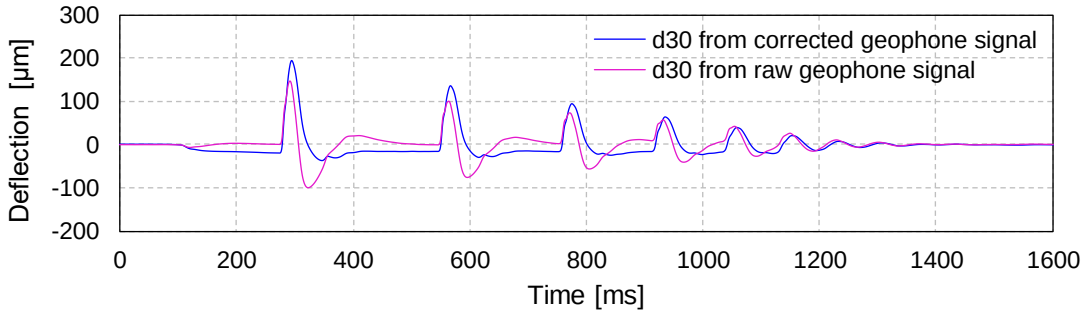


Figure 2.21 – Déflexions calculées à partir du signal de vitesse brut (en rose) et corrigé (en bleu)

2. III. 2. a. iii. Mesures à partir de signaux accélérométriques

Des exemples de courbes d'étalonnage de chacune des trois gammes d'accéléromètres utilisées sont présentés en Figure 2.22. Ces capteurs ont une réponse constante à toute fréquence et ne nécessitent donc pas de correction. On observe cependant sur la Figure 2.23 la présence d'un bruit dont la fréquence est environ 50 Hz, notamment visible entre deux impacts, lié à l'environnement électromagnétique. Il n'est pas possible de s'en affranchir car la fréquence concernée est dans la gamme des fréquences sollicitées lors de l'essai HWD. Ce bruit est la cause d'erreurs lors de l'opération de double intégration. Pour cette raison, les intégrations sont limitées à de faibles durées, n'excédant pas 300 ms.

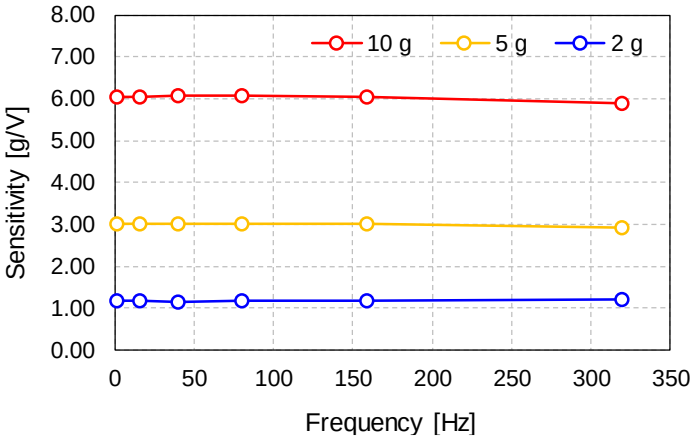


Figure 2.22 – Exemples de courbes d'étalonnage pour trois accéléromètres (2 g, 5 g et 10 g)

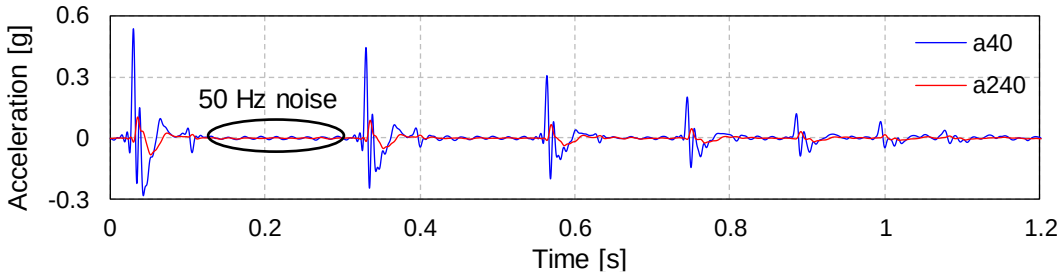


Figure 2.23 – Exemple de mesures d'accélération à des distances radiales de 40 cm et 240 cm

L'intégration d'une mesure d'accélération $a(t)$ est faite dans le domaine du temps en utilisant la méthode des trapèzes. La première intégration permet d'obtenir la vitesse verticale de déplacement $v(t)$ (Equation 2.7) et la déflexion $d(t)$ est calculée par une seconde intégration (Equation 2.8). Des exemples de résultats d'intégration sont proposés en Figure 2.24. Deux constantes d'intégration, C_1 et C_2 sont donc nécessaires. Ces constantes sont déterminées grâce à deux conditions : la vitesse et la déflexion en fin de signal sont considérées nulles. Une mauvaise estimation de ces constantes peut conduire à un phénomène de dérive (aussi appelé *drift*), visible en Figure 2.24.

$$v(t) = C_1 + \int_{\tau=0}^{t} a(\tau)\, d\tau \qquad 2.7$$

$$d(t) = C_2 + \int_{\tau=0}^{t} v(\tau)\, d\tau = C_2 + C_1 t + \iint_{\tau=0}^{t} a(\tau)\, d\tau \qquad 2.8$$

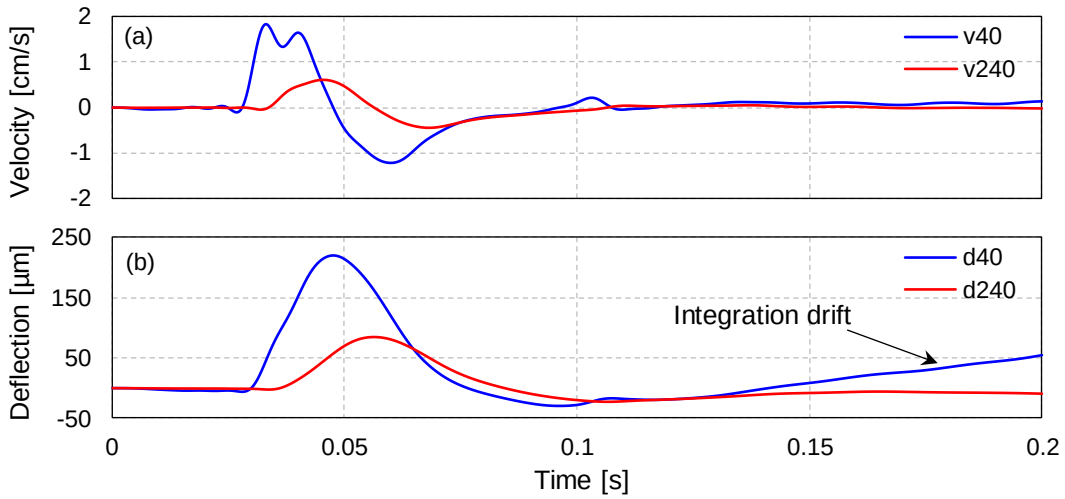


Figure 2.24 – Intégrations temporelles des mesures d'accélération à 40 cm et 240 cm : (a) vitesse obtenue par une première intégration ; (b) déflexion obtenue par une seconde intégration

2. III. 2. a. iv. Comparaison des déflexions mesurées

Les historiques de déflexion comparés en Figure 2.25 proviennent (en bleu) des données HWD, (en rose) des données d'accélération intégrées et (en vert) des données brutes des géophones corrigées et intégrées avec la méthode détaillée précédemment (§ 2. III. 2. a. ii). Les maxima de déflexion sont également détaillés dans le Tableau 2.2. Les historiques de déflexion obtenus par les différentes méthodes présentent des valeurs similaires sur toute la durée du pic de déflexion. On note une différence relative des maxima par rapport aux données HWD inférieure à 3.5 % pour les déflexions d_{40}, d_{60}, d_{105}, d_{120} et d_{240}. Des différences plus importantes sont observées sur la fin des pics de déflexion entre les données des géophones interprétées par l'appareil HWD et celles corrigées par nos soins, en particulier visibles sur les déflexions d_{105} et d_{120}. Ces constatations sont à mettre en lien avec le comportement des géophones aux basses fréquences. Les données HWD semblent donc fiables sur la partie en régime forcé (charge non nulle) des déflexions mais restent discutables sur la partie en régime libre (charge nulle). Cette réflexion pourra être complétée dès lors que l'appareil HWD pourra délivrer des historiques plus longs. Enfin, on observe que les déflexions obtenues à partir des signaux corrigés des géophones reviennent à une valeur quasi-nulle, inférieure à 5 µm. Cette dernière observation n'était pas permise en se basant seulement sur les données HWD.

Tableau 2.2 – Comparaisons absolue et relative des maxima de déflexion

Radial distance [cm]	Max. deflection value [µm]		
	From accelerometer data	From corrected geophone data	From HWD data
40	230.4	229.2	232.5
60	214.5	207.4	211.1
105	170.6	165.12	165.10
120	150.8	151.4	155.7
240	84.4	82.6	84.2

Radial distance [cm]	Relative difference regarding HWD data		
	From accelerometer data	From corrected geophone data	From HWD data
40	-0.9%	-1.4%	0.0%
60	1.6%	-1.7%	0.0%
105	3.4%	0.0%	0.0%
120	-3.1%	-2.7%	0.0%
240	0.3%	-1.9%	0.0%

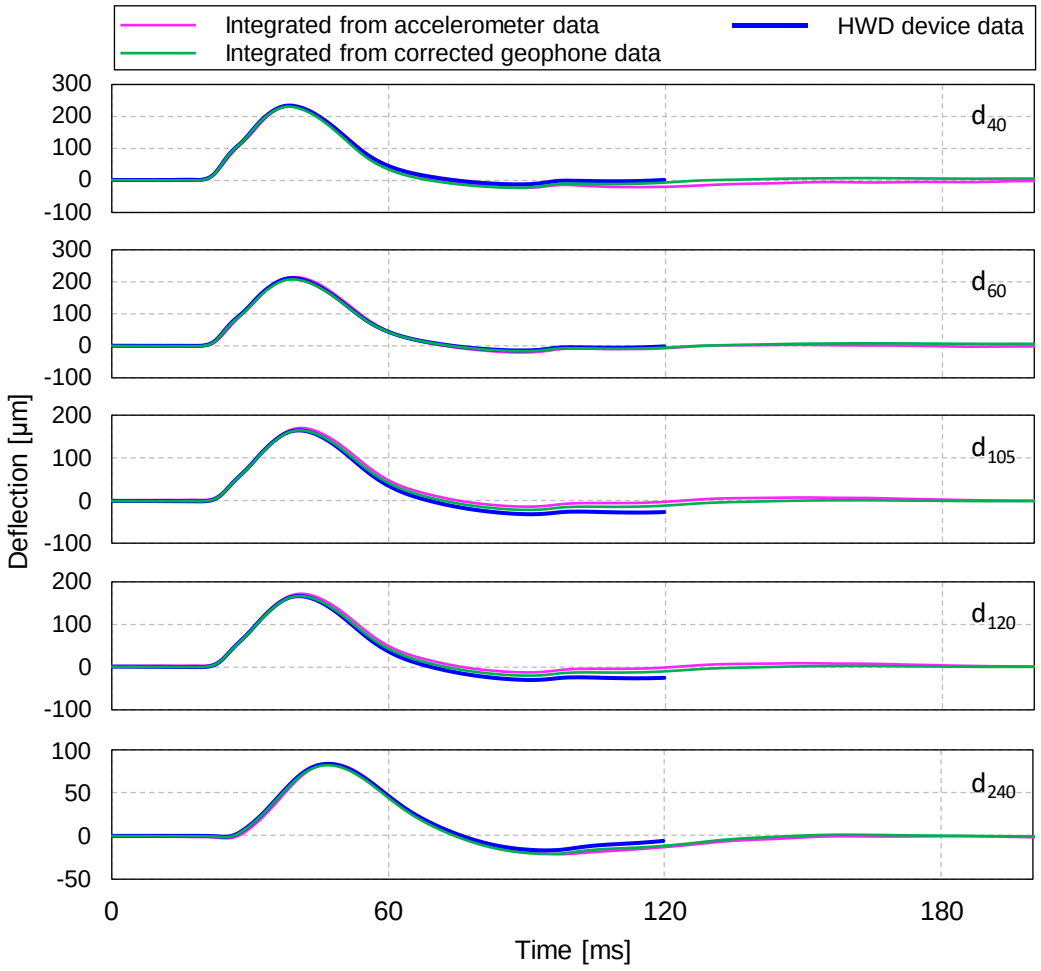


Figure 2.25 – Comparaison des historiques temporels de déflexion

2. III. 2. b. Mesure des déplacements radiaux

La mesure des déplacement radiaux a été suggérée par Al-Khoury, Scarpas, Kasbergen, et al. (2001). Cela permettrait une meilleure convergence de l'analyse inverse des essais HWD, en particulier dans les cas où le nombre d'inconnues à déterminer (modules, épaisseurs, etc.) est élevé. La faisabilité de cette mesure est ici testée.

2. III. 2. b. i. Instrumentation

Les capteurs utilisés pour la mesure des déplacements radiaux sont des Tromino® (MoHo s.r.l.). Chaque boîtier embarque trois géophones ainsi que trois accéléromètres (± 2 g) disposés selon les directions x, y et z désignées sur la Figure 2.26. Ces capteurs sont simplement posés, en contact isostatique avec la chaussée via trois pointes qui empêchent tout glissement. Ils sont synchronisés par radiofréquences. La fréquence maximale d'acquisition est de 1024 Hz. Pour la mesure des déplacements radiaux, seuls les accéléromètres sont utilisés. L'accélération radiale est mesurée par l'accéléromètre disposé selon la direction y. Le bon alignement des capteurs est confirmé en vérifiant que l'accélération mesurée selon x est environ 10 fois inférieure à celle mesurée selon y. L'accélération radiale a été mesurée à côté de tous les géophones G_4 à G_{13}. Pour cela, les capteurs Tromino® ont été déplacés entre chaque essai HWD en utilisant la répétabilité de l'essai.



Figure 2.26 – Capteurs 3D Tromino® posés à côté des géophones du HWD (photographie JM Roussel)

2. III. 2. b. ii. Déplacements radiaux mesurés

L'accélération radiale mesurée aux distances radiales 60 cm et 240 cm est présentée en Figure 2.28a. Ces signaux ont été intégrés pour obtenir la vitesse radiale (Figure 2.28b) et le déplacement radial (Figure 2.28c) en suivant la méthode présentée au paragraphe 2. III. 2. a. iii. Les déplacements radiaux calculés sont négatifs, indiquant qu'un point donné se rapproche de la plaque de chargement au cours d'un essai avant de revenir à sa position initiale. Les maxima de déplacements radiaux, entre -15 µm et -7 µm, sont consignés en Figure 2.27. Comme attendu, plus le point de mesure est éloigné de la charge, moins l'amplitude du déplacement radial est élevée. Cependant, lorsque le capteur est rapproché du centre, le déplacement radial devrait également tendre vers une valeur nulle. Ce phénomène n'est pas observé ici car des raisons d'encombrement limitent la distance radiale minimale à une valeur de 60 cm.

Bien qu'elle soit difficile à estimer, la précision de ces mesures est probablement assez faible en raison de la gamme de déplacements à observer (< 15 µm) et de la limitation de la fréquence d'acquisition à 1024 Hz. Le matériel utilisé permet de donner une estimation du déplacement radial mais ne rend pas possible l'utilisation de ces mesures pour l'analyse des données HWD, de surcroît dans des conditions opérationnelles.

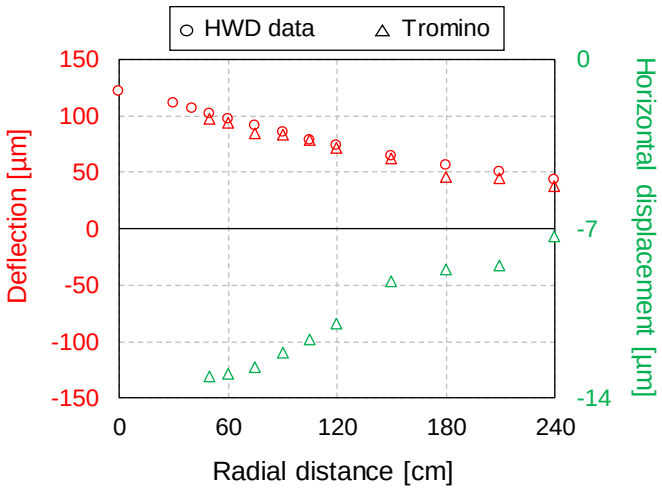


Figure 2.27 – Maxima de déflexion (en rouge) et de déplacements radiaux (en vert)

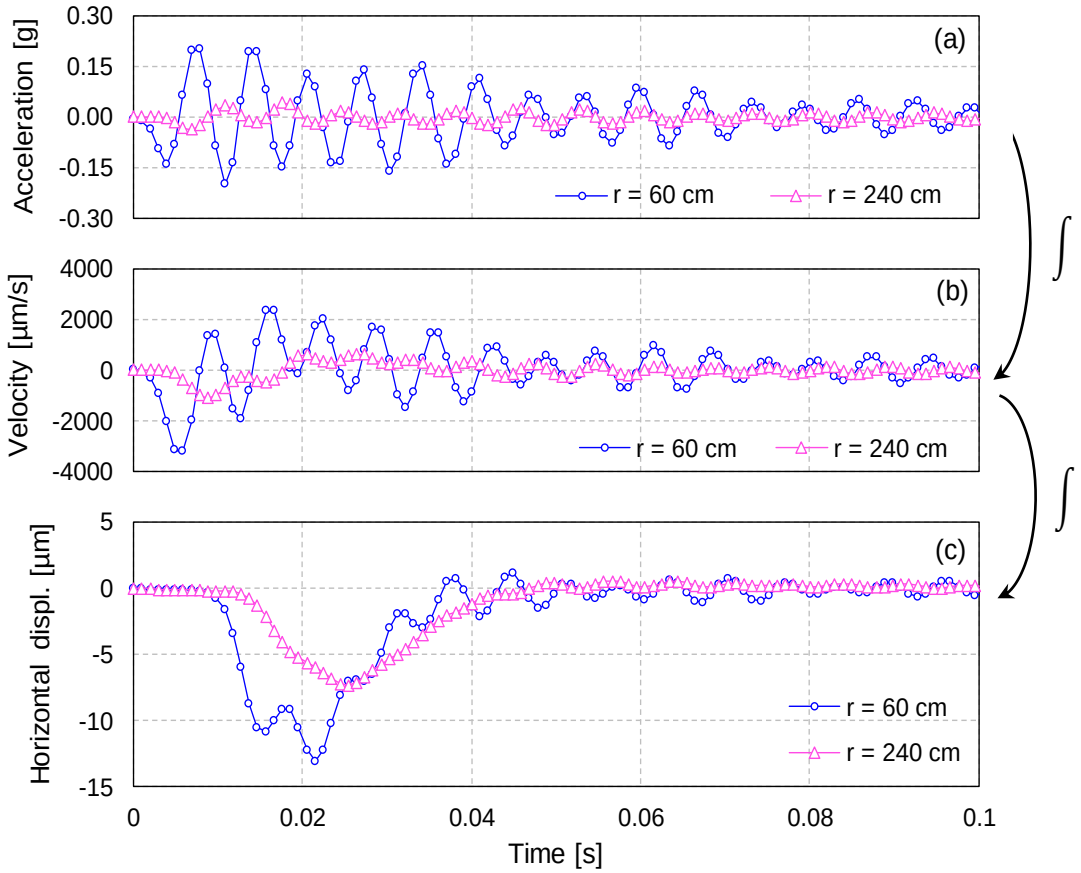


Figure 2.28 – (a) Accélérations radiales mesurées. (b) Vitesses radiales obtenues par intégration. (c) Déplacements radiaux obtenus par double intégration

2. III. 3. Etude d'un essai HWD typique

Un essai HWD typique est la succession de plusieurs opérations permettant de mettre en place le HWD, de réaliser les chutes, puis de remettre le HWD en configuration « roulage » pour se rendre au prochain point d'essai. La

Figure 2.29 présente l'enregistrement de la charge, réalisé par l'instrumentation complémentaire du HWD Carl Bro, sur la durée totale d'un essai contenant quatre chutes dont une de préchargement. Cet essai est la suite de quatre procédures : predrop, chutes (de préchargement et d'essai) et postdrop.

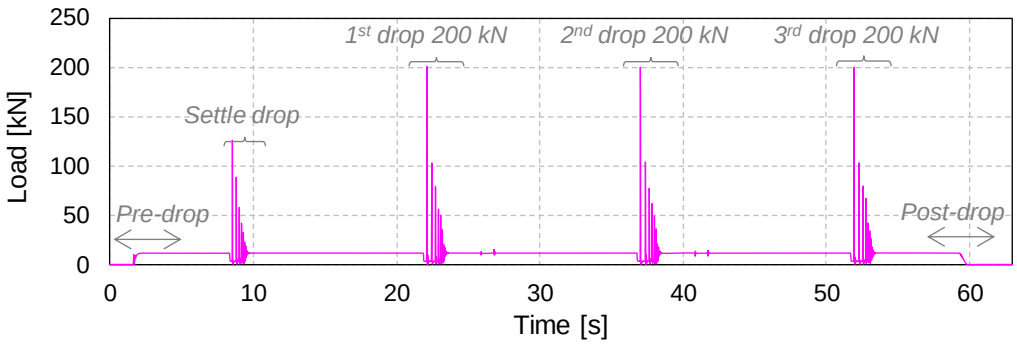


Figure 2.29 – Historique de charge d'une séquence HWD complète

2. III. 3. a. Procédure *predrop*

La procédure *predrop* consiste en la mise en place du HWD. Le pied est abaissé par rapport au châssis afin de mettre la plaque de chargement en contact avec la surface de la chaussée. La poutre portant les géophones fixes est descendue. Une charge statique de 11 kN (soit 1121 kg), correspondant aux poids du pied et de la masse, est alors appliquée sur la chaussée. Des mesures de déflexion à l'aide d'ancrages profonds ont montré que cette charge provoque un fluage significatif (Broutin, 2010).

2. III. 3. b. Procédure *drop*

La réalisation d'une chute de préchargement à 100 kN est préconisée par le STAC (2014). Cela permet de s'assurer de la bonne mise en place des pointes des géophones qui seraient susceptibles de glisser. Le préchargement n'est pas enregistré par le logiciel Primax. Les chutes d'essai sont ensuite effectuées. Une répétition de trois chutes par niveau d'effort est préconisée pour s'assurer de la répétabilité de l'essai.

La procédure *drop* est utilisée pour toutes les chutes de la masse. Cette dernière est d'abord soulevée par l'électroaimant puis lâchée d'une hauteur donnée. Lors du lâcher, le poids de la masse tombante n'est plus appliqué à la chaussée. Il ne reste alors que les 3 kN du pied, ce qui provoque une remontée de la chaussée, visible sur la Figure 2.30 avant l'impact principal. La déflexion mesurée lors de l'impact est donc une déflexion relative.

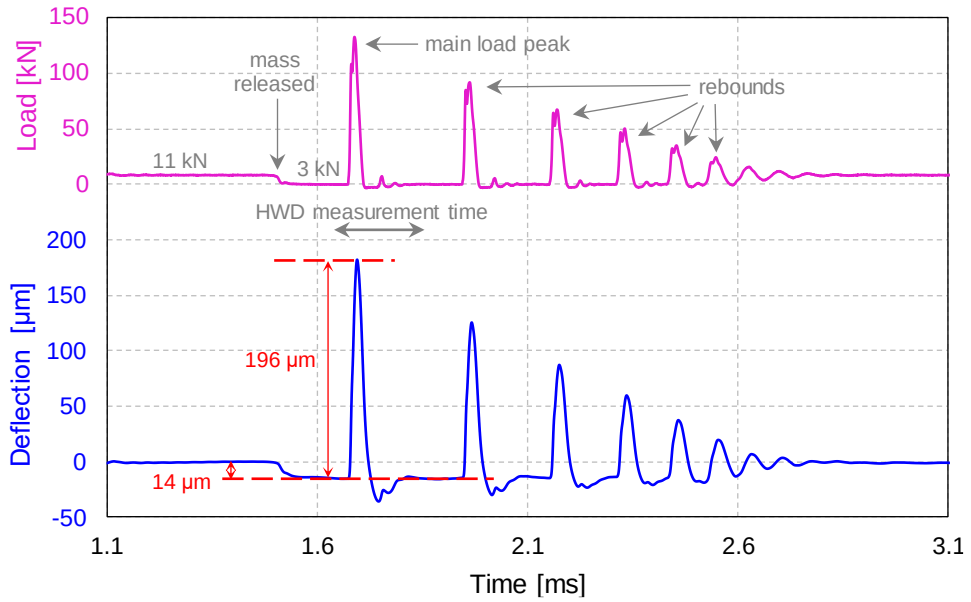


Figure 2.30 – Historique de déflexion calculé à partir du signal d'un géophone (corrigé et intégré) au cours d'un lâcher de masse

2. III. 3. c. Procédure *postdrop*

Lors de la séquence *postdrop*, le pied et la poutre des géophones sont remontés. La charge appliquée au niveau de la plaque de chargement devient nulle car cette dernière n'est plus en contact avec la chaussée. Les 11 kN sont alors à nouveau répartis sur les quatre roues de la remorque HWD.

2. IV. Campagnes de mesures sur la planche d'essais

2. IV. 1. Campagne d'essais HWD sur la planche d'essais

2. IV. 1. a. Objectifs de la campagne d'essais HWD

Une campagne spécifique d'essais HWD a été réalisée dans le but d'étudier l'influence de la température sur les mesures de déflexion. Des données HWD ont été collectées à différentes températures et à plusieurs niveaux de charge sur la planche d'essais du STAC. Elle a été initiée par le STAC avant le début de ce travail de cette thèse. L'utilisation de la planche d'essais permet de faire des mesures sur une structure connue, en bon état (non fissurée) et équipée d'un système de mesure de la température. La disponibilité de cet outil permet par ailleurs de faire des mesures fréquentes, sans contraintes liées au trafic.

2. IV. 1. b. Protocole d'essai

2. IV. 1. b. i. Point d'essai

La campagne d'essais comprend 10 points d'essai. Cependant, Broutin & Duprey (2017) ayant montré que la zone est homogène du point de vue de son comportement mécanique, un seul point représentatif est retenu. Cela permet de s'assurer qu'il n'y a aucune variation d'épaisseurs des couches de chaussée entre tous les essais de la base de données. Ce point est indiqué sur la Figure 2.5. Une auscultation géoradar, calibrée à partir de plusieurs carottages, a permis de déterminer les épaisseurs des couches sur toute la surface de la planche (STAC, 2012). Les épaisseurs au niveau du point d'essai HWD, présentées en Figure 5.23, sont obtenues en moyennant les épaisseurs mesurées sur un rayon de 1 m. La GNT B, appliquée en deux couches, est ici considérée comme une couche unique. La GNT A et le sol support sont fusionnés en une couche dénommée SOL. Elle sera considérée d'épaisseur infinie car la profondeur du substratum rigide est estimée à plus de 6 m. Si nécessaire, cette structure pourra être simplifiée pour l'analyse des essais HWD.

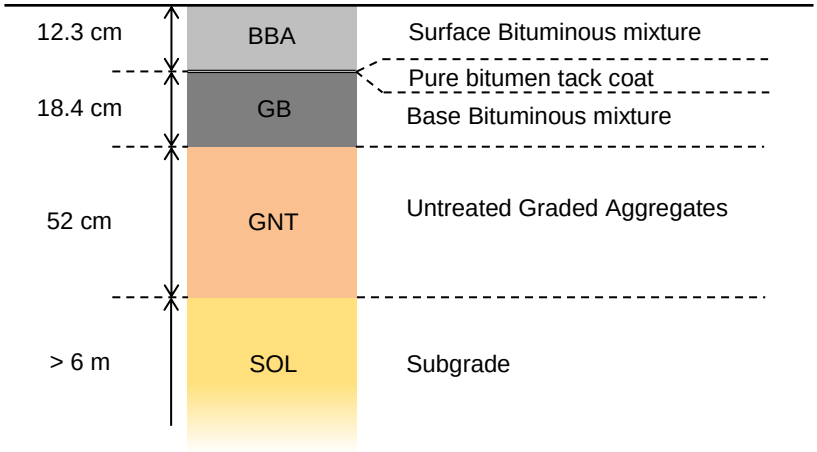


Figure 2.31 – Structure de chaussée simplifiée au niveau de la zone d'essai HWD

2. IV. 1. b. ii. Configuration de l'appareil HWD

Pour ces essais, le HWD Carl Bro est équipé d'une masse tombante de 720 kg et d'une plaque de chargement segmentée de 45 cm. Les positions des 13 géophones fixes sont précisées dans le Tableau 5.15. Les deux géophones déportés sont placés à 5 m du centre de chargement et sont utilisés pour environ 60 % des essais. L'acquisition des historiques de charge et de déflexion est faite avec le logiciel propriétaire Primax, à 4 kHz pendant 120 ms, sans filtre. En général, le pic de charge est visible aux alentours du temps t = 20 ms.

2. IV. 1. b. iii. Séquence de chutes

Les niveaux d'effort 125 kN et 280 kN ont été choisis pour ces essais. Pour chaque niveau, la chute est répétée trois fois. Les séquences de chutes sont précédées d'une chute de préchargement à 100 kN afin d'assurer un bon positionnement des pointes des géophones à la surface de la chaussée. La séquence d'essai choisie est donc la suivante :

*1*100 kN (non enregistrée) + 3*125 kN + 3*280 kN*

2. IV. 1. b. iv. Critères de vérification des données HWD

Les essais de la campagne expérimentale HWD sont vérifiés *a posteriori*. Les niveaux d'effort mesurés doivent être proches des charges cibles (125 kN et 280 kN), avec une tolérance de +/- 5 kN. Le coefficient de variation (RSD) des trois essais doit être inférieur à 2 % sur toutes les déflexions maximales rapportées à la charge cible (illustré dans le Tableau 2.3). Enfin, les signaux ne doivent pas avoir une dérive excessive en fin de signal (vérification visuelle).

Tableau 2.3 – Vérification de la répétabilité de l'essai N°4 au niveau de charge 280 kN

		Load [kN]	PSEUDOSTATIC DEFLECTION BASINS [µm], TEST N°4													
			D_0	D_{30}	D_{40}	D_{50}	D_{60}	D_{75}	D_{90}	D_{105}	D_{120}	D_{150}	D_{180}	D_{210}	D_{240}	D_{500}
	Drop 1	278.9	464.4	423.2	402.6	384.1	363.4	335.8	307.8	283.8	261.3	220.2	187.3	167.0	137.0	54.7
	Drop 2	283.5	466.1	423.7	403.1	384.4	363.9	336.0	308.3	283.8	261.4	220.4	187.6	167.4	137.7	55.7
	Drop 3	284.5	466.0	423.5	402.9	384.2	363.7	335.6	307.7	283.3	261.1	220.0	187.4	167.5	137.8	56.4
280 kN	Drop 1	280.0	466.2	424.9	404.2	385.6	364.8	337.1	309.0	284.9	262.3	221.1	188.0	167.7	137.5	54.9
	Drop 2	280.0	460.3	418.5	398.1	379.7	359.4	331.9	304.5	280.3	258.2	217.7	185.3	165.3	136.0	55.0
	Drop 3	280.0	458.6	416.8	396.5	378.1	357.9	330.3	302.8	278.8	257.0	216.5	184.4	164.9	135.6	55.5
	Mean [µm]	282.3	461.7	420.0	399.6	381.1	360.7	333.1	305.4	281.3	259.2	218.4	185.9	165.9	136.4	55.1
	Std Dev. [µm]	3.0	4.0	4.3	4.0	4.0	3.6	3.6	3.2	3.2	2.8	2.4	1.9	1.5	1.0	0.3
	RSD	1.1%	0.9%	1.0%	1.0%	1.0%	1.0%	1.1%	1.0%	1.1%	1.1%	1.1%	1.0%	0.9%	0.7%	0.6%

2. IV. 1. c. Traitement des données

2. IV. 1. c. i. Historiques temporels de déflexion

Les historiques temporels de charge et de déflexion retenus pour l'analyse sont ceux de la troisième chute à 280 kN.

2. IV. 1. c. ii. Bassin pseudo-statique de déflexion

Le bassin pseudo-statique de déflexion retenu est la moyenne des trois bassins mesurés lors des essais avec une charge cible de 280 kN. Ce bassin est ensuite rapporté à une charge exacte de 280 kN avec une règle de proportionnalité (ou linéarité).

2. IV. 1. c. iii. Fonctions de Réponse Fréquentielle

Pour l'analyse des essais HWD, qui sera détaillée au Chapitre 5, la Fonction de Réponse Fréquentielle (FRF) doit être calculée pour chaque déflexion. Cette grandeur permet d'observer la réponse de la chaussée sous chargement harmonique unitaire, à une fréquence donnée. Elle dépend des transformées de Fourier du chargement $\hat{l}$ et de la déflexion $\hat{d}_i$ mesurée par le i^{ième} géophone et de leurs conjugués $\bar{\hat{l}}$ et $\bar{\hat{d}}_i$. Elle est calculée en Equation 2.9 comme le ratio du spectre croisé et de l'autospectre. Le spectre croisé est le produit de la transformée de Fourier du chargement et du conjugué de la transformée de Fourier de la déflexion. L'autospectre est le produit de la transformée de Fourier de la charge et de son conjugué.

$$FRF(d_i, \omega) = \frac{\overline{\hat{d}_i(\omega)}\ \hat{l}(\omega)}{\hat{l}(\omega)\ \overline{\hat{l}(\omega)}} \qquad 2.9$$

La fréquence d'acquisition des données expérimentales (F_s = 4 kHz) permet de calculer la transformée de Fourier des déflexions et de la charge jusqu'à la fréquence de Nyquist $F_N = F_s/2$ = 2 kHz. En pratique, on limitera l'analyse à 50 Hz car l'énergie donnée par le chargement HWD ne permet pas d'accéder à de plus hautes fréquences avec une précision satisfaisante. Les signaux temporels sont allongés avec des queues de zéros jusqu'à une durée de 1 s, soit 4000 échantillons. Cela permet d'obtenir un pas fréquentiel de 1 Hz. Cependant, il a été remarqué précédemment que, dans la plupart des cas, les déflexions délivrées par l'appareil HWD n'arrivent pas à une valeur nulle à t = 120 ms. L'ajout des queues de zéros crée alors des discontinuités qui se traduisent par des oscillations indésirables dans le domaine fréquentiel. Ce phénomène est observable sur la Figure 2.34a. Il est donc décidé de corriger les historiques temporels de déflexion. La correction est retranchée à une déflexion donnée entre l'instant correspondant du maximum de déflexion t_M et le dernier instant de l'acquisition temporelle t_{120} pour que le dernier échantillon de l'historique temporel soit nul. Cette correction est choisie de sorte que les valeurs maximales ne soient pas affectées car l'étude menée en 2. III. 2. a. iv a montré que les bassins pseudo-statiques mesurés par l'appareil HWD sont fiables. Afin que cette correction n'apporte pas de variations brutales des déflexions, des conditions sont imposées sur ses dérivées à t_M et à t_{120}. Finalement les conditions auxquelles doit satisfaire la correction C_i, s'appliquant à la déflexion d_i, s'écrivent :

$$\begin{cases} C_i(t_{120}) = d_i(t_{120}) \\ C_i(t_M) = 0 \\ \dfrac{d\ C_i(t_{120})}{dt} = -\dfrac{d\ d_i(t_{120})}{dt} \\ \dfrac{d\ C_i(t_M)}{dt} = 0 \end{cases} \qquad 2.10$$

Ces quatre conditions permettent d'écrire la correction sous la forme d'un polynôme d'ordre trois (Equation 2.11) dont les constantes A_1, A_2, A_3 et A_4 sont à déterminer avec les conditions précitées.

$$C(t) = A_1 t^3 + A_2 t^2 + A_3 t + A_4 \qquad 2.11$$

La Figure 2.32 illustre la méthode de correction proposée. On remarque que le terme correctif est plus important dans la zone de régime libre que dans celle de régime forcé. L'application de la correction aux historiques de déflexion de l'essai N°4 est présenté en Figure 2.33. Les FRF calculées à partir des déflexions corrigées et non corrigées sont comparées en Figure 2.34. Il est alors observé que la correction proposée permet d'éviter les oscillations et d'obtenir une FRF plus régulière.

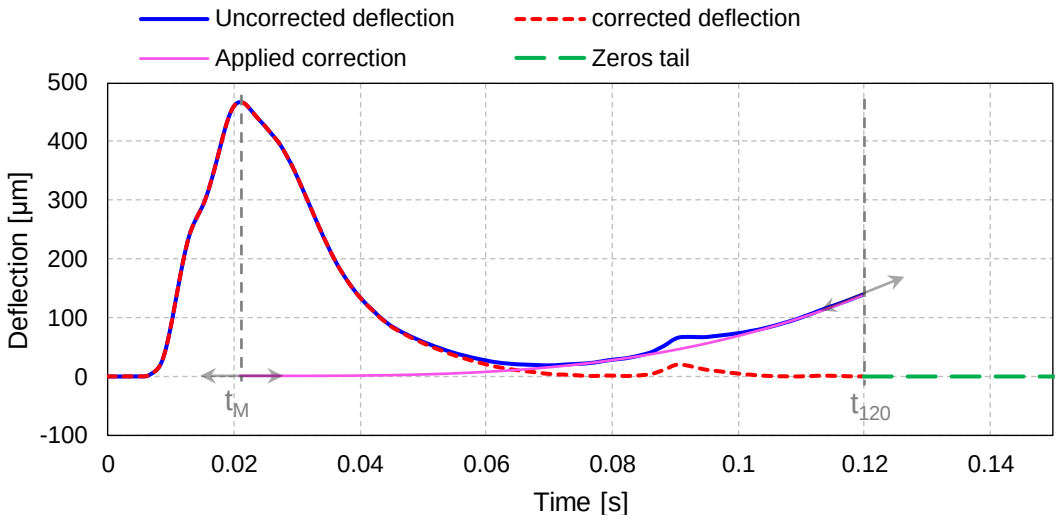


Figure 2.32 – Illustration de la méthodologie utilisée pour corriger les historiques temporels de déflexion

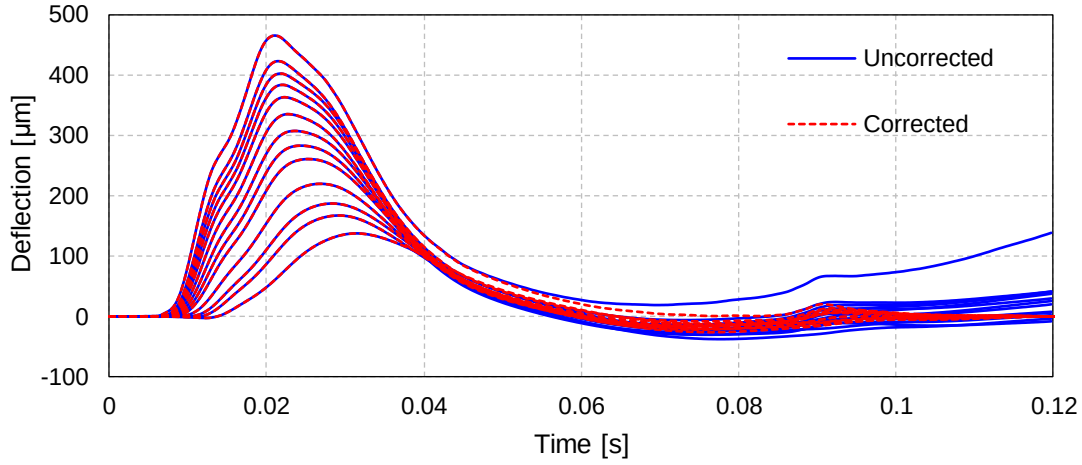


Figure 2.33 – Application de la correction aux historiques temporels de déflexion de l'essai N°4

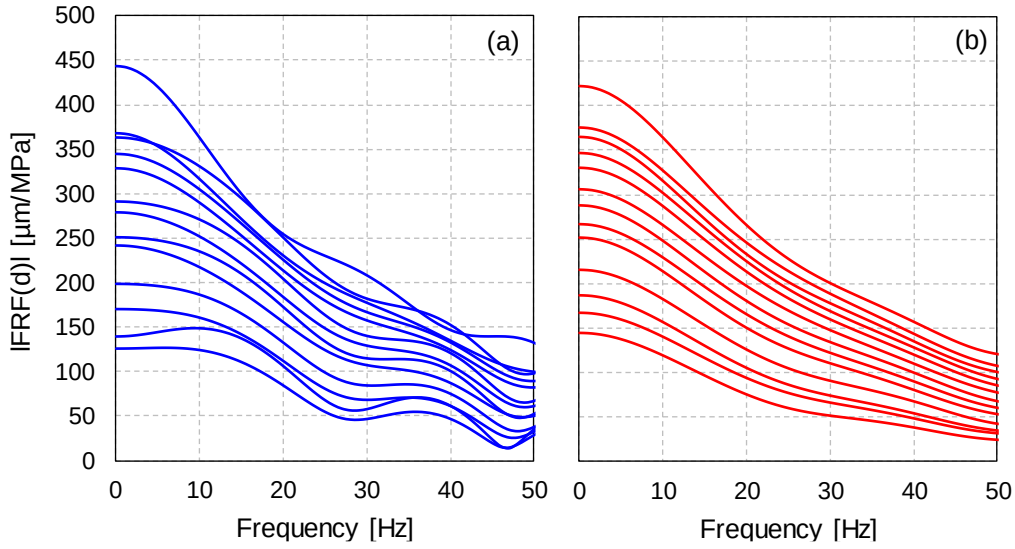


Figure 2.34 – Fonctions de Réponse Fréquentielles (FRF) calculées (a) à partir d'historiques de déflexion non corrigés et (b) à partir d'historiques corrigés.

2. IV. 1. c. iv. Températures moyennes

Un exemple de profil de température dans les matériaux bitumineux est présenté en Figure 2.35. Le calcul des températures moyennes, par couche et sur toute l'épaisseur de chaussée, notées T_{BBA}, T_{GB} et $T_{chaussée}$, requiert la température à l'interface des couches ainsi que celle à la base des couches bitumineuses. La température à l'interface, à une profondeur de 123 mm, est obtenue par interpolation entre les données fournies par les sondes placées à 70 et 130 mm de profondeur. La température à la base des matériaux bitumineux, à une profondeur de 307 mm est calculée par une extrapolation basée sur les données des sondes à 190 et 250 mm de profondeur. Ces deux points sont représentés sur la Figure 2.35. Les températures moyennes sont déterminées par les valeurs moyennes (ou moyennes pondérées) données par les relations 2.12 à 2.14.

$$T_{BBA} = \frac{1}{123}\left(\frac{30\,(T_0 + T_{30})}{2} + \frac{20\,(T_{30} + T_{50})}{2} + \frac{20\,(T_{50} + T_{70})}{2} + \frac{54\,(T_{70} + T_{123})}{2}\right) \quad 2.12$$

$$T_{GB} = \frac{1}{184}\left(\frac{6\,(T_{123} + T_{130})}{2} + \frac{60\,(T_{130} + T_{190})}{2} + \frac{60\,(T_{190} + T_{250})}{2} + \frac{57\,(T_{250} + T_{307})}{2}\right) \quad 2.13$$

$$T_{chaussee} = \frac{123\,T_{BBA} + 184\,T_{GB}}{307} \quad 2.14$$

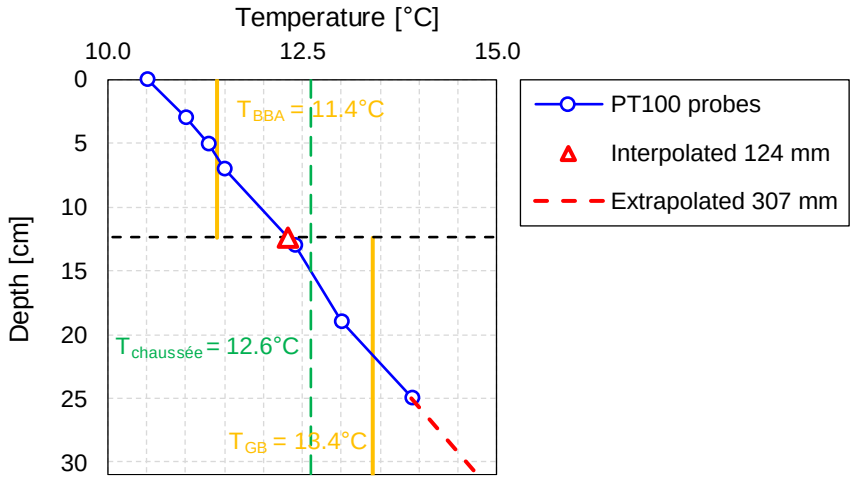


Figure 2.35 – Exemple d'un profil de température et températures moyennes par couches

2. IV. 1. d. Synthèse des essais réalisés

Au total, 25 séries d'essais HWD ont été réalisées lors de cette campagne, numérotées de 1 à 25 dans le sens des températures croissantes. Les températures dans les matériaux bitumineux, aux différentes profondeurs de mesure, ainsi que les moyennes sur la chaussée et sur les couches BBA et GB sont recensées dans le Tableau 2.4. Les températures moyennes de chaussée sont comprises entre 1.1°C et 30.8°C, ce qui correspond à la gamme accessible sur la planche d'essais. La Figure 2.36 montre que ces températures sont assez bien réparties. On note que la gamme de température atteinte est plus large pour le BBA (0.1°C – 35°C) que pour la GB (1.9°C – 27.8°C). Cela peut être expliqué par le fait que la couche de surface soit plus exposée aux variations thermiques et possède moins d'inertie thermique que la couche de GB en raison de sa plus faible épaisseur.

Les données de l'appareil HWD pour les 25 essais, ainsi que le profil de température associé, sont disponibles en Annexe A.

Tableau 2.4 – Températures dans les matériaux bitumineux lors des essais HWD

N° ESSAI	TEMPERATURES DES MATERIAUX BITUMINEUX [°C]							TEMPERATURES MOYENNES [°C]		
	0 mm	30 mm	50 mm	70 mm	130 mm	190 mm	250 mm	T_{BBA}	T_{GB}	$T_{chaussée}$
1	0.4	-0.2	-0.1	-0.3	0.4	1.1	2.5	0.1	1.9	1.1
2	1.0	0.4	0.9	0.9	1.6	2.1	3.1	1.1	2.7	2.0
3	4.0	2.8	2.7	2.1	2.3	2.9	3.8	2.7	3.4	3.1
4	8.7	8.1	8.2	7.6	7.0	6.5	6.4	7.9	6.5	7.0
5	11.3	10.6	10.8	10.4	10.4	10.6	11.2	10.7	11.0	10.8
6	12.9	12.0	11.3	10.3	10.1	10.4	11.5	11.1	11.1	11.0
7	12.3	11.4	11.5	11.0	10.9	11.0	11.6	11.4	11.4	11.3
8	17.0	15.4	14.5	13.9	13.3	13.4	14.4	14.5	14.0	14.2
9	15.8	15.0	14.8	14.2	14.0	14.2	14.9	14.7	14.7	14.6
10	16.0	15.1	14.3	13.6	13.9	14.8	16.7	14.4	16.0	15.2
11	22.0	20.4	18.2	17.0	15.8	15.9	16.7	18.1	16.4	17.1
12	16.3	16.3	16.3	16.3	17.2	18.0	19.0	16.5	18.5	17.6
13	28.3	27.0	24.3	22.2	18.5	16.3	15.2	23.3	16.0	19.2
14	31.8	28.7	25.0	22.6	18.9	17.3	16.8	24.3	17.3	20.4
15	20.4	20.5	20.3	20.4	21.1	22.0	23.6	20.6	23.0	21.9
16	31.1	29.3	26.5	23.5	20.5	19.5	19.7	23.8	19.9	22.1
17	27.7	27.5	26.9	26.4	24.4	22.1	19.8	26.4	21.2	23.4
18	25.9	24.4	23.4	22.8	22.8	23.4	24.9	23.6	24.4	24.0
19	27.2	26.3	25.4	24.7	24.0	23.8	24.1	25.2	24.1	24.5
20	27.0	26.3	25.4	24.8	24.4	24.9	26.2	25.4	25.8	25.6
21	34.3	32.2	30.0	28.1	25.0	23.4	22.7	29.2	23.3	25.7
22	36.2	32.3	29.5	27.5	25.1	24.3	24.6	29.2	24.6	26.6
23	26.3	26.3	25.9	25.7	26.1	26.8	28.3	26.0	27.8	27.0
24	37.8	34.8	32.2	30.1	26.7	25.0	24.3	31.5	25.0	27.6
25	39.9	37.2	35.8	34.1	30.9	28.4	26.0	35.0	27.6	30.8
Moyenne	21.3	20.0	18.9	18.0	17.0	16.7	17.1	18.7	17.1	17.7
Ecart-type	11.3	10.7	9.9	9.4	8.5	8.0	7.7	9.6	7.9	8.5
Coeff. var.	53.3%	53.6%	52.2%	52.3%	49.8%	47.6%	44.8%	51.5%	46.0%	47.9%
Minimum	0.4	-0.2	-0.1	-0.3	0.4	1.1	2.5	0.1	1.9	1.1
Maximum	39.9	37.2	35.8	34.1	30.9	28.4	28.3	35.0	27.8	30.8

Tableau 2.5 – Bassins pseudo-statiques de déflexion mesurés lors des essais HWD et rapportés à la charge cible 280 kN

N° ESSAI	TEMPERATURE [°C]			CHARGE [kN]	BASSINS PSEUDO-STATIQUES DE DEFLEXION A 280kN [µm]													
	T_{BBA}	T_{GB}	$T_{chaussée}$		D_0	D_{30}	D_{40}	D_{50}	D_{60}	D_{75}	D_{90}	D_{105}	D_{120}	D_{150}	D_{180}	D_{200}	D_{240}	D_{500}
1	0.1	1.9	1.1	280	433.1	397.4	378.3	362.2	344.4	319.8	295.0	272.6	251.5	213.4	182.8	164.8	135.8	54.8
2	1.1	2.7	2.0	280	439.4	400.9	382.8	366.6	348.1	323.2	297.5	274.6	253.2	214.6	183.4	166.1	135.9	53.6
3	2.7	3.4	3.1	280	444.1	405.5	386.5	369.6	351.1	326.3	300.1	277.1	255.3	216.7	184.4	167.0	136.7	54.9
4	7.9	6.5	7.0	280	461.8	420.1	399.6	381.2	360.8	333.1	305.5	281.4	259.2	218.4	185.9	166.0	136.4	55.2
5	10.7	11.0	10.8	280	485.6	440.6	415.8	394.9	372.9	342.6	312.7	286.0	262.5	219.7	186.5	165.9	136.1	55.9
6	11.1	11.1	11.0	280	482.3	436.6	413.6	393.4	370.8	341.2	311.6	285.2	261.4	219.0	185.5	165.1	135.8	55.7
7	11.4	11.4	11.3	280	481.7	433.6	410.8	389.2	367.1	335.8	306.7	280.7	256.6	214.1	181.2	162.3	133.2	55.7
8	14.5	14.0	14.2	280	506.5	454.5	429.3	404.7	378.9	345.6	313.4	284.7	258.2	213.2	178.4	160.7	130.2	-
9	14.7	14.7	14.6	280	520.8	467.3	441.1	416.4	391.1	357.3	324.0	294.8	269.2	223.5	188.4	167.3	137.1	56.1
10	14.4	16.0	15.2	280	522.4	466.9	440.7	416.2	390.8	357.0	323.5	294.3	268.6	223.0	187.7	167.5	137.4	56.4
11	18.1	16.4	17.1	280	541.7	483.0	453.0	426.4	397.0	359.3	324.1	292.2	263.9	215.9	179.9	161.7	131.1	-
12	16.5	18.5	17.6	280	539.3	476.3	445.9	417.2	388.5	351.0	316.6	285.5	258.3	211.7	177.3	159.3	128.8	-
13	23.3	16.0	19.2	280	574.0	513.2	482.0	450.5	419.2	376.9	337.8	302.6	272.4	220.6	183.9	164.1	132.8	-
14	24.3	17.3	20.4	280	585.6	520.1	488.7	456.0	424.8	382.1	341.1	306.3	274.7	223.4	184.8	166.4	135.0	-
15	20.6	23.0	21.9	280	585.2	506.6	470.7	438.2	405.6	364.4	323.7	290.1	261.9	213.7	179.2	158.8	131.3	54.8
16	23.8	19.9	22.1	280	597.6	524.7	491.0	457.9	424.0	380.0	339.7	303.2	271.9	219.7	183.3	164.6	134.2	57.5
17	26.4	21.2	23.4	280	625.3	537.4	500.4	466.1	430.4	385.6	343.4	306.7	274.5	222.3	185.1	166.2	135.6	-
18	23.6	24.4	24.0	280	621.0	533.4	494.3	458.4	423.2	377.7	333.4	297.3	267.0	217.2	180.5	160.3	132.2	57.2
19	25.2	24.1	24.5	280	624.8	531.9	492.1	456.9	419.7	373.5	329.9	293.4	262.7	212.2	177.6	157.9	131.3	56.1
20	25.4	25.8	25.6	280	640.6	542.1	500.0	461.2	423.0	376.2	329.6	292.9	261.7	211.5	177.3	157.1	130.8	55.9
21	29.2	23.3	25.7	280	657.7	562.1	523.2	485.6	447.9	398.9	352.1	313.0	280.5	226.3	189.2	167.0	138.0	59.3
22	29.2	24.6	26.6	280	680.9	581.6	540.6	502.9	462.8	407.3	360.0	318.8	284.7	229.2	190.8	170.9	139.9	-
23	26.0	27.8	27.0	280	668.8	555.8	509.3	468.2	427.2	377.6	329.8	291.7	260.3	210.0	176.0	156.1	129.9	55.8
24	31.5	25.0	27.6	280	687.7	583.7	541.6	500.7	459.6	407.2	355.5	314.8	280.9	225.2	188.6	166.5	138.6	60.3
25	35.0	27.6	30.8	280	777.3	637.9	592.7	544.1	498.7	435.5	382.1	335.3	299.6	240.6	200.8	179.5	148.2	-
Moyenne	18.7	17.1	17.7	280	567.4	496.5	465.0	435.4	405.1	365.4	327.6	295.0	266.8	219.0	183.9	164.4	134.9	56.2
Ecart-type	9.6	7.9	8.5	0	90.8	64.1	55.7	47.0	39.1	29.0	21.1	14.9	11.2	6.8	5.5	4.9	4.1	1.6
Coeff. var.	51.5%	46.0%	47.9%	0.0%	16.0%	12.9%	12.0%	10.8%	9.7%	7.9%	6.4%	5.1%	4.2%	3.1%	3.0%	3.0%	3.0%	2.9%
Minimum	0.1	1.9	1.1	280.0	433.1	397.4	378.3	362.2	344.4	319.8	295.0	272.6	251.5	210.0	176.0	156.1	128.8	53.6
Maximum	35.0	27.8	30.8	280.0	777.3	637.9	592.7	544.1	498.7	435.5	382.1	335.3	299.6	240.6	200.8	179.5	148.2	60.3

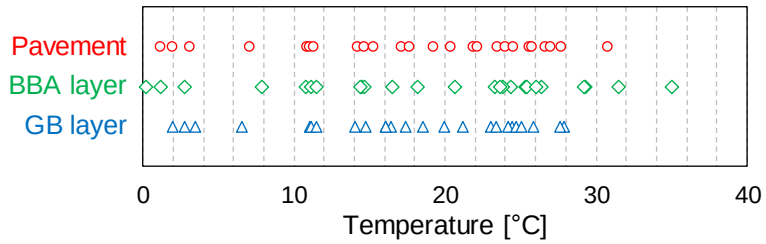


Figure 2.36 – Températures moyennes lors des essais dans la chaussée (en rouge), dans la couche de BBA (en vert) et dans la couche de GB (en bleu)

Les 25 profils de température mesurés pendant les essais HWD sont présentés en Figure 2.37. Des gradients thermiques importants, jusqu'à 1.4°C/cm sont observés, en particulier pour les températures élevées.

Par hypothèse de linéarité, les bassins pseudo-statiques de déflexion, mesurés sous une charge maximale proche de (mais pas égale à) 280 kN, sont rapportés à une charge exacte de 280 kN en Figure 2.38 et dans le Tableau 2.6. Les valeurs de déflexion observées montrent une grande diversité. La déflexion centrale (D_0) est notamment comprise entre 433 µm et 777 µm. Ces variations seront exploitées et interprétées dans le Chapitre 4.

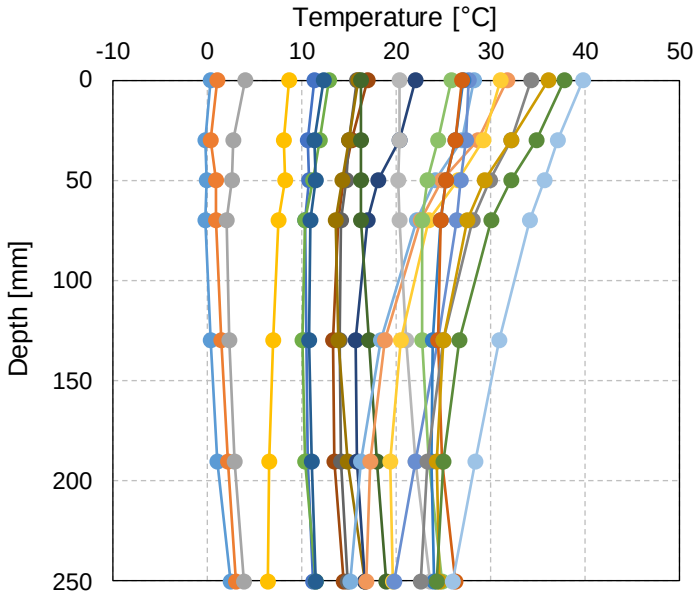


Figure 2.37 – Températures mesurées dans les couches en matériaux bitumineux de la planche d'essais au cours de la campagne d'essais HWD

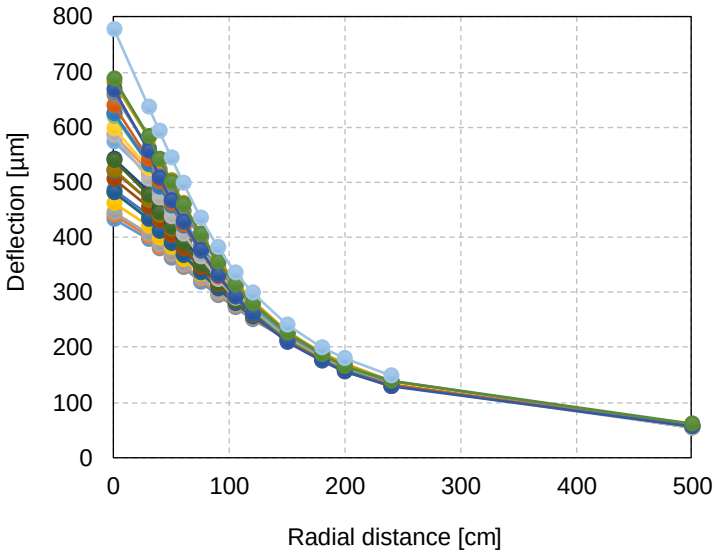


Figure 2.38 – Bassins pseudo-statiques de déflexion mesurés au cours de la campagne d'essais HWD et rapportés à la charge de 280 kN

2. IV. 2. Caractérisation viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux en laboratoire

2. IV. 2. a. Objectifs de la campagne d'essais en laboratoire

Le comportement viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux de la planche, un Béton Bitumineux Aéronautique (BBA) et une Grave Bitume (GB), a été caractérisé en laboratoire à partir d'un bloc extrait. Deux types d'essai ont été réalisés, un essai classique de traction (1 éprouvette/matériau) et un essai innovant d'analyse dynamique (4 éprouvettes/matériau). Le comportement viscoélastique linéaire de ces matériaux est ensuite modélisé à l'aide du modèle rhéologique 2S2P1D. Ces résultats seront considérés comme (i) des données d'entrée des modèles numériques et (ii) des références de comparaison pour les valeurs issues des analyses inverses des essais HWD.

2. IV. 2. b. Extraction des matériaux

2. IV. 2. b. i. Sciage et carottage

La zone d'extraction du bloc de matériau se situe proche d'un bord de la planche, localisé sur la Figure 2.5. Une dalle d'enrobé, représentée en Figure 2.39, et des surlargeurs de 20 cm sont sciées directement dans la chaussée. Les surlargeurs sont extraites de façon destructive afin de préserver la dalle qui est ensuite soulevée. L'interface entre les deux enrobés ne s'est pas décollée au cours de ces opérations. Les deux couches sont clairement distinguables sur la Figure 2.40. Après acheminement à l'ENTPE, quatre cylindres sont carottés par couche de matériau. Les carottages sont réalisés au milieu de chacune des deux couches et éloignés d'au moins 5 cm des bords de la dalle. Ces éprouvettes sont dénommées BBA-i et GB-i ($1 \leqslant i \leqslant 4$).

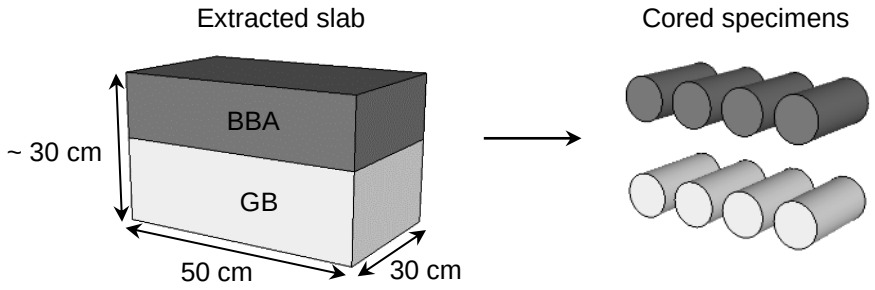


Figure 2.39 – Schéma du bloc extrait de la planche d'essais et éprouvettes carottées



Figure 2.40 – Vue de profil du bloc extrait

2. IV. 2. b. ii. Teneurs en vide et masses volumiques des matériaux

Les indices des vides V_a des huit éprouvettes sont calculés à partir des masses volumiques apparente ρ_b et réelle ρ_m d'après l'Equation 2.15 (NF EN 12697-5, 2018 ; NF EN 12697-8, 2018), et synthétisés dans le Tableau 2.7 ci-dessous. Pour la suite des travaux, on retiendra des masses volumiques apparentes moyennes à 2540 kg/m^3 pour le BBA et 2406 kg/m^3 pour la GB. Ces données sont complétées par des mesures au banc gammadensimétrique, réalisées au laboratoire d'Eiffage à Corbas (69) et présentées en Annexe B (NF EN 12697-7, 2014). La Figure 2.41 montre que les deux méthodes donnent des résultats semblables pour les deux matériaux.

$$V_a = \frac{\rho_m - \rho_b}{\rho_m} 100 \qquad 2.15$$

Tableau 2.6 – Dimensions et teneurs en vides (méthode géométrique) des éprouvettes de BBA et de GB

Specimen	BBA-1	BBA-2	BBA-3	BBA-4	GB-1	GB-2	GB-3	GB-4
Height [mm]	151.3	151.0	152.0	151.9	152.1	151.4	151.5	151.5
Diameter [mm]	74.0	74.1	74.6	74.0	73.5	74.0	73.9	73.9
Volume [cm3]	650.7	650.6	663.6	652.8	644.6	650.7	650.4	650.2
Weight [g]	1654.6	1652.8	1678.7	1662.5	1553.3	1561.7	1563.6	1567.5
Bulk density (ρ_b) [kg/m^3]	2543	2541	2530	2547	2410	2400	2404	2411
True density (ρ_m) [kg/m^3]	2590	2590	2590	2590	2512	2512	2512	2512
Voids content (V_a)	1.8%	1.9%	2.3%	1.7%	4.1%	4.5%	4.3%	4.0%

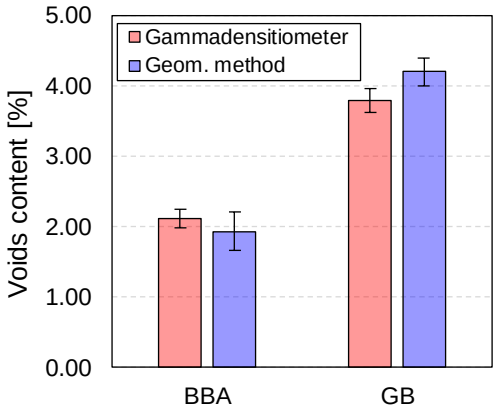


Figure 2.41 – Indices des vides des matériaux BBA et GB

2. IV. 2. c. Essai de module complexe en traction-compression

2. IV. 2. c. i. Instrumentation et sollicitation

L'essai de module complexe en traction-compression sur éprouvette cylindrique est un essai homogène, illustré sur la Figure 2.42. L'obtention des champs de contrainte et de déformation ne nécessite donc pas d'hypothèse. Une sollicitation axiale, contrôlée en déformation, est appliquée par une presse hydraulique. L'échantillon, de 75 mm de diamètre et de 160 mm de hauteur, est collé par ses extrémités à deux casques en aluminium. Le casque supérieur est ensuite fixé au piston de la presse et le casque inférieur au bâti. La température de l'échantillon est contrôlée par une enceinte thermique.

La déformation axiale ε_{zz} est mesurée par trois extensomètres de 72.5 mm de long, placés à 120° autour de l'éprouvette et maintenus plaqués à sa surface par des ressorts. La déformation radiale ε_{rr} est déduite de deux capteurs de déplacements à courants de Foucault placés sur un diamètre à mi-hauteur de l'éprouvette. La force appliquée par la presse σ est mesurée par une cellule de charge d'une capacité de 25 kN. Enfin, la température de l'échantillon est estimée grâce à une sonde PT100 collée à sa surface.

La sollicitation sinusoïdale est asservie en déformation avec une amplitude consigne de 50 µm/m, soit un déplacement en tête d'éprouvette de 7.5 µm. Afin de caractériser la dépendance en fréquence du matériau viscoélastique, six fréquences de sollicitations sont appliquées : 0.03 Hz, 0.1 Hz, 0.3 Hz, 1 Hz, 3 Hz et 10 Hz. Cette séquence est répétée à sept paliers de températures (- 25°C, - 15°C, - 5°C, 5°C, 15°C, 25°C et 35°C).

Lors de l'analyse des essais, des sinusoïdes sont ajustées sur les données expérimentales temporelles de la charge et des déformations axiale et radiale en considérant les cycles deux à deux (Figure 2.43). Cela permet d'obtenir les amplitudes de la contrainte σ_0 et des déformations axiale ε_{0z} et radiale ε_{0r} ainsi que les déphasages φ_E entre la contrainte et la déformation axiale et φ_ν entre les déformations radiale et axiale.

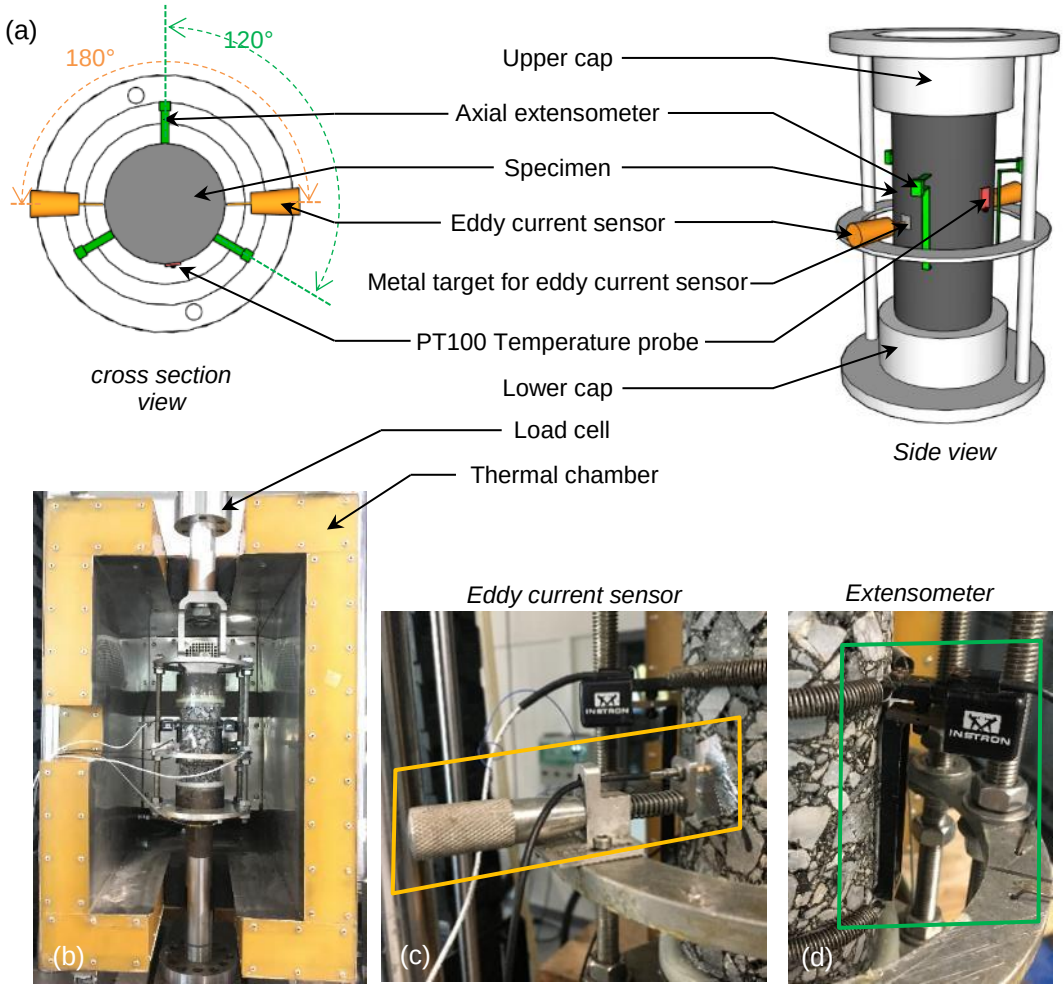


Figure 2.42 – Montage expérimental pour l'essai de module complexe. (a) schéma global. (b) photographie du montage. (c) photographie d'un capteur à courants de Foucault. (d) photographie d'un extensomètre. (photographies JM Roussel)

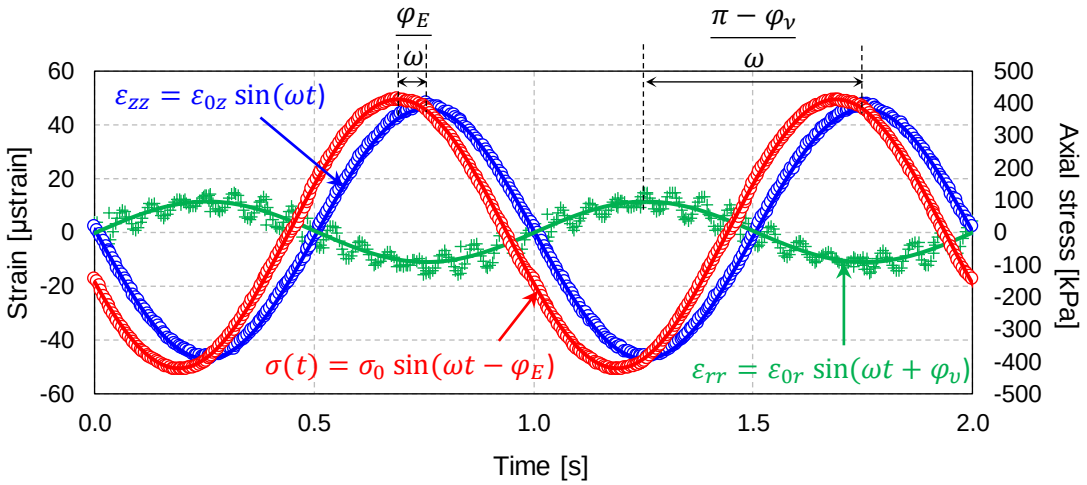


Figure 2.43 – Essai de module complexe. Marqueurs : signaux mesurés pendant l'essai de module complexe sur le matériau GB à 1 Hz et 14.7°C. Lignes : sinusoïdes ajustées sur les données expérimentales

2. IV. 2. c. ii. Résultats expérimentaux de l'essai de traction-compression

Les résultats expérimentaux de l'essai de module complexe pour les éprouvettes BBA-1 et GB-1 sont rassemblés en Figure 2.44 et Figure 2.45 respectivement. Ils sont présentés dans le plan Cole-Cole (a et b), dans l'espace de Black (c et d) ainsi qu'en termes de courbes maîtresses de la norme (e et f) et de l'angle de phase (g et h). La continuité des isothermes dans le plan Cole-Cole et l'espace de Black permet de supposer que le matériau est thermorhéologiquement simple et que le principe de superposition temps-température est vérifié. Les courbes maîtresses sont alors construites en décalant les isothermes, par application d'un facteur a_T sur les fréquences, pour ne former qu'une courbe unique. Ces facteurs de décalage sont communs au module complexe et au coefficient de Poisson complexe.

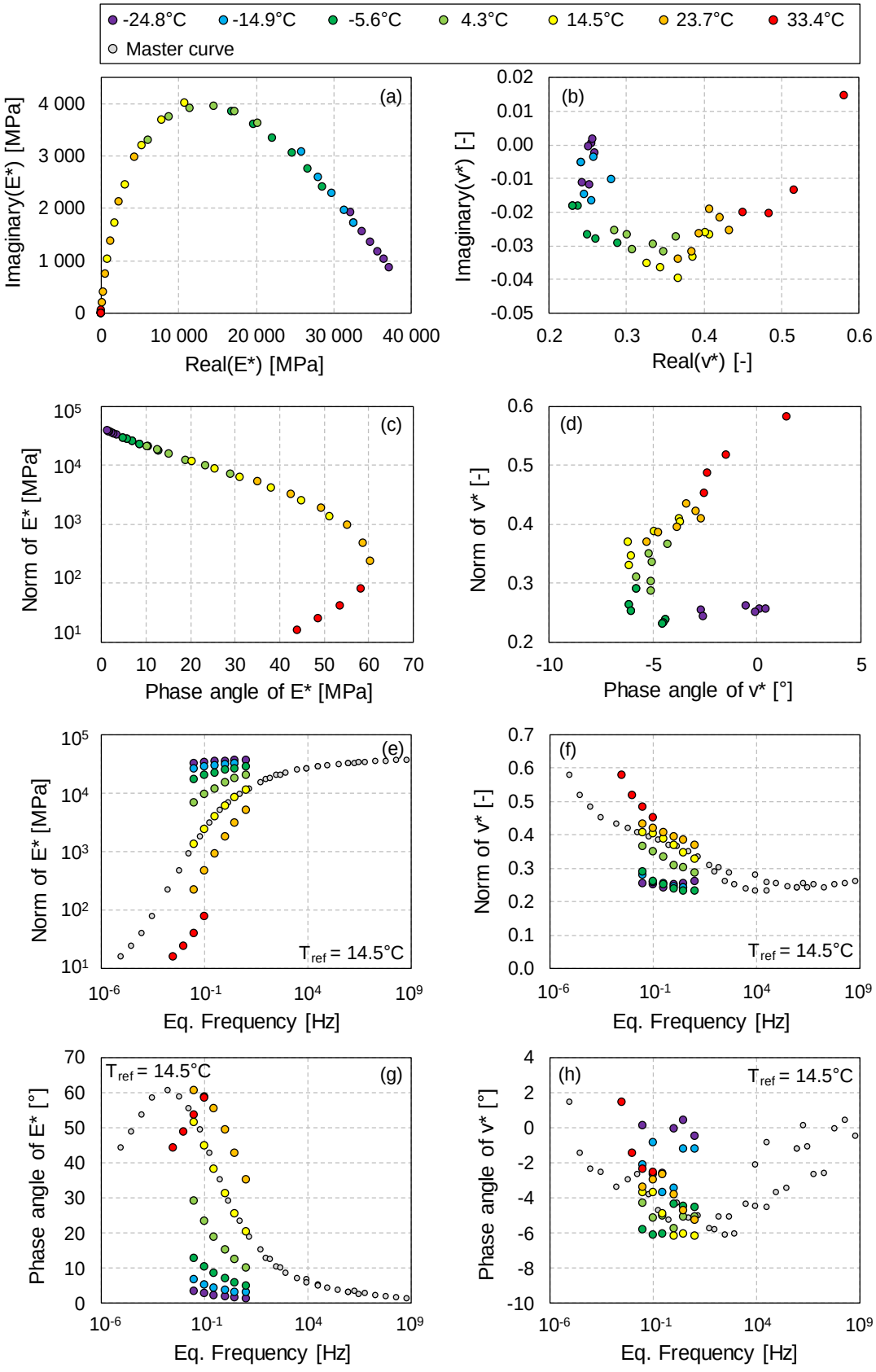


Figure 2.44 – Données expérimentales et courbes maîtresses de l'essai de module complexe sur l'éprouvette BBA-1

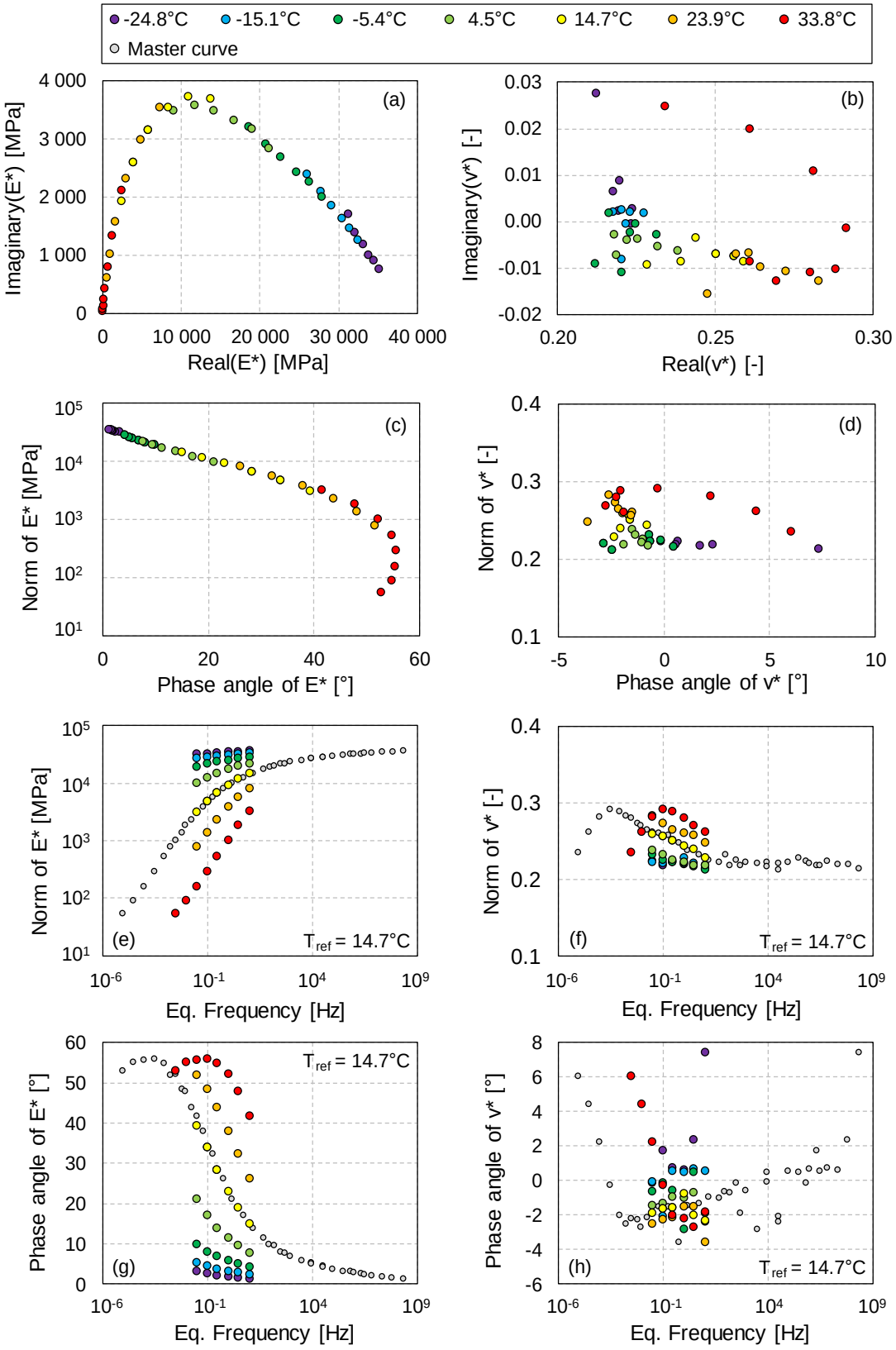


Figure 2.45 – Données expérimentales et courbes maîtresses de l'essai de module complexe sur l'éprouvette GB-1

2. IV. 2. d. Essai de module complexe par analyse dynamique

2. IV. 2. d. i. Principe de l'essai d'analyse modale

L'essai d'analyse modale utilisé pour caractériser le comportement viscoélastique linéaire a été développé par Carret (2018). Cet essai, bien que récemment mis en œuvre, a montré des résultats semblables à ceux obtenus par l'essai de traction-compression ainsi qu'une bonne reproductibilité inter-laboratoires (Carret, Di Benedetto, & Sauzéat, 2018 ; Carret, Pedraza, Di Benedetto, et al., 2018 ; Gudmarsson, Carret, Pouget, et al., 2019). C'est par ailleurs, contrairement à l'essai de traction-compression, une méthode non-destructive qui ne nécessite aucun collage de l'échantillon.

Pour une éprouvette cylindrique, l'essai consiste en l'excitation du mode longitudinal grâce à un marteau instrumenté par une cellule de force. L'accélération en surface de l'échantillon est mesurée par un accéléromètre sur la face opposée. L'éprouvette est placée sur une mousse absorbante afin de minimiser les effets parasites liés au support (Figure 2.46). Des exemples de signaux temporels sont présentés en Figure 2.47. La durée de l'impact est très courte, de l'ordre de 0.1 ms, et permet l'excitation d'une très large gamme de fréquences. La déformation subie par le matériau est estimée à 0.1 µm/m. Il reste donc dans son domaine de comportement viscoélastique linéaire. Le dispositif expérimental est placé dans une enceinte thermique régulée et l'essai est réalisé à cinq paliers de température : - 20°C, 0°C, 15°C, 35°C et 50°C. La procédure complète, incluant 3h30 de mise en température à chaque palier, dure 20h.

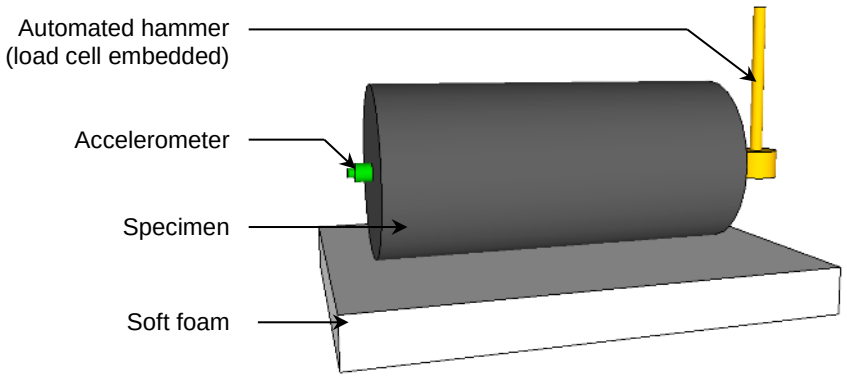


Figure 2.46 – Schéma du dispositif expérimental pour l'essai d'analyse dynamique

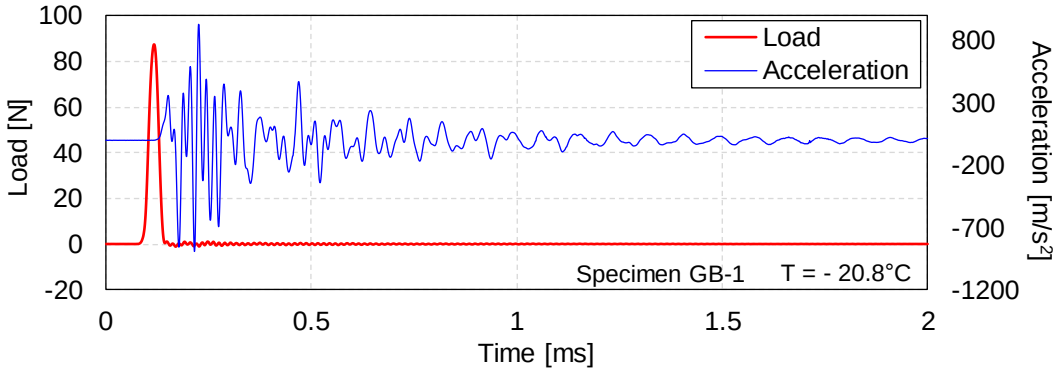


Figure 2.47 – Exemples de signaux temporels provenant d'un essai d'analyse dynamique sur l'éprouvette GB-1

L'analyse des données de l'essai dynamique, également développée par Carret (2018), est réalisée dans le domaine fréquentiel. La réponse fréquentielle de l'éprouvette testée, dont un exemple est présenté en Figure 2.48, est calculée à toutes les températures (méthode non détaillée). La détermination des propriétés viscoélastiques linéaires (E* et v*) est ensuite réalisée par analyse inverse en utilisant un modèle éléments finis (procédure non détaillée ici).

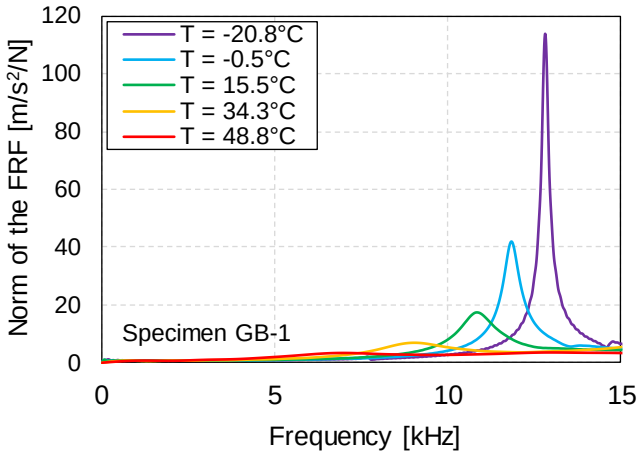


Figure 2.48 – Réponse fréquentielle de l'éprouvette GB-1

2. IV. 2. d. ii. Résultats expérimentaux de l'essai d'analyse dynamique

L'essai d'analyse dynamique a été appliqué aux huit éprouvettes carottées (4 BBA et 4 GB). Les résultats expérimentaux de l'essai d'analyse dynamique des échantillons BBA-1 et GB-1 sont présentés en Figure 2.49. Les courbes maîtresses de l'angle de phase et de la norme pour le module et le coefficient de Poisson ont été construites directement lors de l'analyse de l'essai. En raison de la nature dynamique de l'essai, les résultats sont obtenus sur une gamme de fréquences élevées.

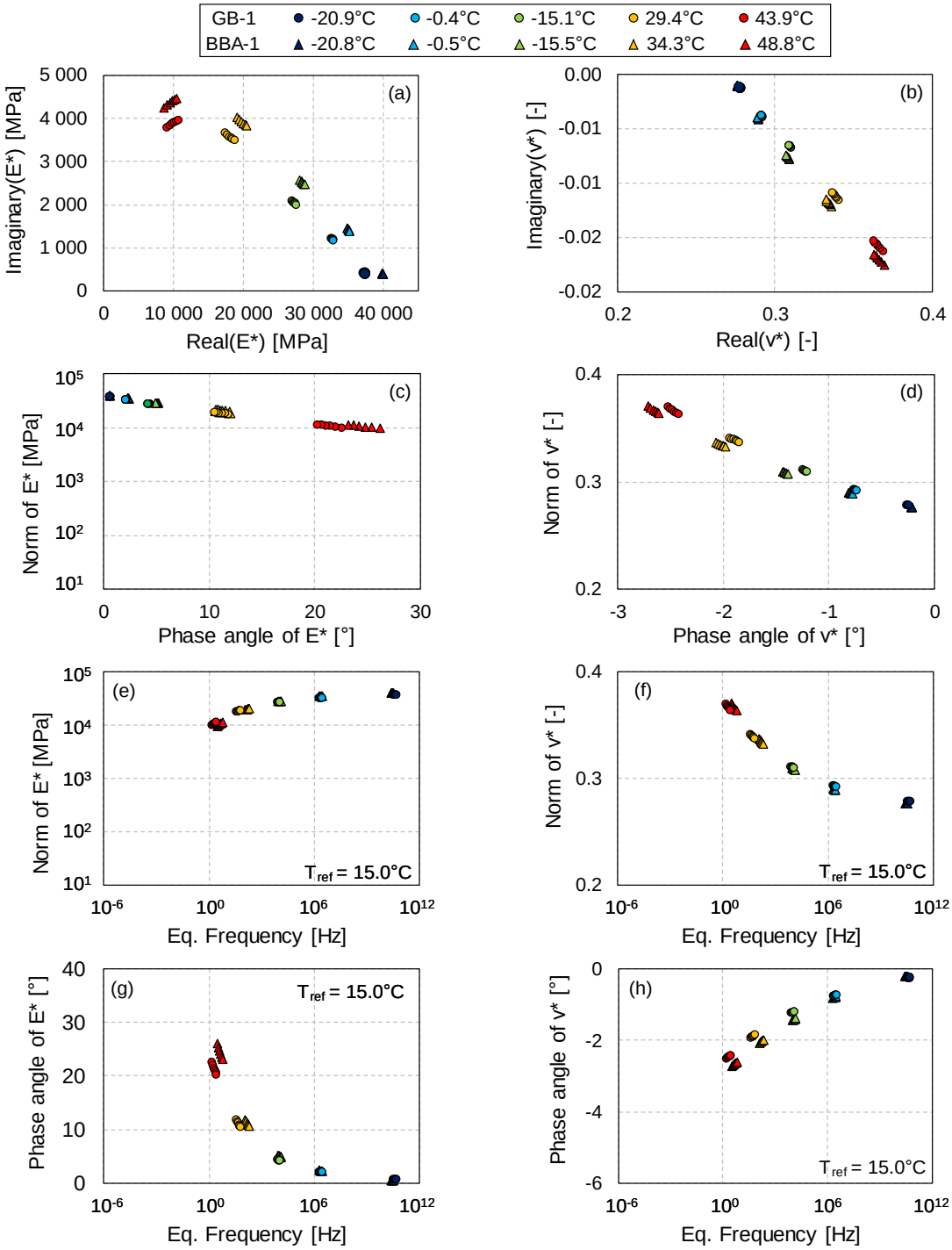


Figure 2.49 – Résultats de l'essai d'analyse dynamique sur l'éprouvette BBA-1

2. IV. 2. e. Modélisations rhéologiques

La Figure 2.50 présente les facteurs de décalage a_T déterminés pour chaque température des essais de module complexe ainsi que les a_T correspondant à l'équation 2.16 de Williams-Landel-Ferry (WLF) dont les constantes C1 et C2 ont été calibrées et sont rassemblées dans le Tableau 2.7 (Williams, Landel, & Ferry, 1955).

Le modèle 2S2P1D, dont l'expression du module complexe est rappelée en Equation 2.17, est calibré sur les données expérimentales. Le Tableau 5.15 détaille les constantes obtenues pour tous les essais réalisés et les modélisations sont comparées aux données expérimentales en Figure 2.51 et Figure 2.52. La faible dispersion des constantes k, h, δ, β et τ_E peut être expliquée par une origine commune des bitumes constitutifs des matériaux BBA et GB. L'analyse dynamique met en évidence l'homogénéité des caractéristiques rhéologiques des jeux d'éprouvettes BBA-i et GB-i. Cependant cette méthode peut manquer de précision aux basses fréquences. Pour la suite des travaux, on retiendra donc les modélisations rhéologiques basées sur les essais de traction-compression.

$$\log(a_T) = -\frac{C_1(T - T_{ref})}{C_2 + T - T_{ref}} \qquad 2.16$$

$$E^*_{2S2P1D}(\omega) = E_{00} + \frac{E_0 - E_{00}}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h} + (i\omega\beta\tau)^{-1}} \qquad 2.17$$

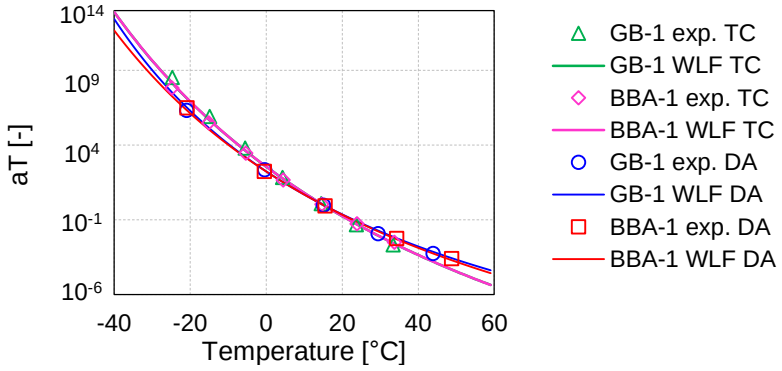


Figure 2.50 – Facteurs de décalage a_T expérimentaux (exp.) et équations de WLF calibrées pour les essais d'analyse dynamique (DA) et de traction-compression (TC)

Tableau 2.7 – Constantes du modèle 2S2P1D et de l'équation de Williams-Landel-Ferry calibrées sur les données expérimentales des essais de traction-compression (TC) et d'analyse dynamique (DA)

	Specimen	BBA-1		BBA-2	BBA-3	BBA-4	GB-1		GB-2	GB-3	GB-4
	Test Method	*TC*	*DA*	*DA*	*DA*	*DA*	*TC*	*DA*	*DA*	*DA*	*DA*
2S2P1D	E_{00} [MPa]	9	100	100	100	100	23	100	100	100	100
	E_0 [MPa]	39 500	41 500	41 800	40 100	41 100	37 500	39 400	38 300	38 850	39 100
	k [-]	0.205	0.161	0.162	0.161	0.161	0.165	0.134	0.134	0.134	0.134
	h [-]	0.630	0.555	0.55	0.555	0.555	0.550	0.478	0.478	0.478	0.478
	δ [-]	2.30	1.38	1.60	1.50	1.50	1.60	1.17	1.30	1.30	1.22
	τ_E [s]	0.029	0.014	0.038	0.024	0.016	0.071	0.028	0.037	0.051	0.046
	β [-]	60	250	250	250	250	100	250	250	250	250
	ν_{00} [-]	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.29	0.45	0.45	0.45	0.45
	ν_0 [-]	0.21	0.27	0.27	0.27	0.27	0.21	0.27	0.27	0.29	0.29
	τ_ν [s]	0.200	0.032	0.032	0.032	0.032	5.83	0.032	0.032	0.032	0.032
WLF	C1 [-]	25.0	20.0	27.9	19.4	19.8	25.0	17.6	18.8	18.6	20.1
	C2 [°C]	161.6	149.3	200.1	138.5	142.7	161.6	132.6	142.9	138.8	146.7

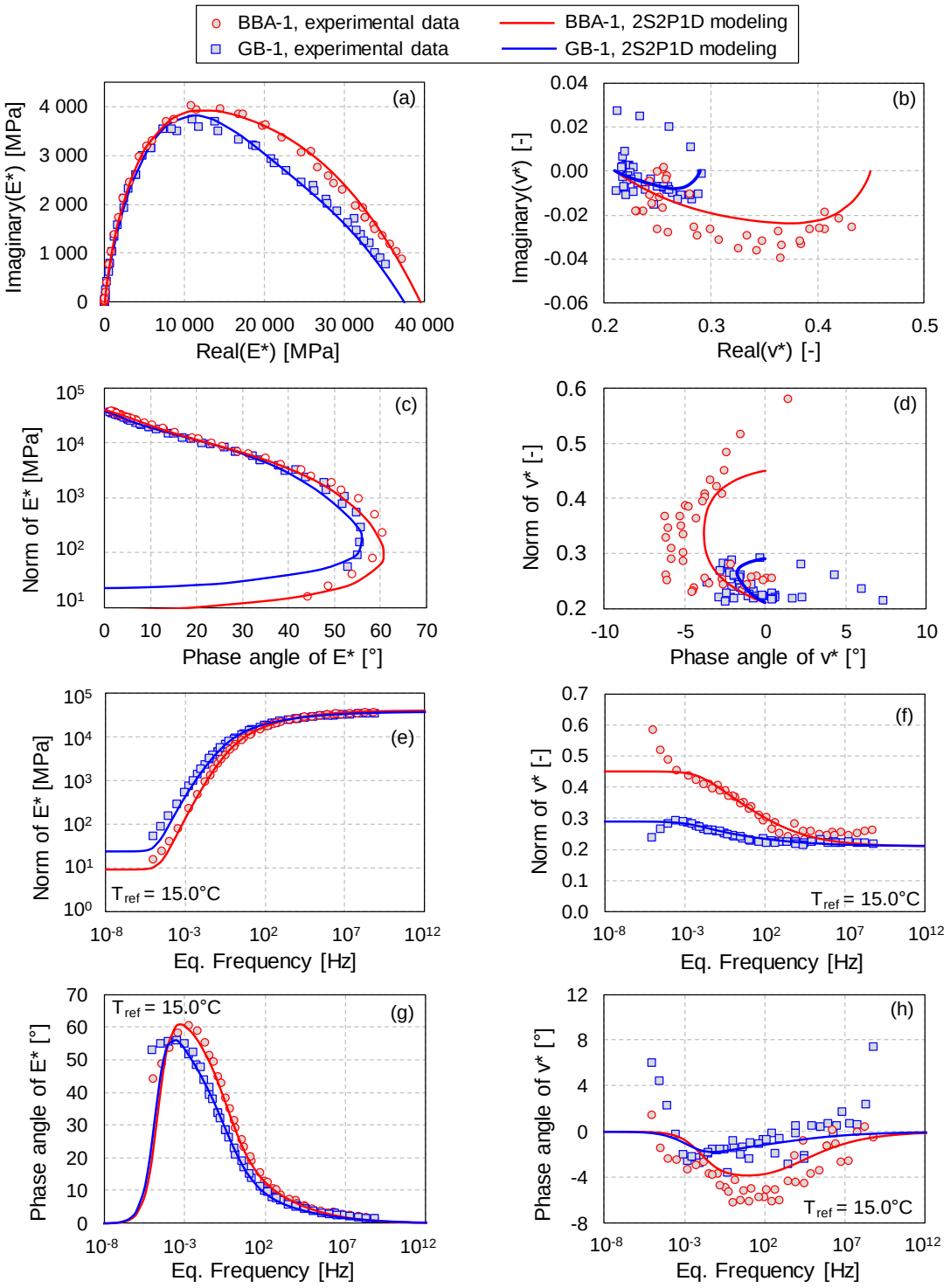


Figure 2.51 – Calibration du modèle 2S2P1D sur les résultats de l'essai de module complexe par traction-compression

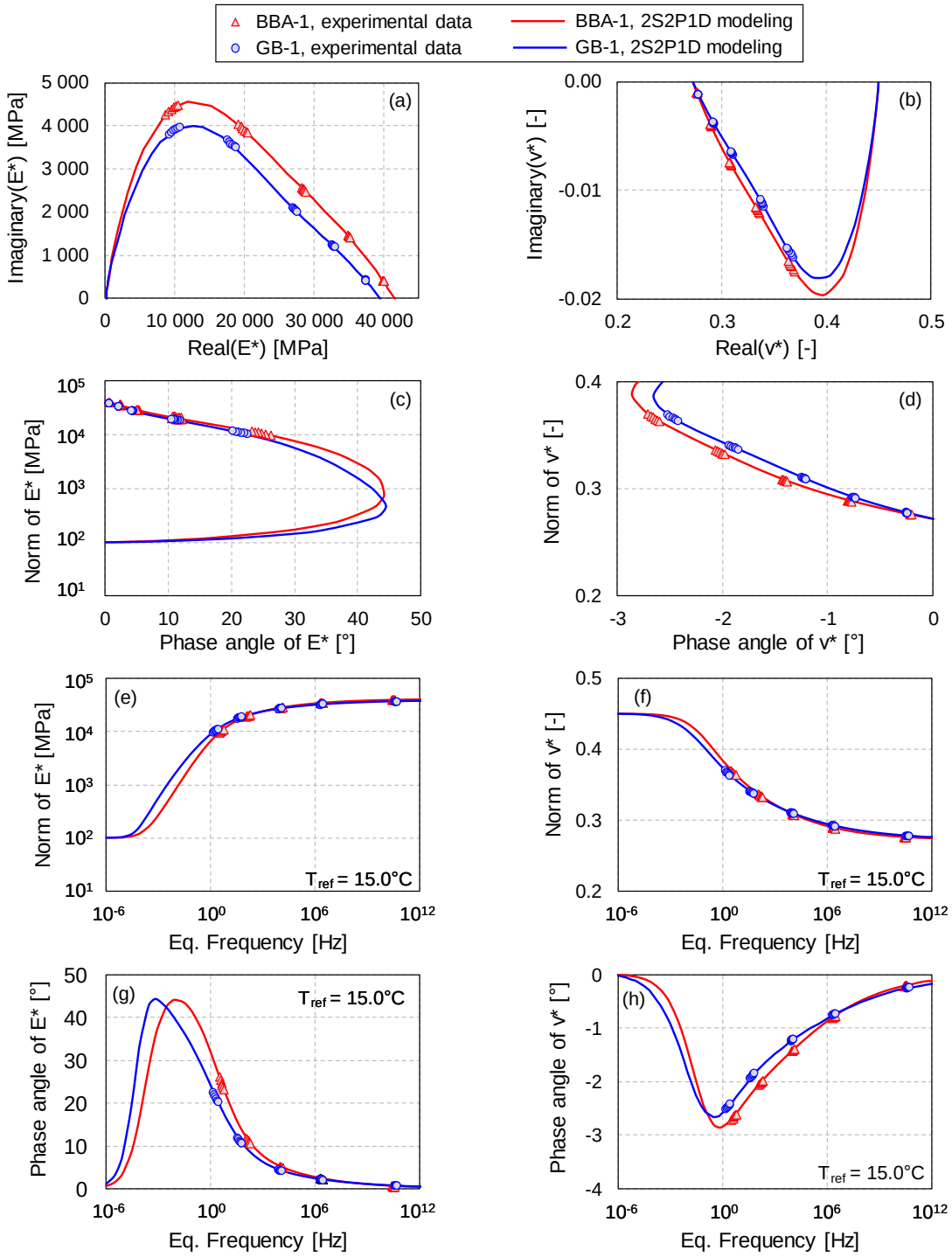


Figure 2.52 - Calibration du modèle 2S2P1D sur les résultats de l'essai de module complexe par analyse dynamique

2. V. Conclusion du Chapitre 2

- Les mesures de charge et de déflexion du HWD sont fiables malgré la nécessité d'une correction pour les basses fréquences. Une correction a été développée pour les signaux de vitesse des géophones sur la base de la littérature disponible car celle appliquée par les logiciels HWD n'est pas diffusée par les constructeurs.
- La faible précision des mesures HWD sur la fin du signal, combinée à la durée limitée des enregistrements (120 ms sur le HWD utilisé ici), ne permet pas d'observer le retour à zéro des déflexions. Une correction est donc nécessaire pour accéder aux caractéristiques fréquentielles des signaux. Une correction cubique est proposée ici pour le calcul des Fonctions de Réponse Fréquentielles.
- La pose du pied du HWD et le lâcher de la masse génèrent des paliers de chargement et de déchargement statiques. Les déflexions associées sont caractéristiques du phénomène de fluage. Il est donc important de comprendre que la déflexion mesurée par l'appareil HWD est une grandeur relative, mesurée après un historique de chargement statique et tarée juste avant la chute principale.
- La distribution de la pression sous la plaque de chargement semble être constante bien que des concentrations de contrainte soient observées numériquement pour les plaques segmentées. Des mesures complémentaires sont nécessaires.

CHAPITRE 3 : METHODES NUMERIQUES UTILISEES POUR SIMULER L'ESSAI F/HWD

3. I. Introduction sur les méthodes numériques utilisées

Ce chapitre présente la mise en œuvre de deux méthodes numériques pour la simulation de l'essai HWD. L'objectif de la simulation est de prédire, aussi fidèlement que possible, la réponse d'une chaussée sous un chargement de type HWD. Il est ici question d'une simulation « directe » de cet essai. Cela signifie que les propriétés mécaniques, les épaisseurs de couches et le chargement sont connus. Les variables calculées lors des simulations sont les déflexions de surface en des points donnés, mais aussi les contraintes ou les déformations. Au préalable, des hypothèses sont faites sur la géométrie, les lois de comportement des matériaux, les équations d'équilibre et les conditions limites. Les méthodes sont ensuite présentées de façon synthétique. Enfin, elles sont comparées entre elles en termes de résultats calculés et de performances.

3. II. Hypothèses de modélisation retenues pour l'essai HWD

3. II. 1. Géométrie de l'essai HWD

La plaque de chargement utilisée étant de forme circulaire et les couches de chaussée étant supposées infinies dans le plan horizontal, l'essai HWD présente une symétrie axiale. Il peut donc être décrit dans un repère de coordonnées cylindriques ($\vec{e}_r, \vec{e}_\theta, \vec{e}_z$). Les variables (déformations, contraintes, déplacements, etc.) ne dépendent donc pas de la coordonnée orthoradiale θ du repère mais seulement des coordonnées axiale z et radiale r. De plus, le chargement est appliqué seulement dans la direction verticale et n'induit aucune torsion d'axe $\vec{e}_z$ dans la chaussée. De fait, les composantes $\sigma_{\theta r}$, $\sigma_{r\theta}$, $\sigma_{\theta z}$ et $\sigma_{z\theta}$ du tenseur des contraintes sont nulles et seulement cinq composantes de ce dernier s'exercent sur un volume élémentaire, comme présenté en Figure 3.1 et en Equation 3.1. On peut dès lors adopter une hypothèse axisymétrique pour les simulations de l'essai HWD. La géométrie, dont le but est de représenter le plus fidèlement la structure de chaussée, est composée de couches superposées dont les épaisseurs sont constantes selon la coordonnée radiale. Les interfaces entre les couches sont idéalisées en étant considérées comme parfaitement planes et d'épaisseur nulle (Figure 3.3).

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_{rr} & 0 & \sigma_{rz} \\ 0 & \sigma_{\theta\theta} & 0 \\ \sigma_{zr} & 0 & \sigma_{zz} \end{pmatrix} \qquad 3.1$$

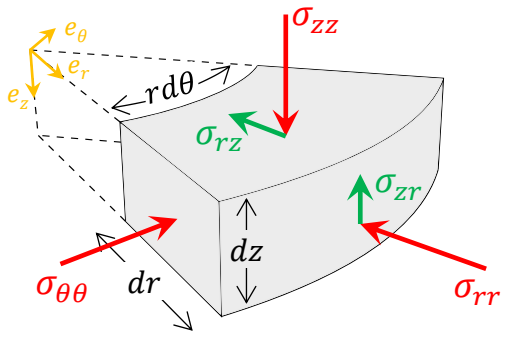


Figure 3.1 – Contraintes s'exerçant sur un volume élémentaire en géométrie axisymétrique dans le cadre des hypothèses retenues pour la simulation de l'essai HWD

3. II. 2. Conditions limites de l'essai HWD

3. II. 2. a. Chargement

Lors d'un essai HWD, la charge totale est mesurée par une cellule placée au-dessus de la plaque de chargement. La Figure 3.2 présente un signal de charge caractéristique de l'appareil HWD. Il est défini par son évolution temporelle, appelée « historique ». Dans les cas étudiés ici, la plaque de chargement utilisée est segmentée en quarts, permettant une répartition de l'effort sur toute sa surface. Pour la simulation de l'essai HWD, le chargement est donc appliqué comme une charge verticale uniformément répartie sur la zone correspondant à la plaque d'essai HWD (Figure 3.3). L'Equation 3.2 donne l'expression de cette pression en fonction de la force mesurée F_{HWD} et du rayon de la plaque a. Pour en faire varier la durée ΔT ainsi que l'amplitude F_{max} du signal de force sans nécessairement recourir à des données expérimentales, la charge HWD peut être approximée par un demi-sinus, exprimé en Equation 5.1.

$$P(t) = \frac{F_{HWD}(t)}{\pi a^2} \qquad 3.2$$

$$F_{half-sine}(t) = \frac{F_{max}}{2}\left(1 + cos\left(\frac{2\pi t}{\Delta T}\right)\right) \qquad 3.3$$

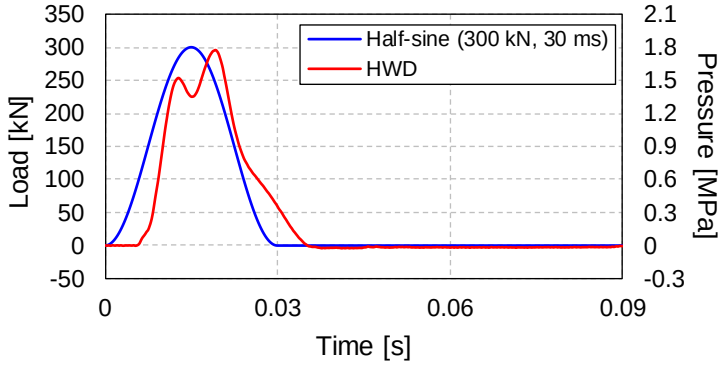


Figure 3.2 – Evolution temporelle (en rouge) d'une charge HWD et (en bleu) d'un demi-sinus

3. II. 2. b. Conditions loin du chargement

Loin de la zone de chargement, des conditions « infinies » doivent être prises en compte dans les simulations. Ces conditions impliquent que les déplacements, contraintes et déformations tendent vers zéro. Pour toutes les couches de chaussée, l'infinité doit être simulée en plan, c'est-à-dire dans la direction radiale. Pour la dernière couche, et en l'absence d'un sol support moins profond que 6 m, une condition d'infinité doit également être appliquée dans la direction axiale. Les paragraphes suivants montreront que ces conditions ont une grande importance et qu'une mauvaise prise en compte peut conduire à d'importantes erreurs dans le calcul de la réponse mécanique de la chaussée simulée.

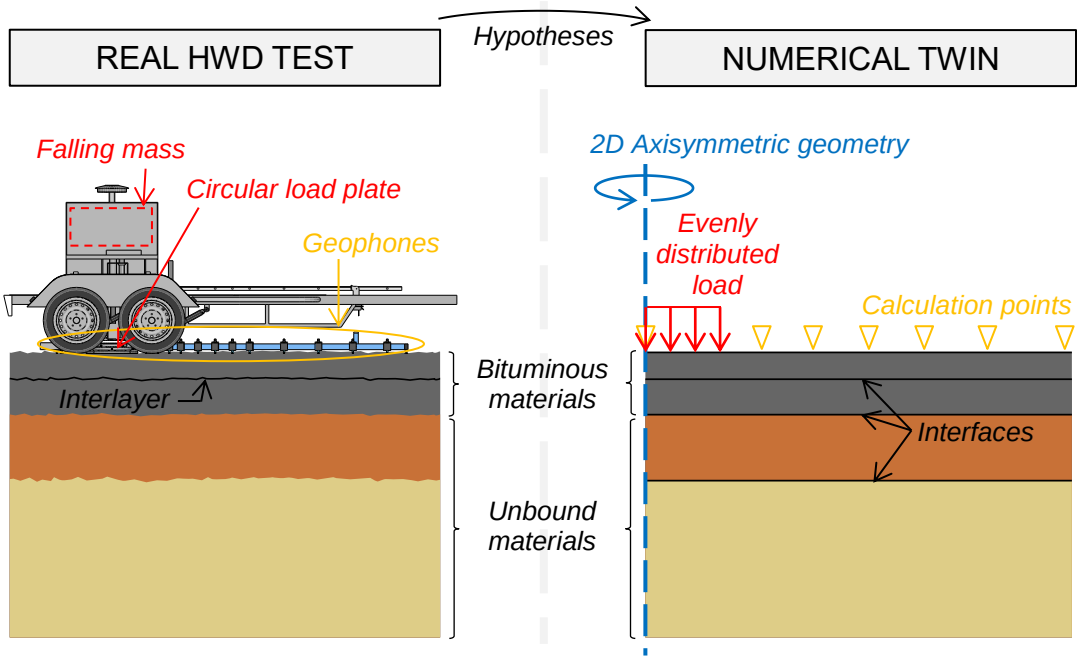


Figure 3.3 – Hypothèses de géométrie et de conditions limites pour la simulation de l'essai HWD

3. II. 3. Equilibres dynamique et quasi-statique

Les méthodes numériques utilisées permettent de simuler l'essai HWD en considérant un équilibre quasi-statique ou bien dynamique. Ces deux cas d'équilibre conduisent à des résultats différents aussi bien en termes de déflexions que de déformations ou de contraintes. Ces différences, ainsi que leurs conséquences, seront analysées par des simulations directes et des calculs inverses dans les prochains chapitres.

Dans le cas d'un équilibre statique ou quasi-statique, le chargement est considéré comme étant appliqué infiniment lentement. L'équilibre est ainsi supposé atteint à tout instant de la simulation. Lorsqu'un historique temporel est imposé, tout état intermédiaire est considéré comme étant à l'équilibre. Les équations d'équilibre quasi-statique sont données en Equation 3.4.

Dans le cas de l'équilibre dynamique, les effets d'inertie de la chaussée sont pris en compte. Ces derniers dépendent des épaisseurs des couches ainsi que des masses volumiques ρ des matériaux. Ils mettent en jeu l'accélération, notée $\boldsymbol{\gamma} = (\gamma_r \quad \gamma_z)^t$. Les phénomènes de propagation des ondes sont alors pris en compte. Les équations d'équilibre dynamique sont données en Equation 3.5.

Tableau 3.1 - Equations d'équilibre quasi-statique et dynamique

Equilibre quasi-statique	Equilibre dynamique
$\mathrm{div}(\boldsymbol{\sigma}) = \mathbf{0}$	$\mathrm{div}(\boldsymbol{\sigma}) = \rho\boldsymbol{\gamma}$
$\Rightarrow \begin{cases} \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}}{r} = 0 \\ \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial r} + \frac{\sigma_{rz}}{r} = 0 \end{cases}$ 3.4	$\Rightarrow \begin{cases} \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}}{r} = \rho\gamma_r \\ \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial r} + \frac{\sigma_{rz}}{r} = \rho\gamma_z \end{cases}$ 3.5

3. II. 4. Comportements des matériaux et des interfaces

Les lois de comportement utilisées pour les matériaux et les interfaces entre couches sont un aspect central de la fidélité des résultats obtenus numériquement. Les chaussées souples sont constituées de couches en matériaux bitumineux, reposant sur des couches en matériaux granulaires. Le comportement des matériaux bitumineux sera considéré soit comme Elastique Linéaire (EL) isotrope, soit comme Viscoélastique Linéaire (VEL) isotrope. Des modèles rhéologiques tels que 2S2P1D ou Kelvin-Voigt Généralisés (KVG) seront utilisés pour la modélisation du comportement VEL. Le comportement des interfaces entre couches de chaussée sera également étudié. Elles pourront être modélisées comme parfaitement collées, parfaitement glissantes, élastiques linéaires ou viscoélastiques linéaires.

3. III. Méthode temporelle des Eléments Finis

3. III. 1. Principe de la Méthode des Eléments Finis

3. III. 1. a. Principe de résolution dans le domaine temporel

La Méthode des Eléments Finis (MEF) est une méthode de résolution approchée des Equations aux Dérivées Partielles (EDP) très utilisée dans le domaine de la mécanique des structures. La résolution par MEF dont il est question dans ce chapitre est réalisée dans le domaine temporel. Elle a été appliquée au calcul de l'essai HWD par de nombreux auteurs : Broutin (2010) ; Chatti, Ji, & Harichandran (2004) ; Madsen (2016) ; Xu & Prozzi (2014) ; etc. Cette méthode est basée sur la division du domaine à modéliser en sous-domaines, appelés éléments finis. Elle permet de prendre en compte les équations d'équilibre, les lois de comportement ainsi que les conditions de frontières. Les éléments finis sont caractérisés par des matrices de raideur $\boldsymbol{\mathcal{K}}$, de masse $\boldsymbol{\mathcal{M}}$ et d'amortissement $\boldsymbol{\mathcal{C}}$. Les forces externes qui s'appliquent sur cet élément fini sont décrites dans un vecteur $\boldsymbol{\mathcal{F}}$. En notant $\boldsymbol{u}(t)$, $\dot{\boldsymbol{u}}(t)$ et $\ddot{\boldsymbol{u}}(t)$ les vecteurs déplacement, vitesse et accélération, l'écriture de l'équilibre local au sein d'un élément fini conduit à l'Equation 1.2.

$$\boldsymbol{\mathcal{M}}\{\ddot{\boldsymbol{u}}(t)\} + \boldsymbol{\mathcal{C}}\{\dot{\boldsymbol{u}}(t)\} + \boldsymbol{\mathcal{K}}\{\boldsymbol{u}(t)\} = \{\boldsymbol{\mathcal{F}}(t)\} \qquad 3.6$$

3. III. 1. b. Discrétisation et interpolation

La méthode de résolution présentée ci-dessus permet de calculer les déplacements en un nombre limité de positions, appelées nœuds. Les fonctions d'interpolation, ou fonctions de forme, sont des polynômes qui permettent de calculer les déplacements en n'importe quel point de l'élément fini, donc du maillage. Cela signifie que le déplacement en un point quelconque peut être exprimé comme combinaison polynômiale des déplacements aux nœuds de l'élément. Dans le cadre de ces travaux, les éléments choisis sont ceux de Lagrange quadrangulaire (en axisymétrie) et hexaédrique (en 3D), présentés en Figure 3.4. Les fonctions d'interpolation choisies sont quadratiques, d'ordre 2. Ce choix permet l'obtention d'une bonne précision avec un nombre raisonnable de degrés de liberté. Ainsi, pour un élément quadrangulaire quadratique à huit nœuds, une variable X peut être exprimée en tout point de coordonnées (r, z) en fonction des valeurs nodales X_i et des fonctions de forme de deuxième ordre N_i.

$$X(r,z) = \sum_{i=1}^{8} N_i(r,z).X_i \qquad 3.7$$

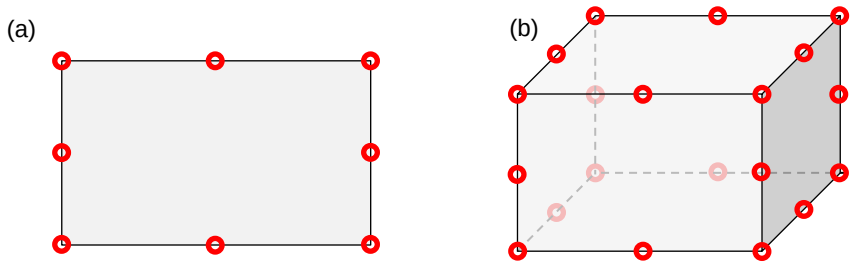


Figure 3.4 – Eléments finis quadratiques de Lagrange : (a) quadrangle à 8 nœuds ; (b) hexaèdre à 20 nœuds

3. III. 2. Dimensionnement du modèle éléments finis

Le dimensionnement du modèle éléments finis consiste en la détermination des tailles du domaine à modéliser et des éléments du maillage. Le critère retenu, pour la détermination de la taille du domaine comme pour l'optimisation du maillage, est une précision de 0.1 µm pour le calcul des maxima de déflexion centrale (D_0) et à 210 cm du centre de la plaque (D_{210}). Cette étude a été conduite sur la structure présentée en Tableau 3.2. Le cas de charge étudié est un demi-sinus d'amplitude 1 MPa et d'une durée de 30 ms.

Tableau 3.2 – Structure de chaussée utilisée pour la détermination de la taille du domaine à modéliser et l'optimisation des paramètres de maillage

Couche	Epaisseur [cm]	Module [MPa]	Coeff. de Poisson [-]	Masse volumique [kg/m^3]
EB1	15.0	15 000	0.30	2 500
EB2	15.0	18 000	0.30	2 500
GNT	50.0	500	0.35	2 000
SOL	∞	150	0.35	2 000

3. III. 2. a. Détermination de la taille du domaine à modéliser

La taille du domaine à modéliser est un paramètre très important pour la simulation de l'essai HWD par la MEF. Elle doit être suffisamment grande pour simuler correctement des conditions infinies en plan et en profondeur. Il a été choisi d'attribuer la même dimension à la largeur et à la profondeur du domaine, notée L. Pour la déterminer, une étude paramétrique est proposée ci-dessous. Les résultats pouvant être significativement différents en considérant ou non les effets d'inertie, les études des cas quasi-statique et dynamique sont séparées.

3. III. 2. a. i. Cas quasi-statique

Dans le cas de la simulation quasi-statique de l'essai HWD, des déplacements sont imposés sur les bords du domaine. Le déplacement radial est bloqué sur le bord (r = L) et le déplacement vertical est bloqué en bas du domaine (z = - L). La Figure 3.5 présente l'évolution des déflexions D_0 et D_{210} en fonction de la taille du domaine. On observe alors qu'une taille de domaine limitée conduit à une sous-estimation des déflexions. La taille de domaine retenue pour les simulations quasi-statiques est L = 100 m.

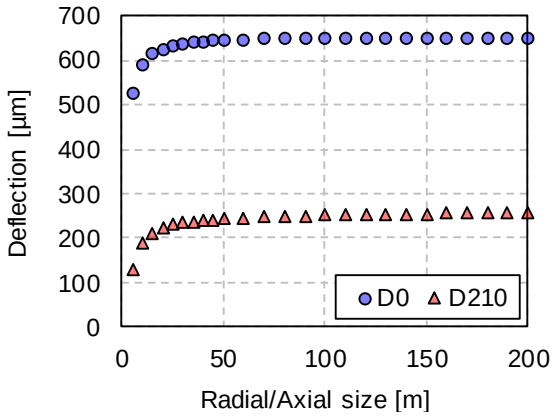


Figure 3.5 – Déflexion calculée en r = 0 m et en r = 2.10 m dans le cas statique pour différentes tailles de domaine

3. III. 2. a. ii. Cas dynamique

Dans le cas dynamique, la taille du domaine doit être suffisamment grande pour que des ondes réfléchies sur ses bords ne viennent pas perturber les déflexions calculées. Deux solutions sont offertes à l'utilisateur pour les bords du domaine : le blocage des déplacements (de même que dans le cas statique) ou bien l'utilisation de Frontières Faiblement Réfléchissantes (FFR). Les FFR sont une fonctionnalité disponible dans le logiciel Comsol® et produisent un amortissement ciblé sur les ondes P et S dans le but de minimiser les réflexions d'ondes. Les deux types de conditions limites ont été testés pour différentes tailles de domaine. La Figure 3.6 présente l'évolution des déflexions causées par les ondes réfléchies (entre t = 30 ms et t = 120 ms). On peut alors observer que pour des grandes dimensions de domaine, il n'y a aucune différence entre les deux solutions. Pour des tailles de domaine croissantes, les amplitudes des déflexions D_0 et D_{210} convergent plus rapidement vers des valeurs constantes lorsque les FFR sont utilisées. La taille du domaine à modéliser pour les simulations MEF est donc fixée à L = 15 m et l'usage des FFR est préconisé.

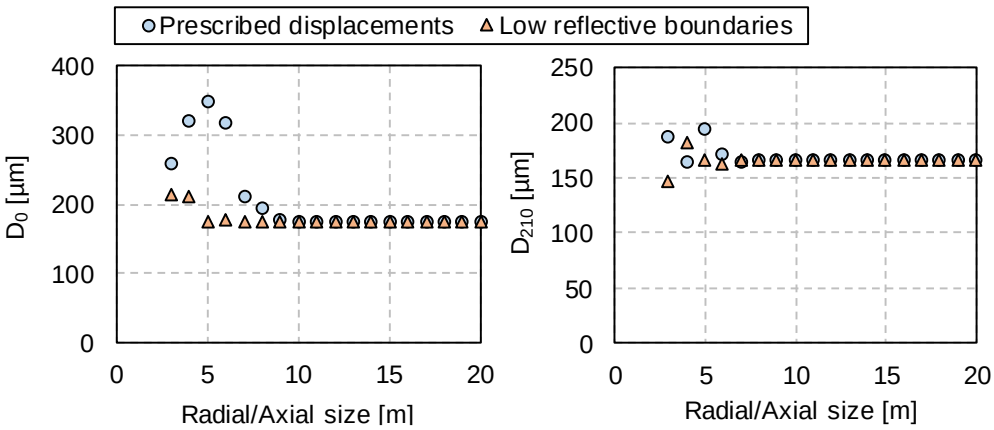


Figure 3.6 – Déflexion causée par les ondes réfléchies en r = 0 m et en r = 2.10 m pour différentes tailles de domaine. Deux conditions de frontière testées : déplacements imposés (marqueurs cercles) et frontières faiblement réfléchissantes (marqueurs triangles)

3. III. 2. b. Optimisation du maillage

L'optimisation du maillage consiste en l'ajustement de la taille des éléments finis. La méthode proposée ici est une étude paramétrique. L'enjeu est de déterminer un maillage suffisamment fin pour satisfaire les critères de précision avec le moins possible d'éléments dans le but de minimiser les temps de calcul. Dans chacune des zones définies (Tableau 3.3), la taille des éléments est ajustée dans les directions radiale et axiale. L'étude débute à partir d'un maillage initial, considéré très fin, puis les tailles des éléments sont progressivement augmentées jusqu'à ce que les critères de précision sur les D_0 et D_{210} ne soient plus satisfaits. Les maillages initial et optimisé sont présentés en Figure 3.7 et les tailles des éléments dans le Tableau 3.3. Les détails de l'étude d'optimisation du maillage sont donnés en Figure 3.8.

Tableau 3.3 – Tailles des éléments des maillages initial et optimisé

		Taille des éléments [cm]	
Zone		Maillage initial	Maillage optimisé
Chargement Mesure de déflexion Infinité en plan	r < 20 cm 20 < r < 210 cm r > 210 cm	1 5 8*	2.5 15 40*
Enrobés bitumineux Couche de forme Sol support, infinité en profondeur	z < 30 cm 30 < z < 80 cm z > 80 cm	1.5 5 10*	3 15 50*
**Distribution géométrique de la taille des éléments. La taille donnée est celle du plus petit élément et un ratio de 10 est considéré.*			

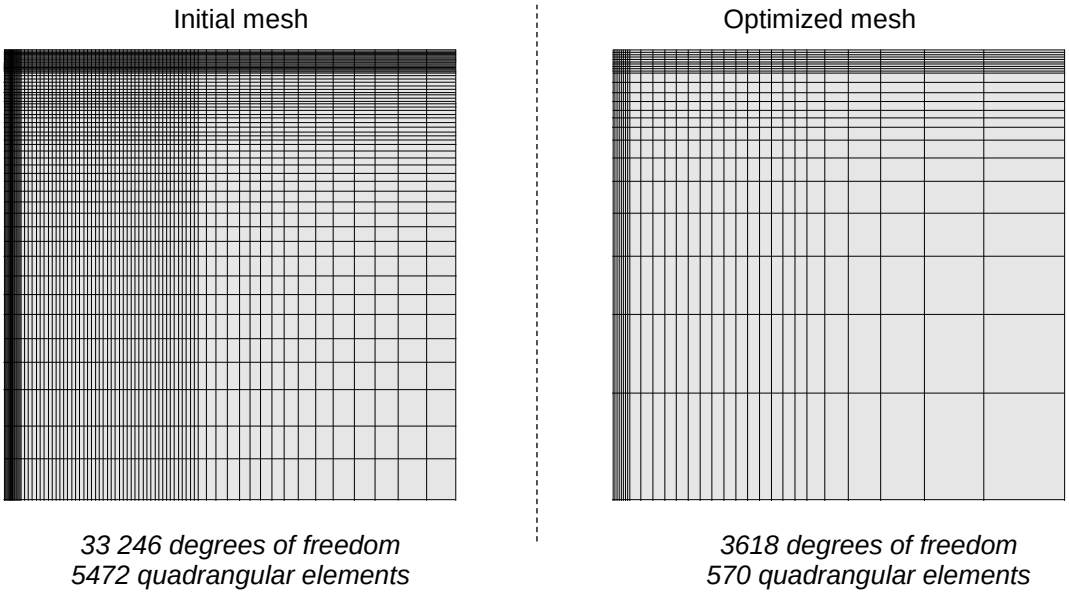


Figure 3.7 – Maillages éléments finis (à gauche) avant et (à droite) après optimisation

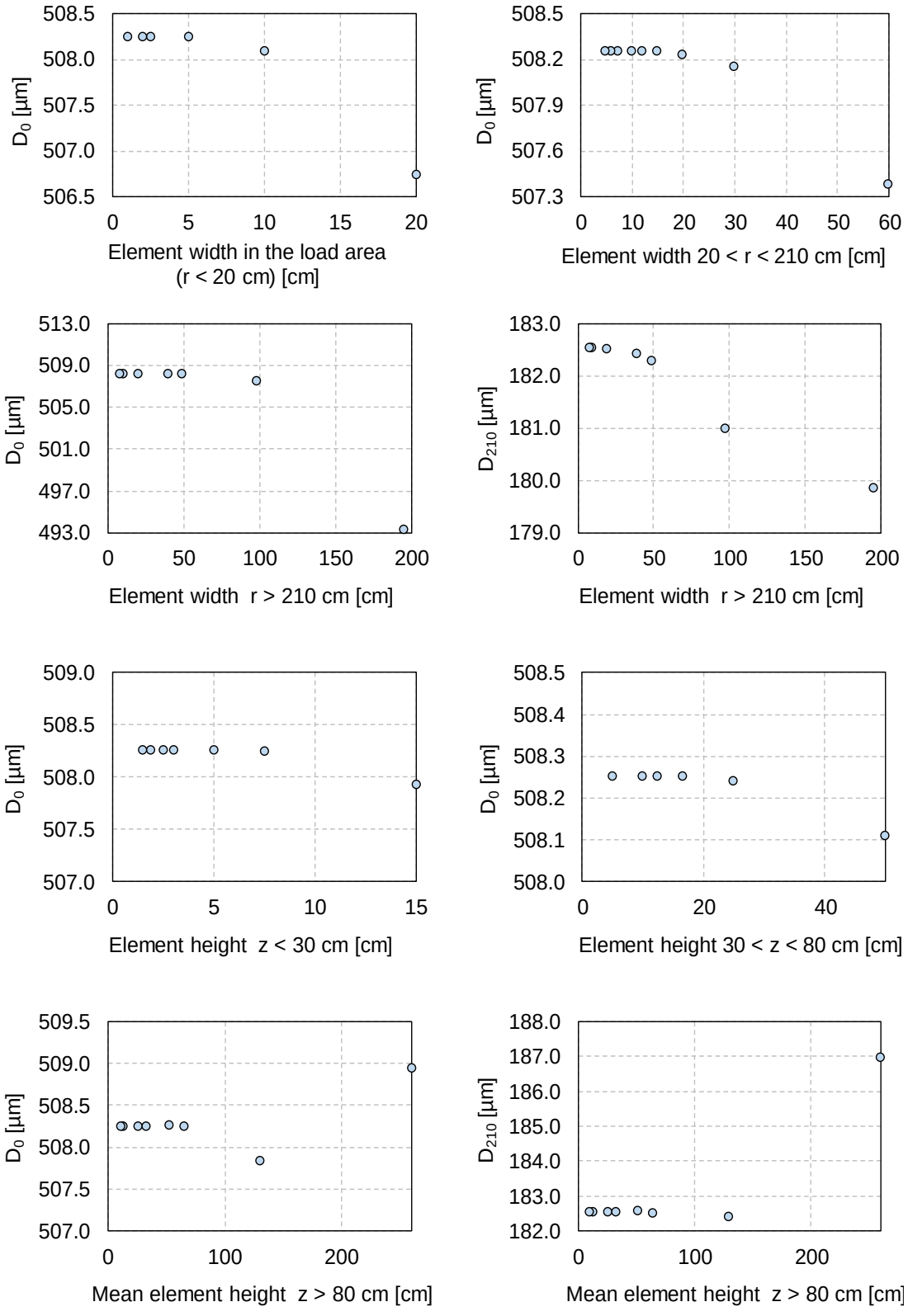


Figure 3.8 – Etude de convergence sur les paramètres du maillage

3. III. 3. Prise en compte du comportement viscoélastique linéaire

3. III. 3. a. Adaptation du logiciel Comsol® pour les calculs avec viscoélasticité linéaire

Il a été démontré que les modèles rhéologiques à spectre continu, tels que 2S2P1D et Huet-Sayegh, simulent avec une bonne précision le comportement viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux. Il n'est cependant pas possible de les utiliser directement dans les simulations éléments finis car leurs fonctions de fluage n'ont pas été exprimées analytiquement sans forme intégrale. C'est pourquoi le modèle de Kelvin-Voigt Généralisé (KVG), calibré sur le modèle 2S2P1D est utilisé ici (Tiouajni, Di Benedetto, Sauzéat, et al., 2011). Il a été implémenté dans le logiciel de calcul Comsol® en utilisant les modules *Mécanique des Structures* et *Mathématiques*. Ce travail reprend la méthodologie utilisée par Pouget, Sauzéat, Di Benedetto, et al. (2012). (Roussel, Sauzéat, Di Benedetto, et al., 2019)

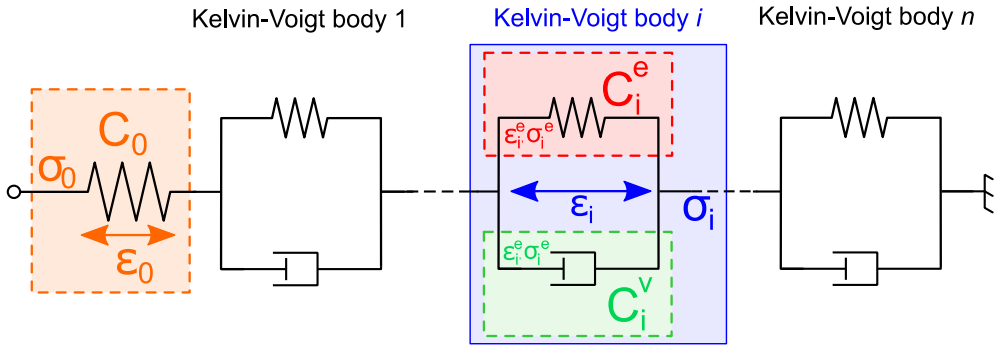


Figure 3.9 – Représentation analogique du modèle de Kelvin-Voigt Généralisé

La Figure 3.9 représente le modèle de KVG. Chaque élément de Kelvin-Voigt (KV) $1 \leq i \leq n$ est doté d'une branche élastique et d'une branche visqueuse. La branche élastique comporte un ressort de raideur E_i tandis qu'un amortisseur de viscosité η_i est placé sur la branche visqueuse. Notons $\boldsymbol{\sigma}$ et $\boldsymbol{\varepsilon}$ les tenseurs des déformations et des contraintes, et plus spécifiquement $\boldsymbol{\varepsilon_i}$ et $\boldsymbol{\sigma_i}$ ces tenseurs au sein de l'élément de KV $1 \leq i \leq n$. Les exposants $\boldsymbol{e}$ ou $\boldsymbol{v}$ signifient que la variable concerne une branche élastique ou visqueuse de l'élément de KV en question. L'association parallèle des branches visqueuse et élastique au sein d'un élément de KV ainsi que l'association série des éléments de KV entre eux permettent d'écrire le système d'équation 3.8.

$\forall i \in [\![1; n]\!]$,

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma_i^e} + \boldsymbol{\sigma_i^v} \\ \boldsymbol{\varepsilon} = \sum_{i=0}^{n} \boldsymbol{\varepsilon_i} \end{cases} \qquad 3.8$$

L'élément 0, qui est purement élastique, est également placé en série des éléments de KV. On peut donc considérer que $\boldsymbol{\sigma_0} = \boldsymbol{\sigma_i}$. L'utilisation des tenseurs de rigidité élastique $\boldsymbol{C_0}$, $\boldsymbol{C_i^e}$ et visqueux $\boldsymbol{C_i^v}$ permettent de relier les contraintes aux déformations $\boldsymbol{\varepsilon_i}$ ainsi qu'aux vitesses de déformation $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\boldsymbol{i}}$ (Equation 3.9).

$\forall i \in [\![1;n]\!]$,

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma}_0 = \boldsymbol{C_0} : \boldsymbol{\varepsilon}_0 \\ \boldsymbol{\sigma_0} = \boldsymbol{\sigma_i} = \boldsymbol{C_i^e} : \boldsymbol{\varepsilon_i} + \boldsymbol{C_i^v} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\boldsymbol{i}} \end{cases} \quad 3.9$$

Or, il a été démontré par Pouget (2011) que le tenseur $\boldsymbol{C_i^v}$ est lié au tenseur $\boldsymbol{C_i^e}$ du même élément de KV i par la relation 3.10.

$\forall i \in [\![1;n]\!]$,

$$\frac{1}{\eta_i}\boldsymbol{C_i^v} = \frac{1}{E_i}\boldsymbol{C_i^e} \quad 3.10$$

Dans le cadre de la géométrie axisymétrique utilisée pour l'essai HWD, la seconde équation du système 3.9 peut être exprimée sous forme matricielle dans l'Equation 3.11. Les expressions des coefficients de Lamé « élastiques » (λ_i^e, μ_i^e) et « visqueux » (λ_i^v, μ_i^v) sont donnés en Equations 3.12 et 3.13 respectivement. Les coefficients de Poisson ν_i seront par la suite choisis réels purs et identiques pour les n éléments de KV, tels que $\nu_i = \nu$.

$\forall i \in [\![1;n]\!]$,

$$\begin{pmatrix} \sigma_{rr}^0 \\ \sigma_{\theta\theta}^0 \\ \sigma_{zz}^0 \\ \sigma_{rz}^0 \end{pmatrix} = \overbrace{\begin{pmatrix} \lambda_i^e + 2\mu_i^e & \lambda_i^e & \lambda_i^e & 0 \\ \lambda_i^e & \lambda_i^e + 2\mu_i^e & \lambda_i^e & 0 \\ \lambda_i^e & \lambda_i^e & \lambda_i^e + 2\mu_i^e & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2\mu_i^e \end{pmatrix}}^{\boldsymbol{C_i^e}} \begin{pmatrix} \varepsilon_{rr}^i \\ \varepsilon_{\theta\theta}^i \\ \varepsilon_{zz}^i \\ \varepsilon_{rz}^i \end{pmatrix} + \underbrace{\begin{pmatrix} \lambda_i^v + 2\mu_i^v & \lambda_i^v & \lambda_i^v & 0 \\ \lambda_i^v & \lambda_i^v + 2\mu_i^v & \lambda_i^v & 0 \\ \lambda_i^v & \lambda_i^v & \lambda_i^v + 2\mu_i^v & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2\mu_i^v \end{pmatrix}}_{\boldsymbol{C_i^v}} \begin{pmatrix} \dot{\varepsilon}_{rr}^i \\ \dot{\varepsilon}_{\theta\theta}^i \\ \dot{\varepsilon}_{zz}^i \\ \dot{\varepsilon}_{rz}^i \end{pmatrix} \quad 3.11$$

$\forall i \in [\![1;n]\!]$,

$$\begin{cases} \lambda_i^e = \dfrac{E_i \nu_i}{(1+\nu_i)(1-2\nu_i)} \\ \mu_i^e = \dfrac{E_i}{2(1+\nu_i)} \end{cases} \quad 3.12$$

$\forall i \in [\![1;n]\!]$,

$$\begin{cases} \lambda_i^v = \dfrac{\eta_i \nu_i}{(1+\nu_i)(1-2\nu_i)} \\ \mu_i^v = \dfrac{\eta_i}{2(1+\nu_i)} \end{cases} \quad 3.13$$

L'Equation matricielle 3.11 est résolue dans le logiciel Comsol® par la MEF pour un nombre d'éléments de KV donné. Il a été remarqué qu'en général, 14 éléments de KV suffisent à décrire correctement le comportement viscoélastique linéaire des enrobés bitumineux.

3. III. 3. b. Vérification par comparaison avec des expressions analytiques sur un exemple simple

La vérification de l'implémentation du comportement viscoélastique dans les calculs éléments finis a été vérifiée sur un exemple simple. La géométrie choisie, présentée en Figure 3.10 est un cylindre de 50 cm de rayon et de 1.00 m de hauteur. Le chargement est appliqué comme une charge répartie verticale sur la face supérieure du cylindre tandis que les déplacements axiaux sont bloqués en face inférieure. Il s'agit ainsi d'un essai homogène, c'est-à-dire que les champs de contrainte (et de déformation) sont identiques en tout point du domaine modélisé. Les simulations sont réalisées en régime quasi-statique, il n'est donc pas tenu compte des effets dynamiques. Ces conditions permettent, en connaissant l'évolution temporelle du chargement appliqué, d'exprimer analytiquement les déformations axiale et radiale exhibées par le cylindre. Dans cet exemple, 14 éléments de KV sont utilisés et ont été calibrés sur un modèle 2S2P1D dont les paramètres sont typiques d'un enrobé bitumineux. Le maillage est composé de 120 éléments quadrangulaires et présente plus de 61 000 degrés de liberté.

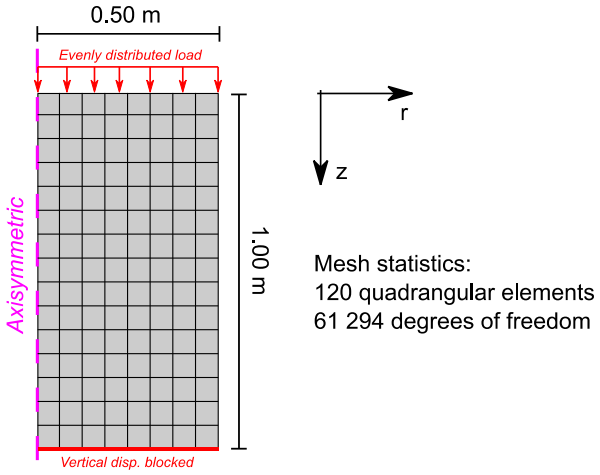


Figure 3.10 – Géométrie, maillage et conditions limites utilisés pour la simulation sur cylindre viscoélastique linéaire isotrope

Le premier essai simulé pour vérifier le comportement viscoélastique linéaire implémenté dans Comsol® est l'essai de fluage. Le chargement est un échelon de contrainte d'amplitude σ_0. La déformation axiale ε_{zz} peut être obtenue analytiquement grâce à l'expression de la fonction de fluage, pondérée par l'amplitude du chargement σ_0 (Equation 3.14). La déformation radiale ε_{rr} est obtenue en utilisant le coefficient de Poisson qui est réel et égal à 0.30. Ces déformations sont représentées sur la Figure 3.11 en fonction du temps. On observe une déformation immédiate d'environ 30 µm/m, liée à l'élément élastique 0 du modèle de KVG, à laquelle s'ajoute une déformation différée évoluant avec le temps. La comparaison entre les déformations calculées numériquement et analytiquement montre une très bonne corrélation.

$$\varepsilon_{zz}(t) = \sigma_0 \left(\frac{1}{E_0} + \sum_{i=1}^{14} \frac{1}{E_i} \left(1 - e^{-tE_i/\eta_i} \right) \right) \qquad 3.14$$

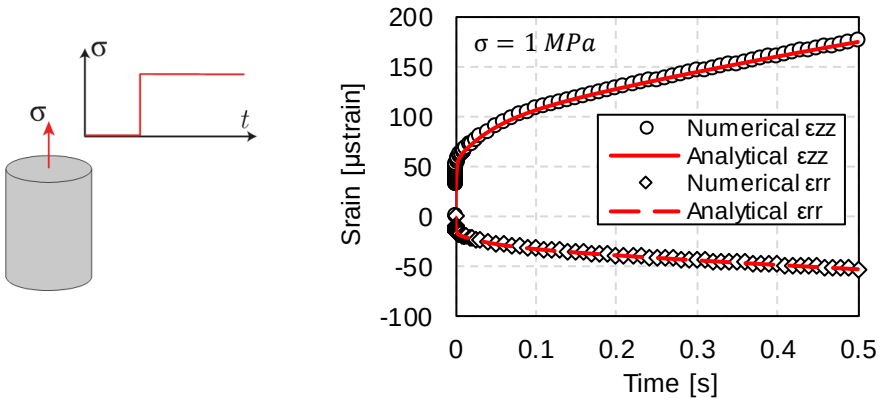


Figure 3.11 – Simulation d'un essai de fluage sur cylindre viscoélastique linéaire isotrope. Comparaison des déformations calculées analytiquement (Equation 3.14) et numériquement (Comsol®)

La Figure 3.12 représente les champs de déplacement horizontal et vertical dans le cylindre viscoélastique à l'instant t = 0.5 s. Le champ de déplacement axial (resp. radial) ne dépend pas de la coordonnée radiale (resp. axiale).

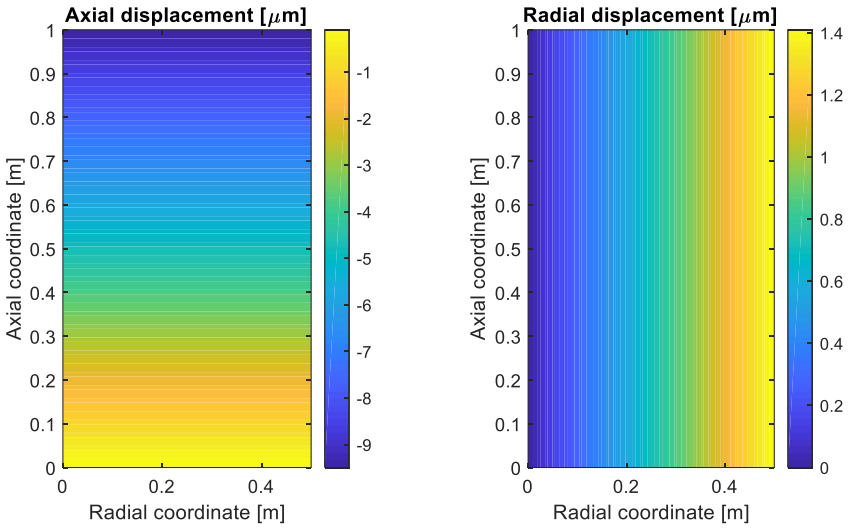


Figure 3.12 – Champs de déplacement horizontal et vertical calculés pour l'essai de fluage à t = 0.5 s

Le second essai simulé est une traction-compression sur le même cylindre viscoélastique linéaire. Le chargement imposé sur la face supérieure est sinusoïdal avec une amplitude de 1 MPa et une fréquence de 30 Hz. La déformation axiale est ici exprimée analytiquement par l'intégrale de convolution (traduite en somme), détaillée en Equation 3.15. La Figure 3.13 présente les quatre premiers cycles. La déformation axiale calculée semble être sinusoïdale et déphasée par rapport au chargement. L'amplitude de déformation est de 60 µm/m lors du premier cycle puis se stabilise à 58 µm/m au cours des cycles suivants, témoignant d'un régime transitoire au début de l'essai. A nouveau, une très bonne correspondance entre les déformations calculées numériquement et analytiquement est observée.

$$\varepsilon_{zz}(t) = \sum_{\tau=0}^{t} f(t-\tau)\,\dot{\sigma}(\tau)\,\Delta\tau \qquad 3.15$$

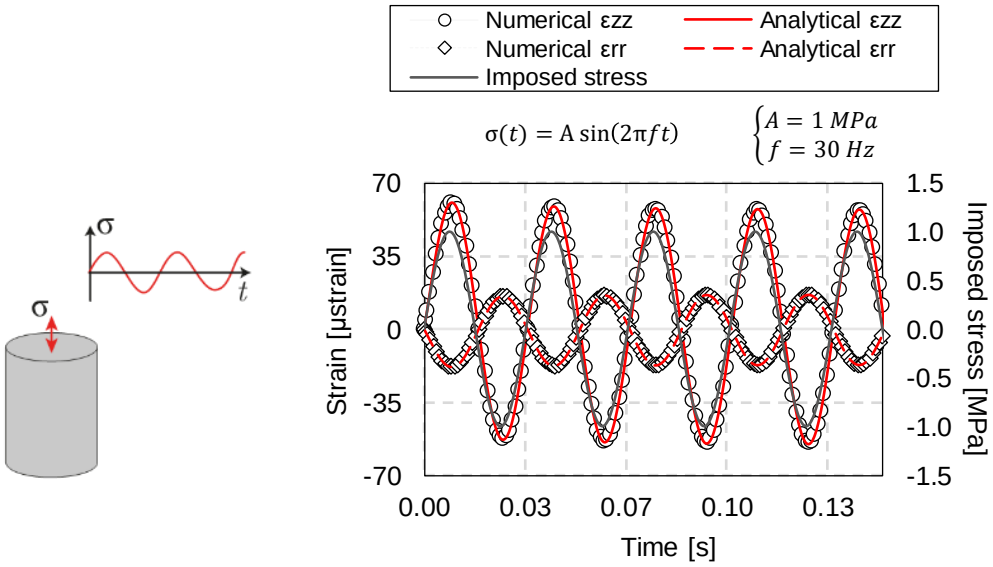


Figure 3.13 - Simulation d'un essai de traction-compression sur cylindre viscoélastique linéaire isotrope. Comparaison des déformations calculées analytiquement (Equation 3.15) et numériquement (Comsol®)

3. III. 4. Applications de la Méthode des Eléments Finis à des charges roulantes

3. III. 4. a. Simulation d'un boggie à deux essieux

Le cas étudié ici est repris de Chabot, Chupin, Deloffre, et al. (2010) et Chabot, Tamagny, Poché, et al. (2006), lui-même basé sur des données du *Pavement Experimental Program* (PEP) réalisé en 1999 conjointement par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), le Service Technique des Bases Aériennes (STBA, aujourd'hui STAC) et l'entreprise Airbus. Le cas de charge étudié est un atterrisseur principal d'Airbus A340, roulant à 0.66 m/s sur une chaussée aéroportuaire souple. Cette expérimentation est documentée dans Petitjean & Fabre (2002), ce qui permettra de comparer les résultats des simulations à des mesures.

La chaussée, dont la structure est présentée dans le Tableau 3.4, est composée de six couches. Les deux couches supérieures, BB et GB, sont en enrobé bitumineux. Dans cette étude elles seront considérées comme une seule couche. Leur comportement mécanique sera soit viscoélastique, soit élastique avec un module équivalent $E_{BB+GB} = |E^*_{BB+GB}(0.33Hz)| = 11\,670\,MPa$. La méthode utilisée pour la prise en compte du comportement viscoélastique est identique à celle présentée auparavant, le modèle 2S2P1D (Tableau 3.5) est approximé par le modèle KVG à 9 éléments (Tableau 3.6). Les quatre couches non liées ont un comportement élastique linéaire. L'axe de symétrie longitudinal du chargement, représenté en Figure 3.14 est exploité pour réduire de moitié la taille du domaine modélisé. Pour cela, une condition de symétrie est appliquée sur le bord du modèle en x = 0 m. Les déplacements verticaux sont bloqués en base du modèle (z = - 4.92 m) et les déplacements horizontaux dans les directions x et y sont bloqués sur les autres bords. Le domaine modélisé fait 16 m de longueur, 8 m de largeur et 4.92 m de profondeur. La Figure 3.15 présente le maillage utilisé pour les simulations ainsi que les conditions de frontière appliquées. Le chargement, décrit en Figure 3.14, de 370 kN est uniformément réparti sur chacune des empreintes des quatre roues du boggie. Il est déplacé à chaque instant de calcul dans la direction y à une vitesse de 0.66 m/s. Le maillage utilisé est affiné dans sa zone centrale, d'où seront extraits les résultats. Il comporte 24 000 éléments de Lagrange quadratiques

de forme hexaédrique, pour environ 7 300 000 degrés de liberté. Les calculs sont réalisés en considérant un équilibre quasi-statique, c'est-à-dire sans tenir compte des effets d'inertie de la structure.

Tableau 3.4 – Structure de chaussée utilisée pour la simulation du passage d'un atterrisseur principal d'Airbus A340

Layer	Thickness [cm]	Modulus [MPa]	Poisson's ratio [-]	Bulk density [kg/m^3]
BB	8.0	KVG(n = 9) ou 11 670	0.35	2 100
GB	24.0	KVG(n = 9) ou 11 670	0.35	2 100
GRH	60.0	150	0.35	2 100
Subgrade	100.0	75	0.35	2 100
Subgrade	100.0	150	0.35	2 100
Substratum	200.0	30 000	0.35	2 100

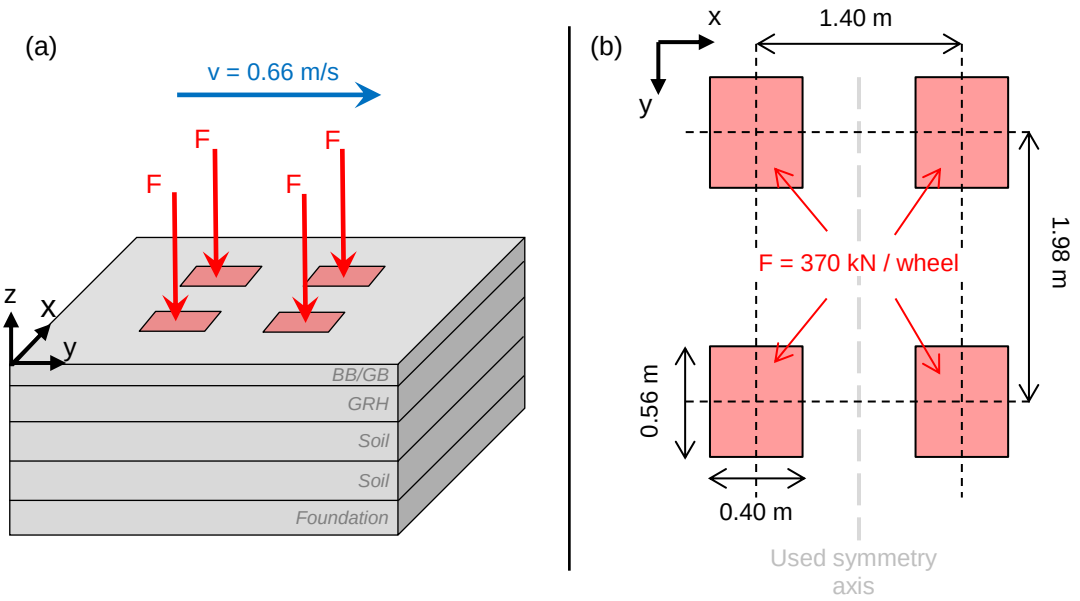


Figure 3.14 – Géométrie du cas de charge considéré : (a) vue globale ; (b) détails du boggie A340.

Tableau 3.5 - Constantes du modèle 2S2P1D utilisées pour simuler le comportement viscoélastique des couches en matériaux bitumineux

E_0 [MPa]	E_{00} [MPa]	h [-]	k [-]	δ [-]	τ(9.3°C) [s]	β [-]
65	30 000	0.787	0.25	1.58	1.22	∞

Tableau 3.6 – Constantes du modèle KVG (n = 9) à T_{ref} = 9.3°C, calibrées sur le modèle 2S2P1D

i	E_i [MPa]	η_i [MPa.s]	i	E_i [MPa]	η_i [MPa.s]
0	3.00E+04	-	5	2.58E+04	1.48E+04
1	2.96E+05	6.09E+00	6	7.13E+03	5.27E+04
2	2.11E+05	5.60E+01	7	1.16E+03	1.11E+05
3	1.35E+05	4.64E+02	8	1.37E+02	1.69E+05
4	6.40E+04	2.83E+03	9	1.43E+02	2.27E+06

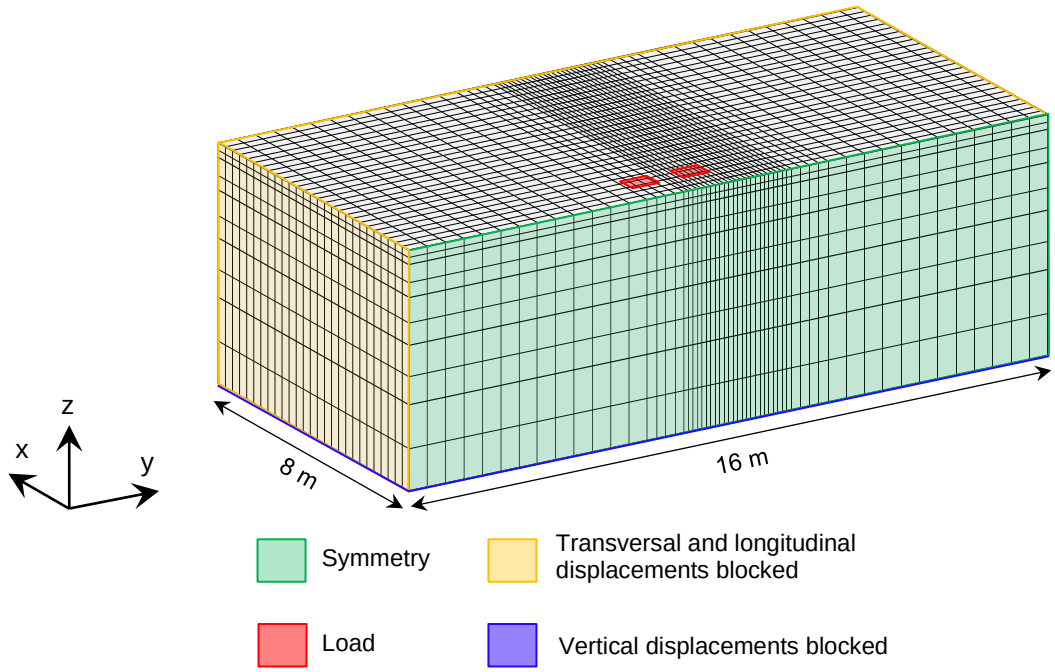


Figure 3.15 – Maillage et conditions limites

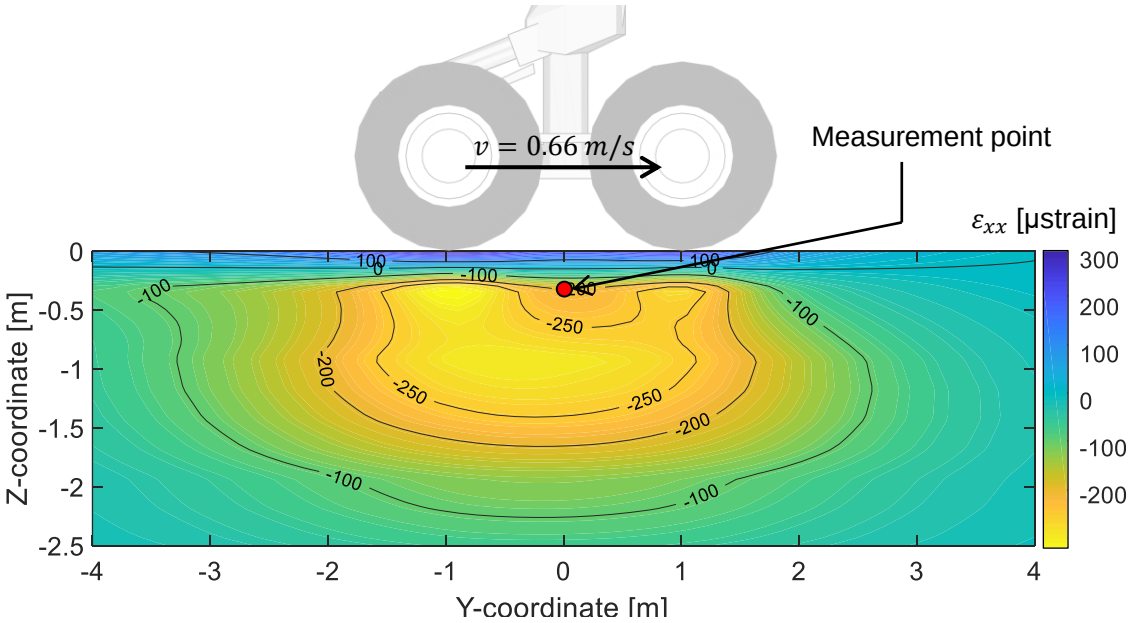


Figure 3.16 – Déformation transversale dans l'axe des roues (x = 70 cm)

La Figure 3.17 présente l'évolution de la déformation transversale au cours du temps, en un point fixe situé à la base de la couche d'enrobé dans l'axe des roues (voir Figure 3.16). Trois cas y sont présentés : « EXP » est une mesure de déformation lors du PEP tirée de Petitjean (2002), « FEM LE » est une simulation éléments finis en tenant compte d'un comportement élastique de l'enrobé et « FEM LVE » est une simulation éléments finis considérant un comportement viscoélastique de l'enrobé. Les deux déformations calculées, de même que la déformation mesurée, sont des extensions. Dans le cas FEM LE, la déformation mesurée au cours du temps est un signal symétrique et l'amplitude de déformation est la même au passage de chacune des deux roues. Au contraire, dans le cas FEM LVE,

la valeur de déformation correspondant au passage de la roue arrière est environ 20 % plus importante (en valeur absolue) que celle de la roue avant du boggie. Par ailleurs, la déformation transversale retourne plus lentement à zéro dans le cas FEM LVE que dans le cas FEM LE. Les calculs FEM LVE sont donc les plus proches des données expérimentales. Ceci démontre que le modèle éléments finis proposé est en mesure de simuler une charge roulante sur un massif viscoélastique.

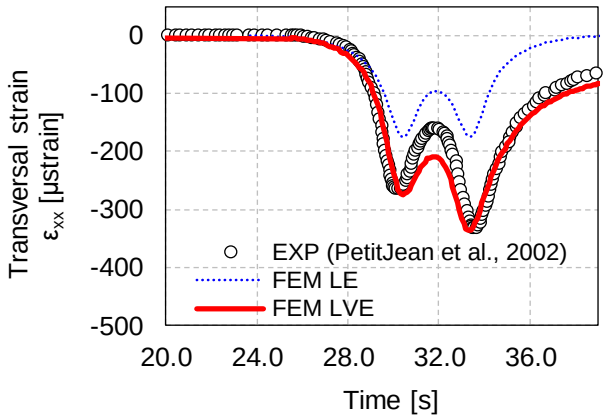


Figure 3.17 – Déformation transversale relevée au point de mesure (voir Figure 3.16) pour les mesures du PEP (EXP) et les simulations en considérant un comportement élastique (FEM LE) et viscoélastique (FEM LVE) des couches bitumineuses

3. III. 4. b. Simulation d'un boggie à trois essieux

L'objectif de ce paragraphe est de modéliser une charge complexe : l'atterrisseur principal d'un Airbus A350-1000. Il s'agit d'un boggie à six roues dont la géométrie est présentée en Figure 3.18. De même qu'à l'étude précédente, la symétrie de la charge est exploitée et permet de ne modéliser qu'une moitié du domaine en utilisant une condition de symétrie. La structure de chaussée utilisée est identique à celle du paragraphe précédent. La taille du domaine ainsi que le maillage sont également repris du cas précédent. Le comportement des matériaux bitumineux est ici considéré comme étant viscoélastique. La réponse mécanique de la chaussée dépend donc de la vitesse de sollicitation à laquelle elle est soumise. Une étude paramétrique est menée sur la vitesse du boggie.

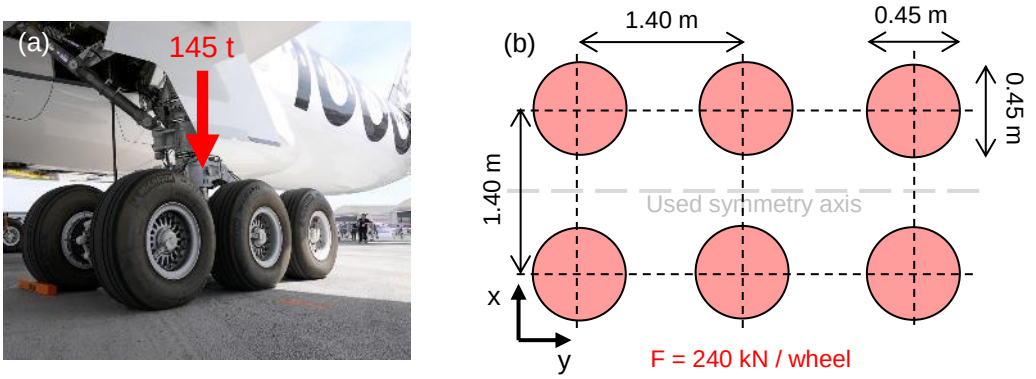


Figure 3.18 – Atterrisseur principal d'un Airbus A350-1000. (a) Photographie *flight-report.com*. (b) Géométrie utilisée pour les simulations numériques (d'après la base de données FICAV)

La Figure 3.19 présente les déformations transversale et longitudinale à la base de la couche GB, sous le passage de l'atterrisseur, à différentes vitesses de déplacement. L'allure générale des signaux montre une fois de plus que la déformation transversale s'accumule aux passages successifs des trois essieux. La déformation longitudinale semble moins sujette à cette accumulation. On observe également que les amplitudes de déformation sont dépendantes de la vitesse de déplacement de l'atterrisseur, conséquence du comportement viscoélastique de la couche supérieure de la chaussée. A 50 m/s l'accumulation de déformation transversale est nettement moins importante qu'à 1 m/s. On peut dès lors supposer que le dommage subit par la chaussée est plus élevé pour des faibles vitesses.

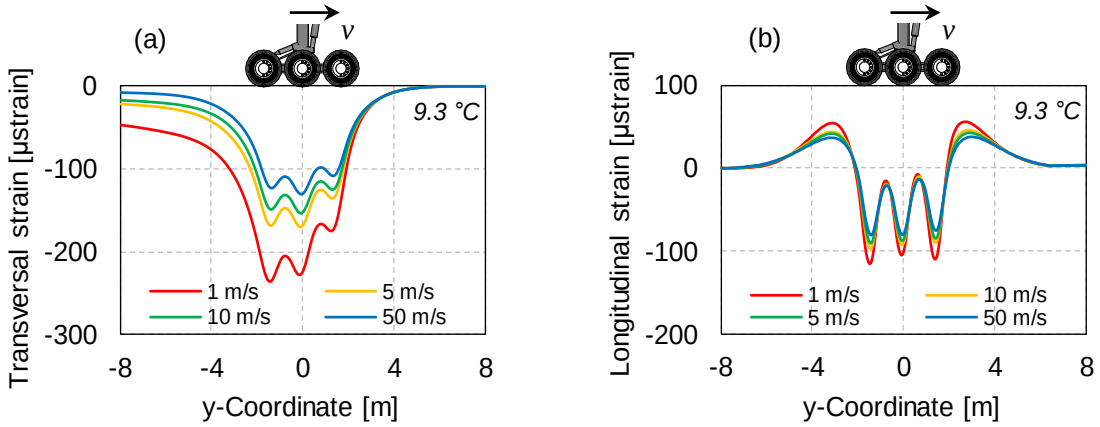


Figure 3.19 – Influence de la vitesse de déplacement d'un boggie à trois essieux sur les déformations (a) transversale et (b) longitudinale

3. IV. Méthode fréquentielle des Eléments Spectraux

Le second outil numérique présenté dans ce chapitre est la Méthode des Eléments Spectraux (MES). Il s'agit d'une méthode semi-analytique résolue dans le domaine fréquentiel. La structure de chaussée, est divisée en plusieurs éléments spectraux, correspondant chacun à une couche de chaussée, interagissant entre eux. A chaque fréquence, la réponse du modèle de chaussée est calculée pour une sollicitation harmonique, d'amplitude unitaire, appliquée dans la zone correspondant à la plaque de chargement HWD. Les réponses sont ensuite pondérées par les coefficients spectraux du signal de charge HWD pour obtenir la réponse fréquentielle sous un chargement donné, qui pourra également être observée dans le domaine temporel. Cette méthode est particulièrement intéressante pour les travaux présentés ici car elle est désignée par plusieurs auteurs comme étant parfaitement adaptée à la prise en compte du comportement viscoélastique linéaire.

Les développements mathématiques associés à la MES sont basés sur une description analytique des phénomènes mécaniques. Cela met en jeu les équations d'équilibre, les lois de comportement des matériaux ainsi que les conditions de frontière. Les sections suivantes résument la méthodologie de résolution et objectivent les choix faits pour ce travail de thèse. La MES est appliquée aux cas quasi-statique et dynamique. La mise en place d'un modèle quasi-statique, qui est peu réaliste pour simuler l'essai HWD, est justifiée par le besoin de pouvoir observer les effets liés à la viscoélasticité sans interaction avec les effets dynamiques.

La contribution de ces travaux à la MES réside dans la prise en compte des interfaces entre couches de chaussée. Dans la littérature scientifique actuelle, les frontières entre deux éléments spectraux sont

habituellement considérées comme parfaitement collées ou glissantes. Les méthodes introduites ici permettent l'introduction de lois de comportement pour les interfaces, permettant de les considérer comme élastiques ou viscoélastiques. Bien que ces développements aient, pour certains, déjà été mis en œuvre dans le cadre des méthodes statiques, comme la méthode de Burmister, ils sont encore peu appliqués aux méthodes dynamiques.

La MES sera validée et comparée à la MEF précédemment exposée. Ces deux méthodes permettront de réaliser une étude de sensibilité pour certains paramètres. Enfin, une procédure d'analyse inverse des essais HWD, basée sur la MES, sera proposée.

3. IV. 1. Description de l'équilibre dans un élément spectral

Considérons un élément spectral axisymétrique simulant une couche de chaussée d'épaisseur H, représenté en Figure 3.20. Le matériau constitutif de l'élément est homogène et son comportement est élastique linéaire isotrope. La combinaison des équations d'équilibre des contraintes, de la loi de Hooke et de l'expression des déformations en fonction du champ de déplacement $\boldsymbol{u} = (u \quad w)^t$ permet d'écrire l'Equation 3.16 pour le cas quasi-statique et l'Equation 3.17 (aussi connue comme équation de Lamé-Navier) pour le cas dynamique.

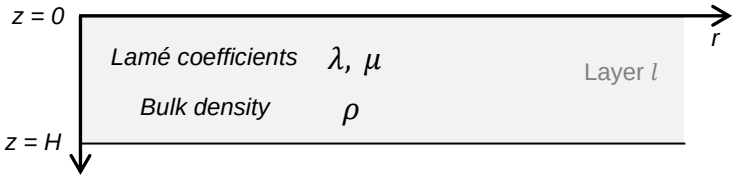


Figure 3.20 – Représentation d'un élément spectral

$$(\lambda + \mu)\,\mathbf{grad}(div\,\boldsymbol{u}) + \mu\,\Delta\boldsymbol{u} = 0 \qquad 3.16$$

$$(\lambda + \mu)\,\mathbf{grad}(div\,\boldsymbol{u}) + \mu\,\Delta\boldsymbol{u} = \rho\frac{\partial^2\boldsymbol{u}}{\partial t^2} \qquad 3.17$$

La résolution de ces équations dans les cas quasi-statique et dynamique permettra de déterminer les expressions analytiques des composantes du champ de déplacement en tout point de l'élément spectral. Les expressions 3.18 des contraintes normale σ_{zz} et de cisaillement σ_{rz} sont également requises pour la mise en place de conditions aux frontières de l'élément. La connaissance du champ de déplacement au sein de l'élément spectral permettra donc de déterminer les contraintes normale et de cisaillement.

$$\begin{cases} \sigma_{zz} = \lambda\left(\dfrac{\partial u}{\partial r} + \dfrac{u}{r} + \dfrac{\partial w}{\partial z}\right) + 2\mu\dfrac{\partial w}{\partial z} \\ \sigma_{rz} = \mu\left(\dfrac{\partial u}{\partial z} + \dfrac{\partial w}{\partial r}\right) \end{cases} \qquad 3.18$$

3. IV. 2. Expressions des déplacements et des contraintes au sein d'un élément spectral

3. IV. 2. a. Dans le cas de l'équilibre quasi-statique

La méthode présentée ici pour la résolution du cas de l'équilibre quasi-statique est inspirée de celle utilisée par Burmister (1945) pour le calcul de la réponse mécanique des chaussées à deux et trois couches soumises à un chargement statique. Elle consiste en la recherche d'une fonction de Love notée $\phi(r,z)$ et vérifiant le système d'équations 3.19 (Ike, 2019 ; Love, 1929, 1920 ; You, Yan, Hu, et al., 2016).

$$\begin{cases} u(r,z) = -\dfrac{\partial^2 \phi(r,z)}{\partial r \partial z} \\ w(r,z) = \left(\dfrac{\partial^2}{\partial r^2} + \dfrac{1}{r}\dfrac{\partial}{\partial r} + \dfrac{\mu}{\lambda+\mu}\dfrac{\partial^2}{\partial z^2}\right)\phi(r,z) \end{cases} \quad 3.19$$

Par substitution des expressions 3.19 dans l'équation 3.16, on retrouve l'équation de compatibilité biharmonique 3.20 de Burmister (1945). Les solutions particulières sont écrites par Liu (2018) sous la forme 3.21 pour la couche l. Elles satisfont ainsi à la fois les conditions de compatibilité et d'équilibre. Elles dépendent des constantes A_{lmn}, B_{lmn}, C_{lmn} et D_{lmn} à déterminer avec l'aide des conditions de frontière de l'élément, et de la fonction de Bessel de première espèce J_0. La variable m est le paramètre de Bessel. Les indices n et l soulignent la dépendance de ces constantes à une fréquence et à un élément spectral donnés. L'avantage de cette solution, par rapport à celle proposée par Burmister (1945) est l'absence d'exponentielle positive. Cela facilite considérablement les applications numériques en évitant la saturation lors des calculs avec de grandes valeurs de m. En introduisant la solution particulière obtenue dans les expressions de u, w, σ_{zz} et σ_{rz}, on obtient, pour un élément spectral donné, les relations 3.22 à 3.26, regroupées dans le Tableau 3.7.

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}\right)\phi(r,z) = 0 \quad 3.20$$

$$\phi_{lmn} = \left((A_{lmn} + zB_{lmn})e^{-mz} + (C_{lmn} + zD_{lmn})e^{-m(H_l - z)}\right) J_0(mr) \quad 3.21$$

Tableau 3.7 – Fonctions de réponse fréquentielles dans le cas de l'équilibre statique au sein d'une couche

Cas de l'équilibre Statique	
$\hat{u}_{mn}(r,z) = m^2 \begin{pmatrix} [-mA_{mn} + (1-mz)B_{mn}]e^{-mz} \\ +[mC_{mn} + (1+mz)D_{mn}]e^{-m(H-z)} \end{pmatrix} J_1(mr)$	3.22
$\hat{w}_{mn}(r,z) = m \begin{pmatrix} (-m^2 A_{mn} + [-2\gamma m - m^2 z]B_{mn})e^{-mz} \\ +(-m^2 C_{mn} + [2\gamma m - m^2 z]D_{mn})e^{-m(H-z)} \end{pmatrix} J_0(mr)$	3.23
$\hat{\sigma}_{zz,mn}(r,z) = m^3 \begin{pmatrix} \{2\mu m A_{mn} + \{[(3\gamma-\alpha)(\lambda+2\mu)+\lambda] + 2\mu mz\}B_{mn}\}e^{-mz} \\ +\{-2\mu m C_{mn} + \{[(3\gamma-\alpha)(\lambda+2\mu)+\lambda] - 2\mu mz\}D_{mn}\}e^{-m(H-z)} \end{pmatrix} J_0(mr)$	3.24

$$\hat{\sigma}_{rz,mn}(r,z) = \mu\, m^3 \begin{pmatrix} \{2mA_{mn} + \{-2(1-\gamma) + 2mz\}B_{mn}\}e^{-mz} \\ +\{2mC_{mn} + \{2(1-\gamma) + 2mH\}D_{mn}\}e^{-m(H-z)} \end{pmatrix} J_1(mr) \quad 3.25$$

$$\text{avec} \quad \alpha = \frac{\lambda+2\mu}{\lambda+\mu} \quad \text{et} \quad \gamma = \frac{\mu}{\lambda+\mu} \quad 3.26$$

Grâce à la linéarité des équations d'équilibre et de compatibilité, les solutions générales peuvent être formées en sommant les solutions particulières puis en pondérant la réponse à une fréquence donnée par le terme de chargement $\hat{P}_{HWD,mn}$. Le retour dans le domaine temporel peut être fait par une Transformée Inverse de Fourier Discrète (TIFD) en multipliant la solution générale par le terme $e^{i\omega_n t}$, ω_n étant la pulsation définie comme $\omega_n = 2\pi f_n$, puis en sommant sur les fréquences. L'expression temporelle d'une variable quelconque est présentée en Equation 3.27.

$$X(r,z,t) = \sum_{n=1}^{N}\sum_{m=1}^{M} \hat{P}_{HWD,mn}\, \hat{X}_{mn}(r,z)\, e^{i\omega_n t} \quad 3.27$$

3. IV. 2. b. Dans le cas de l'équilibre dynamique

Dans le cas dynamique, le comportement mécanique de l'élément spectral est gouverné par l'Equation 3.17. De même que dans la section précédente, on cherche ici à obtenir les expressions analytiques des déplacements u et w et des contraintes σ_{zz} et σ_{rz} pour une sollicitation sinusoïdale, appliquée dans la zone de chargement HWD. La méthodologie est reprise de Rizzi & Doyle (1992) et a été appliquée à la géométrie axisymétrique de l'essai HWD par Al-Khoury, Scarpas, Kasbergen, et al. (2001). Le théorème de Helmholtz donne une expression du champ de déplacement $\boldsymbol{u}$ en fonction d'un potentiel scalaire φ et d'un potentiel vectoriel $\boldsymbol{\psi} = (\psi_r \quad \psi_\theta)^t$. On obtient :

$$\boldsymbol{u} = \mathbf{grad}\, \varphi + \mathbf{rot}\, \boldsymbol{\psi} \quad 3.28$$

Dans une géométrie axisymétrique, la composante orthoradiale ψ_θ est la seule coordonnée non nulle du potentiel vecteur $\boldsymbol{\psi}$. Pour simplifier les notations, on pose $\psi_\theta = \psi$. En exprimant les opérateurs gradient et rotationnel, on obtient les expressions des composante radiale u et axiale w du champ de déplacement en fonction des potentiels (Equation 3.29).

$$\begin{cases} u = \dfrac{\partial \varphi}{\partial r} - \dfrac{\partial \psi}{\partial z} \\ w = \dfrac{\partial \varphi}{\partial z} + \dfrac{1}{r}\dfrac{\partial (r\psi)}{\partial r} \end{cases} \quad 3.29$$

Puis, en introduisant les expressions du champ de déplacement u et w dans l'équation de Lamé-Navier (3.17), on obtient le système d'équations 3.30. Les vitesses c_p des ondes P et c_s des ondes S ont été identifiées selon les expressions 4.2.

$$\begin{cases} \nabla^2 \varphi = \dfrac{1}{c_p^2}\ddot{\varphi} \\ \nabla^2 \psi = \dfrac{1}{c_s^2}\ddot{\psi} \end{cases} = \begin{cases} \dfrac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + \dfrac{1}{r}\dfrac{\partial \varphi}{\partial r} + \dfrac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = \dfrac{1}{c_p^2}\dfrac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} \\ \dfrac{\partial^2 \psi}{\partial r^2} + \dfrac{1}{r}\dfrac{\partial \psi}{\partial r} + \dfrac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} - \dfrac{\psi}{r^2} = \dfrac{1}{c_s^2}\dfrac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} \end{cases} \quad 3.30$$

$$c_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad \text{et} \quad c_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \tag{3.31}$$

Les équations du système 3.30 sont résolues grâce à des méthodes de séparation des variables non détaillées ici. On obtient ainsi les solutions particulières (Equation 3.32) des potentiels scalaire et vecteur pour une pulsation ω_n et un nombre d'onde k_m donnés. Ces expressions dépendent des nombres d'onde des ondes de compression k_{pzmn} et des ondes de cisaillement k_{szmn}, dont les expressions sont données en équations 3.33, ainsi que des deux fonctions de Bessel de première espèce J_0 et J_1. Les constantes A_{mn} et B_{mn} dépendent des conditions limites.

$$\begin{cases} \hat{\varphi}_{mn}(r,z) = A_{mn} e^{-ik_{pzmn}z} J_0(k_m r) \\ \hat{\psi}_{mn}(r,z) = B_{mn} e^{-ik_{szmn}z} J_1(k_m r) \end{cases} \tag{3.32}$$

$$k_{pzmn} = \sqrt{\frac{\omega_n^2}{c_p^2} - k_m^2} \qquad k_{szmn} = \sqrt{\frac{\omega_n^2}{c_s^2} - k_m^2} \tag{3.33}$$

Lors de l'essai HWD, l'impact en surface produit des ondes incidentes qui, lorsqu'elles rencontrent une discontinuité physique, génèrent des ondes réfléchies. Or, les expressions des potentiels précédemment déterminées ne prennent en compte que les ondes incidentes, qui se propagent selon la direction z. Les ondes réfléchies sur la frontière opposée d'un élément de couche de hauteur H se propagent selon la direction $H - z$ et doivent être superposées aux ondes incidentes. Les potentiels des ondes réfléchies sont donc sommés à ceux des ondes incidentes. On obtient les expressions 3.34. Les constantes A_{mn}, B_{mn}, C_{mn} et D_{mn} sont à déterminer en fonction des conditions de frontière imposées à l'élément spectral. Leurs dépendances à la fréquence et au nombre d'onde sont indiquées par les indices n et m. Trois types de conditions de frontière seront définis selon que la frontière se trouve en surface, entre deux éléments, ou bien en profondeur.

$$\begin{cases} \hat{\varphi}_{mn}(r,z) = \left(A_{mn} e^{-ik_{pzmn}z} + C_{mn} e^{-ik_{pzmn}(H-z)}\right) J_0(k_m r) \\ \hat{\psi}_{mn}(r,z) = \left(B_{mn} e^{-ik_{szmn}z} + D_{mn} e^{-ik_{szmn}(H-z)}\right) J_1(k_m r) \end{cases} \tag{3.34}$$

Le principe de superposition est au centre de la méthode des éléments spectraux. Il est applicable aux potentiels car les équations de ces derniers sont linéaires. Cela signifie que les sommes infinies des solutions particulières $\hat{\varphi}_{mn}$ et $\hat{\psi}_{mn}$ sur les nombres d'onde sont solutions de ces équations. En pratique, on sommera sur un grand nombre de nombre d'onde, noté M (Equation 3.35). Une étude de sensibilité sera menée pour déterminer une valeur de M suffisante. Une seconde sommation sur les fréquences permet de réaliser une transformation de Fourier inverse et d'obtenir les expressions des potentiels dans le domaine temporel. Le nombre de fréquences à inclure dans la somme dépend des fréquences excitées lors de l'essai HWD, et par conséquent du contenu spectral du chargement imposé en surface de la chaussée. On se limitera ici à 250 Hz avec un pas de 1 Hz.

$$\begin{cases} \varphi(r,z,t) = \sum_{n=1}^{N}\sum_{m=1}^{M}\left(A_{mn}e^{-ik_{pzmn}z} + C_{mn}e^{-ik_{pzmn}(H-z)}\right) J_0(k_m r)\, e^{-i\omega_n t} \\ \psi(r,z,t) = \sum_{n=1}^{N}\sum_{m=1}^{M}\left(B_{mn}e^{-ik_{szmn}z} + D_{mn}e^{-ik_{szmn}(H-z)}\right) J_1(k_m r)\, e^{-i\omega_n t} \end{cases} \quad 3.35$$

Les expressions des potentiels scalaire et vecteur étant maintenant connues au sein d'une couche donnée (Equation 3.34), leur introduction dans l'Equation 3.29 permet de déterminer l'expression des déplacements axial et radial puis des contraintes normale et de cisaillement (Equations 3.37 à 3.40). De même que les potentiels, ces expressions doivent être sommées sur les nombres d'onde pour reconstituer une solution générale. En vertu de la linéarité du système, elles sont également pondérées par le terme relatif au chargement $\hat{P}_{HWD,mn}$ puis multipliées par le terme $e^{i\omega_n t}$ et sommées sur les fréquences afin de réaliser une Transformée Inverse de Fourier Discrète (TIFD). Pour une variable quelconque, notée X, qui peut être u, w, σ_{zz} ou σ_{rz}, la solution globale est exprimée ci-dessous :

$$X(r,z,t) = \sum_{n=1}^{N}\sum_{m=1}^{M} \hat{P}_{HWD,mn}\, \hat{X}_{mn}(r,z)\, e^{i\omega_n t} \quad 3.36$$

Tableau 3.8 – Fonctions de Réponse Fréquentielles dans le cas de l'équilibre dynamique au sein d'une couche

Cas de l'équilibre dynamique	
$\hat{u}_{mn}(r,z) = \begin{pmatrix} -A_{mn}k_m e^{-izk_{pzmn}} + iB_{mn}k_{sz}e^{-izk_{pzmn}} \\ -C_{mn}k_m e^{-i(H-z)k_{pzmn}} - iD_{mn}k_{szmn}e^{-i(H-z)k_{szmn}} \end{pmatrix} J_1(k_m r)$	3.37
$\hat{w}_{mn}(r,z) = \begin{pmatrix} -iA_{mn}k_{pzmn}e^{-izk_{pzmn}} + B_{mn}k_m e^{-izk_{szmn}} \\ +iC_{mn}k_{pzmn}e^{-i(H-z)k_{pzmn}} + D_{mn}k_m e^{-i(H-z)k_{szmn}} \end{pmatrix} J_0(k_m r)$	3.38
$\hat{\sigma}_{zzmn}(r,z) = \mu\begin{pmatrix} -A_{mn}\left(k_{szmn}^2 - {k_m}^2\right)e^{-izk_{pzmn}} - 2iB_{mn}k_m k_{szmn}e^{-izk_{szmn}} \\ -C_{mn}\left(k_{szmn}^2 - {k_m}^2\right)k_{pzmn}e^{-i(H-z)k_{pzmn}} + 2iD_{mn}k_m k_{szmn}e^{-i(H-z)k_{szmn}} \end{pmatrix} J_0(k_m r)$	3.39
$\hat{\sigma}_{rz}(r,z) = \mu\begin{pmatrix} 2iA_{mn}k_m k_{pzmn}e^{-izk_{pzmn}} + B_{mn}\left(k_{szmn}^2 - {k_m}^2\right)e^{-izk_{szmn}} \\ -2iC_{mn}k_m k_{pzmn}e^{-i(H-z)k_{pzmn}} + D_{mn}\left(k_{szmn}^2 - {k_m}^2\right)e^{-i(H-z)k_{szmn}} \end{pmatrix} J_1(k_m r)$	3.40

3. IV. 3. Conditions de frontière des éléments spectraux

Pour une structure à L couches, on distingue trois types de frontière. La frontière de surface du premier élément spectral, reçoit le chargement HWD. Les $L-1$ frontières entre deux éléments spectraux intègrent les conditions d'interface. La frontière en profondeur, en face inférieure du dernier élément spectral, simule l'infinité en profondeur de la dernière couche. Les conditions de frontière permettent de déterminer les constantes A_{lmn}, B_{lmn}, C_{lmn} et D_{lmn} ainsi que la répartition spatio-fréquentielle du chargement $\hat{P}_{HWD,mn}$, définies lors de la résolution des équations d'équilibre statique et dynamique. La définition de ces conditions est physiquement gouvernée par la continuité (ou discontinuité) des déplacements radiaux u et axiaux w et des contraintes normale σ_{zz} et tangentielle σ_{rz} entre deux éléments voisins.

3. IV. 3. a. Frontière de surface

Le chargement HWD, noté P_{HWD}, est appliqué à la surface du premier élément spectral, en $z = 0\ m$. Une contrainte verticale est appliquée sur la zone correspondant à la plaque de chargement du HWD (Figure 3.21). Le reste de la surface est libre, ce qui signifie que les contraintes normale et de cisaillement y sont nulles. Le chargement HWD est décrit en Equation 3.41 par un historique temporel $F(t)$ et une distribution spatiale $S(r)$.

$$P_{HWD}(r,t) = F(t)\,S(r) \tag{3.41}$$

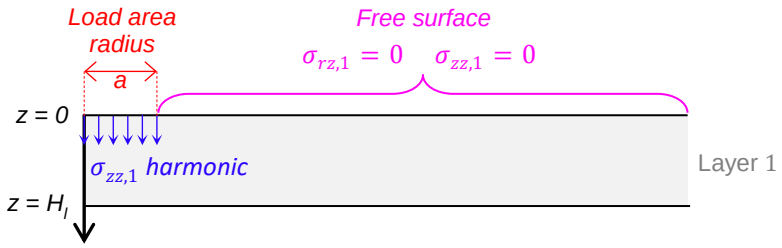


Figure 3.21 – Conditions de frontière à la surface du premier élément spectral

L'expression de la distribution spatiale du chargement pour une plaque de rayon a est ainsi donnée en Equation 3.42. L'historique temporel doit être décrit dans le domaine des fréquences et la distribution spatiale dans le domaine des nombres d'onde. On introduit pour cela $\hat{F}$ la transformée de Fourier de la fonction F, ainsi que $\hat{S}$ la transformée de Fourier-Bessel de la fonction S. Le chargement est maintenant décrit par $\hat{P}_{HWD,mn}$ en Equation 3.43.

$$S(r) = \begin{cases} 1\ si\ r < a \\ 0\ si\ r \geq a \end{cases} \tag{3.42}$$

$$\hat{P}_{HWD,mn}(k_m, \omega_n) = \hat{F}(\omega_n)\hat{S}(k_m) \tag{3.43}$$

A la frontière supérieure du premier élément spectral, les conditions à appliquer sont les suivantes :

$$\begin{cases} \hat{\sigma}_{zz,1mn}(z=0) = \hat{P}_{HWD,mn} \\ \hat{\sigma}_{rz,1mn}(z=0) = 0 \end{cases} \tag{3.44}$$

Pour un chargement uniformément réparti, les coefficients de distribution $\hat{S}$ sont donnés par Kreyszig (2009) en Equation 3.45 pour le nombre d'onde k_m. α_m désigne la m-ième racine de la fonction de Bessel J_0. La détermination de cette fonction de distribution nécessite de fixer une distance radiale R au-delà de laquelle les déplacements, les contraintes et les déformations sont nuls. La valeur du paramètre R est donc à optimiser pour s'assurer qu'elle n'affecte pas les déflexions calculées. La Figure 3.22 montre qu'au-delà de la valeur $R = 150\ m$, les réflexions d'onde ne sont plus visibles sur les historiques temporels de déflexion. Cette valeur est donc retenue pour la simulation de l'essai HWD par la MES.

$$\hat{S}(k_m) = \frac{2a}{\alpha_m\, R\, J_1(\alpha_m)}\, J_1\left(\frac{\alpha_m}{R}a\right) \tag{3.45}$$

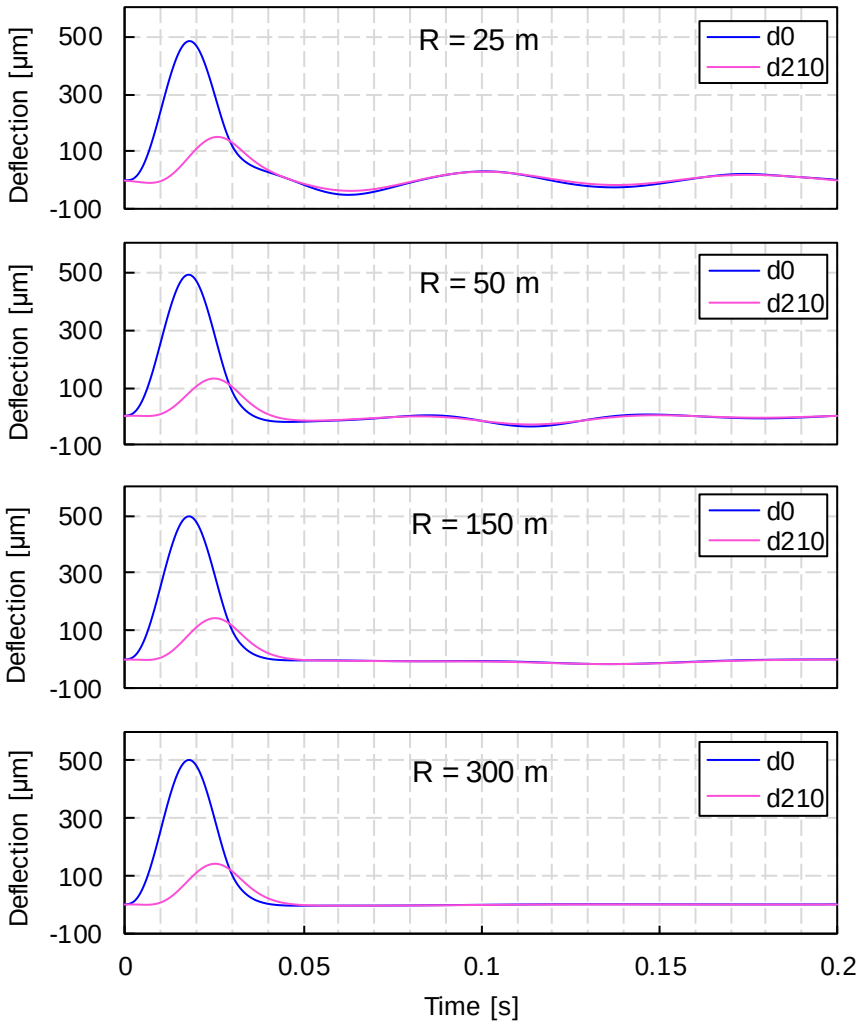


Figure 3.22 – Historiques de déflexion calculés avec différentes valeurs du paramètre R. Le paramètre M est ici fixé à 8 000.

La Figure 3.23 représente l'évolution du coefficient de distribution en fonction de la valeur du paramètre m pour trois valeurs de R. Le coefficient de distribution oscille autour de la valeur zéro. Lors de la somme sur les nombres d'ondes, il est donc préférable de sommer sur un nombre entier de cycles. On observe que pour une valeur de m donnée, plus la distance radiale R est grande, plus la longueur d'onde des oscillations est grande. En pratique, la somme sur le paramètre m s'arrête à une valeur $m = M$ qui reste à déterminer, au-delà de laquelle la somme n'évolue plus de façon significative. Cela signifie que, plus la distance R est grande, plus il faut que M soit grand pour décrire correctement le comportement mécanique de la chaussée.

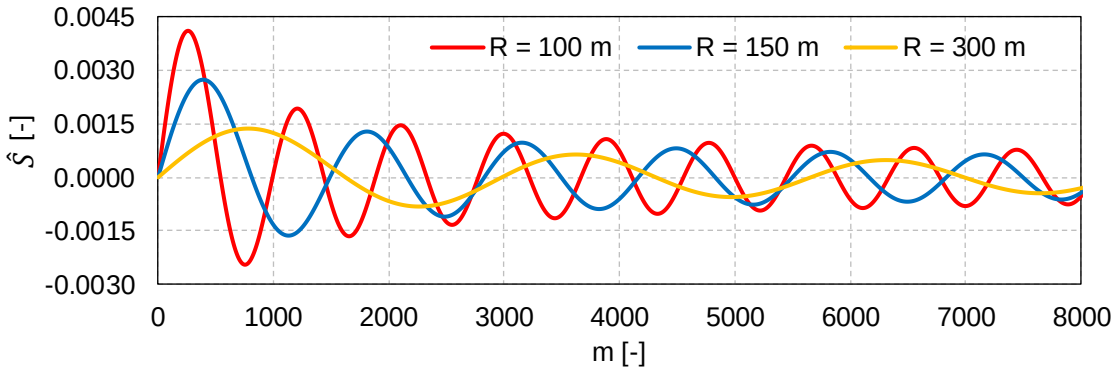


Figure 3.23 – Coefficient de distribution spatiale $\hat{S}$ en fonction du paramètre m, pour une plaque de chargement de 22.5 cm de rayon

La Figure 3.24 décrit l'évolution des déflexions maximales calculées à neuf distances radiales différentes en fonction de la valeur du paramètre M. On constate que les valeurs de déflexion convergent lorsque M devient supérieur à 4000. Il est décidé de prendre $M = 5498$, de telle sorte que les quatre premiers cycles de la fonction de distribution spatiale soient pris en compte. Remarquons que la valeur du paramètre M dépend du rayon de la plaque de chargement (ici 22.5 cm) car ce dernier est impliqué dans l'expression du coefficient de distribution. C'est pourquoi des études spécifiques pour une plaque de 15 cm de rayon ont été menées par Al-Khoury, Scarpas, Kasbergen, et al. (2001) et Grenier (2007).

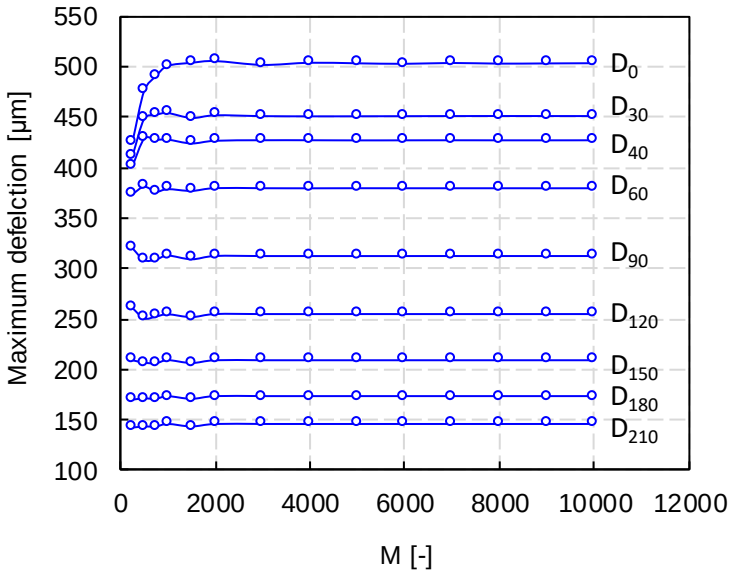


Figure 3.24 – Déflexions maximales calculées avec différentes valeurs du paramètre M. Le paramètre R est ici fixé à 300 m.

3. IV. 3. b. Frontière entre deux éléments spectraux

La frontière entre deux éléments spectraux correspond à l'interface entre deux couches de chaussée. Dans les travaux présentés ici, trois conditions d'interface ont été explorées. Ces trois conditions sont traduites par la continuité (ou discontinuité) des déplacements radiaux u et axiaux w et des contraintes normale σ_{zz} et tangentielle σ_{rz} entre deux éléments voisins. La Figure 3.25 schématise une interface entre deux éléments spectraux et précise les variables concernées.

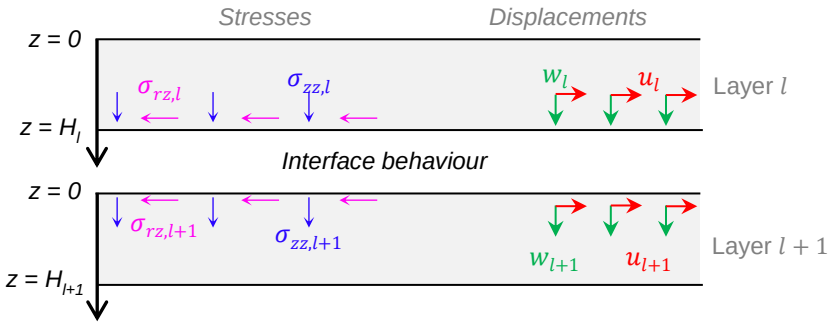


Figure 3.25 – Schéma d'une frontière entre les éléments spectraux l et l+1

(1) Interface parfaitement collée

L'interface parfaitement collée est le cas le plus fréquemment utilisé pour la simulation de l'essai HWD. Cette condition d'interface entre les couches l et $l+1$ consiste en une continuité des déplacements u et w et des contraintes σ_{zz} et σ_{rz} entre la surface inférieure de la couche l ($z = H_l$) et la surface supérieure de la couche $l+1$ ($z = 0$). Elle est traduite par le système d'équations 3.46.

$$\begin{cases} \hat{\sigma}_{zz,l}(z = H_i) = \hat{\sigma}_{zz,l+1}(z = 0) \\ \hat{w}_l(z = H_l) = \hat{w}_{l+1}(z = 0) \\ \hat{\sigma}_{rz,l}(z = H_l) = \hat{\sigma}_{rz,l+1}(z = 0) \\ \hat{u}_l(z = H_l) = \hat{u}_{l+1}(z = 0) \end{cases} \quad 3.46$$

(2) Interface glissante

Une interface glissante peut être obtenue en annulant les contraintes de cisaillement σ_{rz} de chacune des couches au niveau de l'interface (Equation 3.47). La continuité du déplacement axial et de la contrainte normale est assurée. Aucune condition n'est imposée sur le déplacement radial. Il existe alors une discontinuité des déplacements horizontaux au niveau de l'interface.

$$\begin{cases} \hat{\sigma}_{zz,l}(z = H_i) = \hat{\sigma}_{zz,l+1}(z = 0) \\ \hat{w}_l(z = H_l) = \hat{w}_{l+1}(z = 0) \\ \hat{\sigma}_{rz,l}(z = H_l) = 0 \\ \hat{\sigma}_{rz,l+1}(z = 0) = 0 \end{cases} \quad 3.47$$

(3) Interface avec loi de comportement élastique ou viscoélastique

L'introduction d'une loi de comportement à l'interface est possible en définissant une raideur d'interface, notée K, comme le ratio entre la contrainte de cisaillement σ_{rz} et la différence de déplacement radial de part et d'autre de l'interface Δu (Equation 3.48). Il s'agit d'une adaptation de la loi

de comportement élastique linéaire isotrope (ou loi de Hooke) aux interfaces. Cette relation est parfois appelée loi de Goodman & Popov (1968). Les conditions à prendre en compte à l'interface sont rassemblées en Equation 3.49. Cette loi sera appliquée au comportement viscoélastique (section 3. IV. 4).

$$K = \frac{\sigma_{rz}}{\Delta u} \tag{3.48}$$

$$\begin{cases} \hat{\sigma}_{zz,l}(z = H_i) = \hat{\sigma}_{zz,l+1}(z = 0) \\ \hat{w}_l(z = H_l) = \hat{w}_{l+1}(z = 0) \\ \hat{\sigma}_{rz,l}(z = H_l) = K\big(\hat{u}_l(z = H_l) - \hat{u}_{l+1}(z = 0)\big) \\ \hat{\sigma}_{rz,l+1}(z = 0) = K\big(\hat{u}_l(z = H_l) - \hat{u}_{l+1}(z = 0)\big) \end{cases} \tag{3.49}$$

3. IV. 3. c. Frontière profonde

La simulation de conditions infinies en profondeur se traduit par l'annulation de tous les termes de déplacement, de déformation et de contrainte (Figure 3.26). Pour l'élément spectral L, on obtient les expressions 3.50. Cela implique que les ondes réfléchies, qui se propagent dans la direction $H - z$ ne doivent pas être modélisées, forçant les constantes C_{mn} et D_{mn} à être nulles pour l'élément spectral L. Les constantes A_{mn} et B_{mn} seront déterminées grâce aux conditions appliquées à la frontière supérieure de l'élément L.

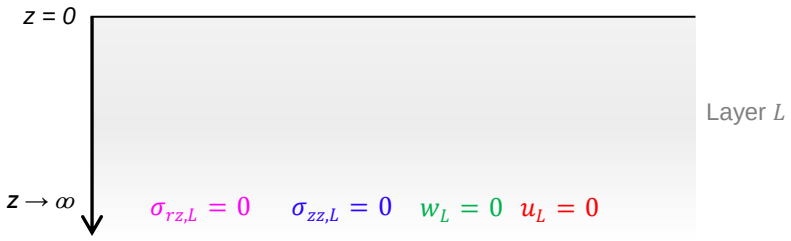


Figure 3.26 – Conditions de frontière en profondeur sur le dernier élément spectral

$$\begin{cases} \hat{\sigma}_{zz,L} \underset{z\to\infty}{\longrightarrow} 0 \\ \hat{w}_L \underset{z\to\infty}{\longrightarrow} 0 \\ \hat{\sigma}_{rz,L} \underset{z\to\infty}{\longrightarrow} 0 \\ u_L \underset{z\to\infty}{\longrightarrow} 0 \end{cases} \tag{3.50}$$

3. IV. 4. Généralisation au comportement viscoélastique

Al-Khoury, Scarpas, Kasbergen, et al. (2002) ont montré que les modules complexes E^* des matériaux peuvent être directement utilisés avec la MES. Ils sont écrits sous la forme d'une partie réelle E_1 et d'une partie imaginaire E_2 ou bien d'une norme $|E^*|$ et d'un angle de phase φ (Equation 3.51). L'intégration des modèles rhéologiques linéaires viscoélastiques dans la MES est donc facilitée et passe

simplement par un calcul du module complexe à chaque fréquence. Par exemple, le modèle 2S2P1D, dont le module complexe est présenté en Equation 3.52, pourra être utilisé pour modéliser le comportement des enrobés bitumineux constitutifs des chaussés souples.

$$E^* = E_1 + iE_2 = |E^*|e^{i\varphi} \quad 3.51$$

$$E^*_{2S2P1D}(\omega) = E_{00} + \frac{E_0 - E_{00}}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h} + (i\omega\beta\tau)^{-1}} \quad 3.52$$

La viscoélasticité linéaire pourra, de la même façon, être introduite pour la modélisation des interfaces entre deux couches d'enrobé. La raideur d'interface, définie précédemment, devient alors une grandeur complexe qui évolue suivant les fréquences. Attia, Di Benedetto, Sauzéat, et al. (2018) ont montré, au travers d'essais de laboratoire, que le modèle 2S2P1D (Equation 3.53) peut être utilisé pour la simulation du comportement des interfaces faites de matériaux bitumineux.

$$K^*_{2S2P1D}(\omega) = K_{00} + \frac{K_0 - K_{00}}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h} + (i\omega\beta\tau)^{-1}} \quad 3.53$$

3. IV. 5. Méthode de calcul

Les applications numériques de la MES sont réalisées avec le logiciel Matlab®, qui utilise un langage interprété avec de nombreuses fonctions implémentées. Le chargement HWD est d'abord décomposé sur une base spectrale. La méthode de calcul principalement utilisée pour la MES consiste en la construction d'une matrice de rigidité dynamique, puis en la détermination directe des déplacements en des points (appelés nœuds) situés en $r = 0$ à la base et au sommet de chaque élément spectral (Al-Khoury, Scarpas, Kasbergen, et al., 2001b ; Cao, Zhao, Liu, et al., 2018 ; El Ayadi, Picoux, Lefeuve-Mesgouez, et al., 2012 ; Grenier, Konrad, & LeBœuf, 2009). La méthode proposée ici procède en deux étapes. Puis les variables désirées sont calculées directement en ayant, au préalable, déterminé les coefficients A_{lmn}, B_{lmn}, C_{lmn} et D_{lmn} $(1 \leq l \leq L)$ pour chaque couche, chaque fréquence et chaque nombre d'onde. Bien que l'efficacité informatique de la méthode puisse être réduite par rapport à la méthode classiquement observée dans la littérature, cela permet de prendre en compte plus facilement les lois de comportement au niveau des interfaces. Enfin, la réponse fréquentielle de la chaussée est pondérée par la répartition spatio-fréquentielle du chargement, préalablement définie. Les grandeur calculées (déflexions par exemple) peuvent être facilement observées dans le domaine temporel grâce à la théorie de Fourier. Ces étapes sont synthétisées en Figure 3.27 et décrites en détails dans les sections suivantes.

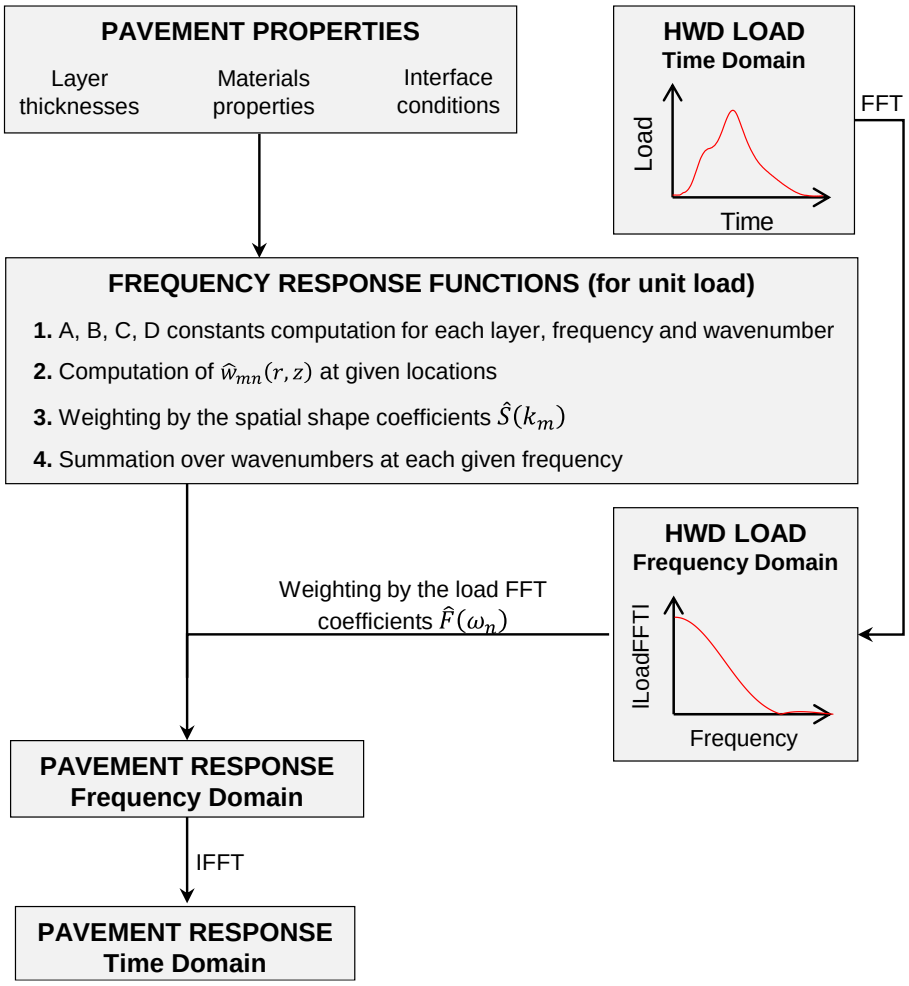


Figure 3.27 – Principe de calcul des déflexions par la méthode des éléments spectraux

3. IV. 5. a. Transformée de Fourier discrète du chargement

La Transformée de Fourier Discrète du chargement HWD est prise grâce à l'algorithme de *Fast Fourier Transform (FFT)* disponible dans Matlab® (Frigo & Johnson, 1998). Pour les signaux de charge provenant d'essais HWD, le nombre d'échantillons est augmenté de sorte que le pas fréquentiel de la FFT corresponde à celui choisi dans la MES, soit 1 Hz. L'augmentation de la taille du signal de charge est opérée par l'ajout d'une série de zéros à la fin de ce dernier. Les signaux de charge des essais HWD reviennent en général à une valeur nulle (ou négligeable), ce qui ne pose en général pas de problème de discontinuité entre la dernière valeur du signal et la série de zéros.

3. IV. 5. b. Détermination des coefficients liés aux conditions de frontière

La mise sous forme matricielle 3.54 de toutes les équations de conditions aux frontières permet d'isoler un vecteur $\boldsymbol{I}$ contenant les coefficients A_{lmn}, B_{lmn}, C_{lmn} et D_{lmn} de toutes les couches, une matrice $\boldsymbol{M}$ dans laquelle sont stockées les constantes relatives aux variables u, w, σ_{zz} et σ_{rz} ainsi qu'un vecteur $\boldsymbol{T}$ relatif au chargement. Le chargement utilisé pour ce calcul est unitaire. La réponse fréquentielle du système sera ensuite pondérée par la distribution spatio-fréquentielle $\hat{P}_{HWD,mn}$ définie plus haut. Les coefficients A_{lmn}, B_{lmn}, C_{lmn} et D_{lmn} peuvent donc être obtenus par inversion de la matrice carrée $\boldsymbol{M}$ (Equation 3.55).

$$\underbrace{\begin{pmatrix} \boldsymbol{M_1} & \boldsymbol{0_{2,4}} & \cdots & \boldsymbol{0_{2,4}} & \boldsymbol{0_{2,2}} \\ \boldsymbol{L_2} & \boldsymbol{-M_2} & \ddots & \vdots & \vdots \\ \boldsymbol{0_{2,4}} & \ddots & \ddots & \boldsymbol{0_{2,4}} & \vdots \\ \vdots & \ddots & \ddots & \ddots & \boldsymbol{0_{2,2}} \\ \boldsymbol{0_{2,4}} & \cdots & \boldsymbol{0_{2,4}} & \boldsymbol{L_L} & \boldsymbol{-M_L} \end{pmatrix}}_{\boldsymbol{M}} \underbrace{\begin{pmatrix} A_{1mn} \\ B_{1mn} \\ C_{1mn} \\ D_{1mn} \\ A_{2mn} \\ B_{2mn} \\ C_{2mn} \\ D_{2mn} \\ \vdots \\ A_{Lmn} \\ B_{Lmn} \end{pmatrix}}_{\boldsymbol{I}} = \underbrace{\begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ 0 \end{pmatrix}}_{\boldsymbol{T}} \quad 3.54$$

$$\boldsymbol{I = M^{-1}T} \quad 3.55$$

La sous-matrice $\boldsymbol{M_1}$ est relative au premier élément spectral et correspond à la mise sous forme matricielle du système d'équations 3.44. Les sous-matrices $\boldsymbol{L_l}$ et $\boldsymbol{M_l}$ $(2 \leq l \leq L)$ résultent de la mise sous forme matricielle des systèmes d'équations 3.46, 3.47 et 3.49. Comme indiqué en Equations 3.56 à 3.58, la sous-matrice $\boldsymbol{L_l}$ rassemble les variables du bas de la couche l et la sous-matrice $\boldsymbol{M_l}$ les variables du haut de l'élément spectral $l+1$**.**

$$\overbrace{\begin{pmatrix} \hat{\sigma}_{zz,l} \\ \hat{w}_l \\ \hat{\sigma}_{rz,l} \\ \hat{u}_l \end{pmatrix}}^{\boldsymbol{L_l}}_{z=H_l} - \overbrace{\begin{pmatrix} \hat{\sigma}_{zz,l+1} \\ \hat{w}_{l+1} \\ \hat{\sigma}_{rz,l+1} \\ \hat{u}_{l+1} \end{pmatrix}}^{\boldsymbol{M_l}}_{z=0} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad 3.56$$

$$\overbrace{\begin{pmatrix} \hat{\sigma}_{zz,l} \\ \hat{w}_l \\ \hat{\sigma}_{rz,l} \\ 0 \end{pmatrix}}^{\boldsymbol{L_l}}_{z=H_l} - \overbrace{\begin{pmatrix} \hat{\sigma}_{zz,l+1} \\ \hat{w}_{l+1} \\ 0 \\ \hat{\sigma}_{rz,l+1} \end{pmatrix}}^{\boldsymbol{M_l}}_{z=0} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad 3.57$$

$$\overbrace{\begin{pmatrix} \hat{\sigma}_{zz,l} \\ \hat{w}_l \\ \hat{\sigma}_{rz,l} + K\,\hat{u}_l \\ K\,\hat{u}_l \end{pmatrix}}^{\boldsymbol{L_l}}_{z=H_l} - \overbrace{\begin{pmatrix} \hat{\sigma}_{zz,l+1} \\ \hat{w}_{l+1} \\ K\,\hat{u}_{l+1} \\ \hat{\sigma}_{rz,l} - K\,\hat{u}_{l+1} \end{pmatrix}}^{\boldsymbol{M_l}}_{z=0} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad 3.58$$

3. IV. 5. c. Calcul des Fonctions de Réponse Fréquentielles

La Fonction de Réponse Fréquentielle (FRF) est définie ici comme le rapport de la déflexion et de la charge (en contrainte) dans le domaine fréquentiel. La FRF, telle qu'elle est définie ici, n'est applicable qu'aux systèmes supposés linéaires. Dans le cas de la simulation de l'essai HWD par la MES, la FRF peut être identifiée au moment de la somme sur les nombres d'onde (Equation 3.59). La FRF est donc directement calculée par la MES. Cette particularité sera exploitée dans les prochains chapitres pour l'analyse des essais HWD.

$$w(r,z,t) = \sum_{n=1}^{N} \hat{F}(\omega_n)\, e^{i\omega_n t} \underbrace{\sum_{m=1}^{M} \hat{S}(k_m)\, \widehat{w}_{mn}(r,z)}_{FRF\left(w(r,z)\right)} \qquad 3.59$$

3. IV. 5. d. Retour dans le domaine temporel

Le retour dans le domaine temporel est réalisé en prenant la Transformée de Fourier Inverse des déflexions fréquentielles grâce à l'algorithme *Inverse Fast Fourier Transform (IFFT)* du logiciel Matlab®. Les signaux de déflexions fréquentielles sont des grandeurs complexes. Avant la IFFT, la partie réelle des déflexions fréquentielles doit être symétrisée et leur partie imaginaire antisymétrisée. Le nombre d'échantillons dans le domaine temporel est ajusté de telle sorte que la IFFT renvoie un signal avec un pas temporel de 0.25 ms.

3. V. Comparaisons des deux méthodes

3. V. 1. Comparaison des résultats calculés par les deux méthodes

La comparaison des résultats obtenus avec les deux méthodes mises en place permettra de valider la mise en œuvre de la MES et confortera l'utilisation de la MEF. La comparaison est majoritairement centrée sur l'étude des déflexions car il s'agit de la grandeur « mesurée » lors des essais HWD. Les différences constatées en termes de précision, de prise en compte des conditions limites et de durées de calcul, permettront de privilégier une méthode ou l'autre pour l'application à l'analyse des données HWD.

3. V. 1. a. Comparaison des bassins (pseudo-)statiques de déflexion

La structure de chaussée choisie pour la comparaison des maxima de déflexion est présentée dans le Tableau 3.9. Il s'agit d'une chaussée constituée de quatre couches dont les matériaux ont un comportement élastique. Les coefficients de Poisson ainsi que les masses volumiques des matériaux sont des paramètres fixes tandis que les épaisseurs de couches et les modules d'Young sont tirés aléatoirement dans les gammes indiquées pour chaque simulation. La charge appliquée est un demi-sinus, représentatif d'un chargement HWD de 280 kN d'amplitude et d'une durée de 30 ms. L'étude est réalisée dans les cas quasi-statique et dynamique. Dans chacun de ces deux cas, 200 simulations sont réalisées. Chaque simulation est réalisée d'une part avec la MEF et d'autre part avec la MES. La Figure 3.28 compare les résultats obtenus en termes de déflexion maximale centrale (D_0) et à des distances radiales de 50, 120 et 240 cm (D_{50}, D_{120} et D_{240}). De très bonnes corrélations sont observées entre les MEF et MES, tant dans le cas statique que dans le cas dynamique.

Tableau 3.9 – Structure de chaussée utilisée pour la comparaison des maxima de déflexion

Layer	Thickness [cm]	Young Modulus [MPa]	Poisson's ratio [-]	Bulk density [kg/m^3]
EB1	[2, 20]	[3 000, 30 000]	0.30	2 500
EB2	[2, 20]	[3 000, 30 000]	0.30	2 500
GNT	[20, 80]	[100, 800]	0.35	2 000
SOL	∞	[20, 200]	0.35	2 000

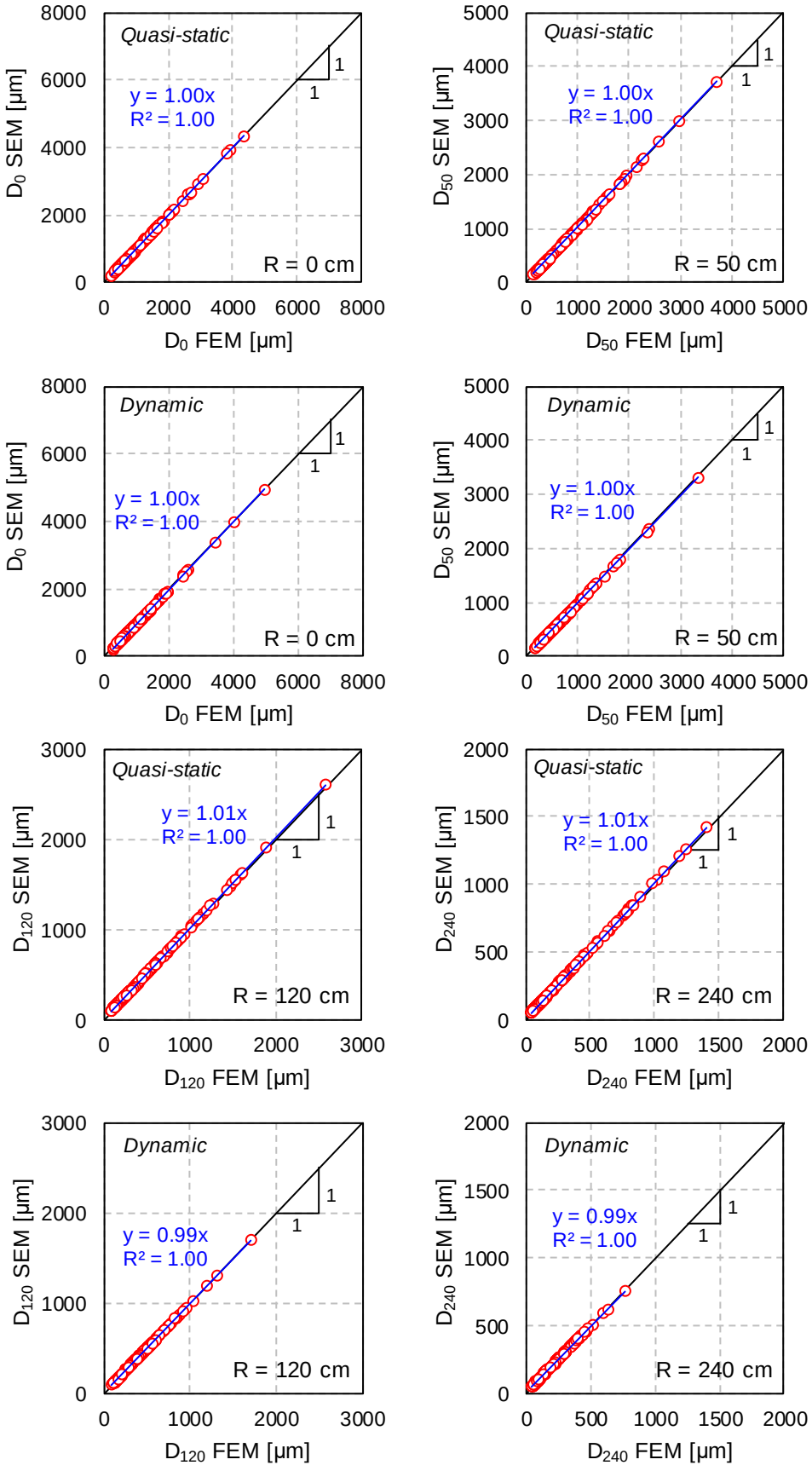


Figure 3.28 – Comparaison des bassins pseudo-statiques de déflexion calculés par la MEF et par la MES aux distances radiales 0, 50, 120 et 240 cm

3. V. 1. b. Comparaison des historiques temporels de déflexion

Pour compléter l'étude débutée à la section précédente, les historiques de déflexion sont maintenant comparés. La structure de chaussée choisie est présentée dans le Tableau 3.10. Elle est composée de quatre couches. Les couches EB_1 et EB_2 ont un comportement viscoélastique simulé par le modèle de Kelvin-Voigt Généralisé à 14 éléments (Tableau 3.12) car il s'agit du seul modèle VEL utilisable à la fois avec la MEF et la MES développées. Ce dernier a été calibré à partir d'un modèle 2S2P1D dont les constantes sont précisées dans le Tableau 3.11. Le chargement, visible sur la Figure 3.29, est issu d'une chute HWD et présente un double pic. Les historiques temporels de déflexion sont calculés en tenant compte des effets d'inertie, par la MES et la MEF de façon indépendante avant d'être comparés en Figure 3.29. Une très bonne corrélation est observée en régime forcé, lorsque la charge n'est pas nulle. En régime libre, des oscillations sont observées sur les déflexions calculées par la MEF et absente sur celles calculées par la MES. Cette différence peut s'expliquer par la présence d'ondes réfléchies sur les bords de la géométrie MEF. Le blocage analytique des réflexions d'onde, tel qu'il est fait dans la MES, semble donc plus efficace que les frontières faiblement réfléchissantes utilisées dans la MEF. Par conséquent, la MES simule mieux l'infinité en plan et en profondeur de la structure de chaussée. Le Tableau 3.13 montre également que les bassins pseudo-statiques de déflexion calculés sont très proches. (Roussel, Di Benedetto, Sauzéat, et al., 2020a)

Tableau 3.10- Structure de chaussée utilisée pour la comparaison des historiques de déflexion

Layer	Thickness [cm]	Modulus [MPa]	Poisson's ratio [-]	Bulk density [kg/m^3]
EB1	13.0	GKV, n = 14	0.30	2 300
EB2	18.0	GKV, n = 14	0.30	2 300
GNT	52.0	285	0.30	1 800
SOL	∞	185	0.30	1 800

Tableau 3.11 – Constantes du modèle 2S2P1D utilisées pour les matériaux EB_1 et EB_2

	2S2P1D	
	EB_1	EB_2
E_{00} [MPa]	0	0
E_0 [MPa]	34 386	34 766
k [-]	0.22	0.22
h [-]	0.66	0.67
δ [-]	2.06	1.91
β [-]	500	550
$\tau(T_{ref} = 9.3°C)$ [s]	0.03	0.18

Tableau 3.12 – Constantes du modèle KVG(n = 14) à T_{ref} = 15°C, calibrées sur le modèle 2S2P1D, pour les matériaux EB_1 et EB_2

	Generalized Kelvin-Voigt (n = 14)			
	EB_1		EB_2	
i	E_i [MPa]	η_i [MPa.s]	E_i [MPa]	η_i [MPa.s]
0	3.44E+04	-	3.48E+04	-
1	4.53E+05	6.11E-03	7.46E+05	1.01E-02
2	4.04E+05	4.63E-02	6.66E+05	7.63E-02
3	3.41E+05	3.32E-01	5.63E+05	5.47E-01
4	2.19E+05	1.81E+00	3.61E+05	2.98E+00
5	1.31E+05	9.19E+00	2.20E+05	1.54E+01
6	7.65E+04	4.54E+01	1.33E+05	7.90E+01
7	4.00E+04	2.02E+02	7.56E+04	3.80E+02
8	1.78E+04	7.62E+02	3.84E+04	1.64E+03
9	6.44E+03	2.33E+03	1.61E+04	5.85E+03
10	1.94E+03	5.96E+03	5.43E+03	1.67E+04
11	5.23E+02	1.36E+04	1.53E+03	3.98E+04
12	1.33E+02	2.95E+04	3.90E+02	8.62E+04
13	3.33E+01	6.25E+04	9.51E+01	1.78E+05
14	8.24E+00	1.31E+05	2.28E+01	3.63E+05

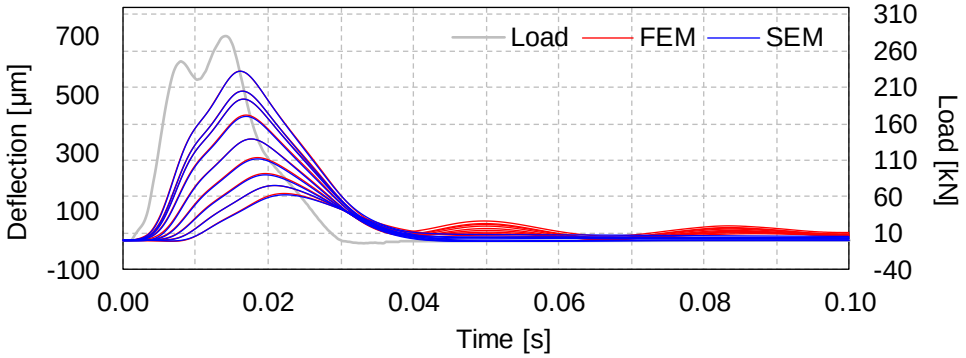


Figure 3.29 – Comparaison des historiques de déflexion calculés par la MEF et la MES. Simulation réalisée sur une chaussée quatre couches en considérant un comportement viscoélastique des couches bitumineuses et un historique de chargement mesuré lors d'un essai HWD (Roussel, Di Benedetto, Sauzéat, et al., 2020a)

Tableau 3.13 – Comparaison des maxima de déflexion calculés par la MEF et la MES. Simulation réalisée sur une chaussée quatre couches en considérant un comportement viscoélastique des couches bitumineuses et un historique de chargement mesuré lors d'un essai HWD

Distance radiale [m]		0	0.3	0.4	0.6	0.9	1.2	1.5	1.8	2.1
Maxima de déflexion	FEM [µm]	578.9	512.6	484.3	428.5	349.8	283.5	230.6	190.1	159.1
	SEM [µm]	581.3	511.6	483.2	426.4	347.0	280.2	227.0	186.3	155.8
Ecarts	Ecart absolu [µm]	-2.3	1.0	1.1	2.1	2.8	3.3	3.6	3.8	3.3
	Ecart relatif	-0.4%	0.2%	0.2%	0.5%	0.8%	1.2%	1.6%	2.0%	2.1%

3. V. 1. c. Comparaison des contraintes et déformations

La structure de chaussée utilisée dans les simulations du paragraphe précédent est également exploitée pour comparer les contraintes et les déformations calculées avec la MEF et la MES. La charge est répartie sur un rayon de 22.5 cm et l'historique de chargement est un demi-sinus de 1.5 MPa d'amplitude et d'une durée de 30 ms. La Figure 3.30 présente la contrainte verticale σ_{zz} relevée en surface ainsi que la déformation radiale ε_{rr} calculée à la base de la couche EB_2. Ces deux grandeurs sont représentées en fonction de la coordonnée radiale, à l'instant t = 15 ms. Les contraintes verticales en surface calculées par la MEF et la MES sont très proches. On observe, grâce à la contrainte verticale, que la zone de chargement fait bien 22.5 cm, que le chargement est bien uniforme dans cette zone et que la valeur à t = 15 ms est bien égale à l'amplitude du demi-sinus imposé (1.5 MPa). Les déformations en base des couches bitumineuses sont également similaires. L'extension en r = 0 m calculée par la MEF vaut 132.2 µdef et 131.0 µdef lorsqu'elle est déterminée par la MES. Ceci valide à la fois le chargement appliqué et la réponse de la chaussée pour les deux méthodes de calcul utilisées.

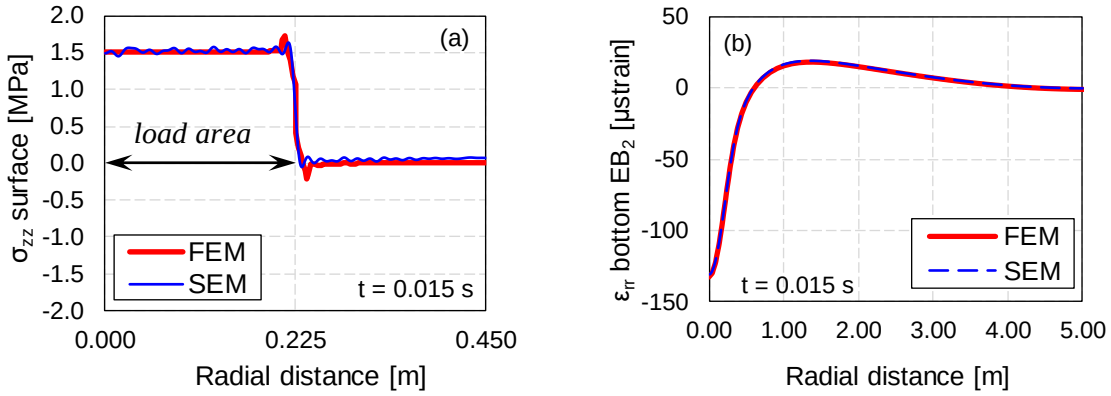


Figure 3.30 – Comparaison à l'instant t = 15 ms (a) des contraintes verticales en surface de la chaussée (b) des déformations radiales calculées en base de la couche EB_2

3. V. 1. d. Comparaison des temps de calcul pour l'essai HWD

Le temps de calcul pour l'essai HWD est également un aspect important des simulations numériques car, dans une perspective de rétrocalcul par des moyens itératifs, le calcul direct de l'essai HWD est répété de nombreuses fois. Les travaux de cette thèse sont réalisés sur un ordinateur portable équipé d'un processeur *Intel Core i7-7500U* cadencé à 2.70 GHz et de 16.0 GB de mémoire vive. Les temps de calcul moyens sont présentés dans le Tableau 3.14 pour des simulations tenant compte du comportement viscoélastique linéaire des enrobés (LVE) et pour des simulations où ces derniers sont considérés élastiques linéaires (LE). Les calculs MEF LVE sont 20 fois plus longs en temps que les calculs MEF LE. Cette différence est due au grand nombre de degrés de liberté nécessaires pour les calculs avec viscoélasticité. En effet, chaque élément de Kelvin-Voigt apporte des degrés de liberté supplémentaires à chaque nœud du maillage. Pour les simulations MES, au contraire, le temps de calcul est identique dans les cas LVE et LE. On observe ainsi que la MEF est plus efficace que la MES dans le cas LE et moins efficace dans le cas LVE. Un des objectifs des travaux de cette thèse étant d'analyser les essais HWD en tenant compte de la viscoélasticité, la méthode MES sera privilégiée. Cette méthode montre une efficacité accrue lorsque le calcul ne nécessite pas de retour dans le domaine temporel et ne porte que sur un nombre limité de fréquences, par exemple pour le calcul d'une Fonction de Réponse Fréquentielle (FRF).

Tableau 3.14 – Temps moyens en secondes pour le calcul de l'essai HWD

Méthode	LE	LVE
MEF	8 s	160 s
MES	40 s	40 s

3. V. 2. Avantages et limites des méthodes numériques utilisées

Une comparaison des deux méthodes numériques utilisées pour la simulation de l'essai F/HWD est proposée dans le Tableau 3.15.

.

Tableau 3.15 – Analyse comparative des avantages et des limites de lAa MES et de la MEF

	SPECTRAL ELEMENT METHOD		FINITE ELEMENT METHOD	
	Advantages	**Shortcomings**	**Advantages**	**Shortcomings**
GEOMETRY AND MESH	Only one spectral element is needed to describe one pavement layer	Fixed geometry (except if specific development)	High flexibility (2D, 2Daxi, 3D)	Convergence study on mesh parameters is needed
BOUNDARY CONDITIONS		Displacements equal to zero at a given distance R		Reflected waves difficult to avoid
CONSTITUTIVE EQUATIONS	Linear viscoelasticity is easily implemented by E* without approximation	Based on the linearity assumption Constant temperature for each layer	Possibility to consider other behaviour (non-linearities, fatigue, etc.) Possibility to consider a precise temperature gradient in pavement layers	GKV approximation of 2S2P1D needed
LOADING		Constant load cannot be used because the spectral decomposition is impossible	Suitable for any loading, even rolling loads	
COMPUTATION TIME	No extra computation time for linear viscoelasticity (regarding to equivalent linear elastic case)	Number of frequencies N and of wavenumber M to adjust as a function of the load signal	Computational efficiency for linear elastic cases	Large number of degrees of freedom for linear viscoelasticity
ACCESSIBILITY	Can be developed in any computer language		User-friendly interface	Relies on a commercial software

3. VI. Conclusion du Chapitre 3

Ce chapitre a permis de développer, sur la base de plusieurs hypothèses, deux méthodes numériques pour le calcul de l'essai HWD : la Méthode des Eléments Finis dans le domaine temporel et la Méthode des Eléments Spectraux dans le domaine fréquentiel. Ces outils ont été adaptés pour la prise en compte du comportement viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux, offrant des perspectives pour l'analyse des essais HWD. Une attention particulière a été portée aux interfaces entre les couches de chaussée, avec notamment l'introduction de lois de comportement d'interface dans le cadre de la MES. Une bonne comparaison a été observée lors de la comparaison des résultats de calcul.

Dans les chapitres suivants, ces deux méthodes seront utilisées pour étudier l'influence de divers paramètres (modules, hauteurs de couche, forme du signal de charge, etc.) sur les déflexions calculées. La MES, qui s'est avérée très performante pour le calcul de la réponse fréquentielle de la chaussée sous chargement HWD, sera exploitée pour la détermination des propriétés viscoélastiques des matériaux bitumineux à partir d'essais HWD.

CHAPITRE 4 : ETUDES EXPERIMENTALES ET NUMERIQUES DES DEFLEXIONS

4. I. Introduction

L'étude bibliographique a montré que les déflexions mesurées lors de l'essai F/HWD sont soumises à divers facteurs d'influence. L'objectif de ce chapitre est d'étudier l'influence des effets dynamiques, des matériaux bitumineux et des interfaces entre couches de chaussée sur les déflexions. Les différentes études présentées sont un travail préparatoire à la mise en place d'une procédure d'analyse inverse applicable aux essais F/HWD. Les deux principaux outils d'investigation utilisés sont les essais expérimentaux et les simulations numériques.

Des essais ont été réalisés *in situ* et en laboratoire. Les essais HWD présentés dans ce chapitre ont été réalisés sur la planche expérimentale du STAC, tandis que les essais sur matériaux ont été faits au Laboratoire de Tribologie et de Dynamique des Systèmes de l'ENTPE.

Dans ce chapitre, les résultats provenant de simulations numériques sont obtenus, sauf mention contraire, par la Méthode des Eléments Spectraux (MES). Les principaux avantages des simulations numériques sont la réalisation d'études paramétriques sous diverses hypothèses (comportement des matériaux et des interfaces, propagation des ondes, etc.) et la facilité d'accès à des grandeurs difficilement mesurables lors des essais. Afin de faciliter l'analyse des résultats, les simulations numériques de ce chapitre sont faites dans les cas les plus simples, en minimisant le nombre de couches de chaussée et en tenant compte de chargements en forme de demi-sinus dont la forme (durée T et amplitude F_{max}) est contrôlée (Equation 5.1). Pour toutes les simulations, les charges sont appliquées en surface de la chaussée de façon uniforme sur une zone circulaire de 45 cm de diamètre.

$$F_{half-sine}(t) = \frac{F_{max}}{2}\left(1 + cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right)\right) \qquad 4.1$$

4. II. Influence des effets dynamiques sur les déflexions

L'étude des effets dynamiques proposée ici est divisée en trois paragraphes. Tout d'abord, des constatations sont faites sur la base de signaux mesurés et d'une étude numérique. Ensuite, l'effet de la durée de chargement est examiné. Enfin, l'influence de la structure de chaussée sur les effets dynamiques est analysée en termes de structure (présence ou non d'interface) et de propriétés mécaniques des matériaux. La méthodologie adoptée ici est principalement basée sur la comparaison de résultats de simulation obtenus dans des cas quasi-statique et dynamique.

4. II. 1. Mise en évidence des effets dynamiques lors de l'essai F/HWD

4. II. 1. a. Constats expérimentaux sur la planche d'essais du STAC

La Figure 4.1 présente les historiques temporels de charge (en rouge) et de déflexion (en bleu) lors d'un essai HWD sur la planche d'essai du STAC. La charge a une durée de 28.5 ms. La fréquence d'acquisition utilisée, 4 000 Hz, permet d'identifier des décalages temporels entre les signaux. Ces décalages peuvent être mesurés par différence entre les temps d'atteinte des maxima de charge et de déflexion. Ainsi, le maximum de la déflexion centrale est observé 2 ms après celui de la charge. De la même façon, plus la déflexion est mesurée loin du centre de la plaque, plus son maximum est atteint tard. Ces observations laissent supposer un phénomène de propagation des ondes au sein de la structure de chaussée. Il existe donc des effets dynamiques lors de l'essai HWD.

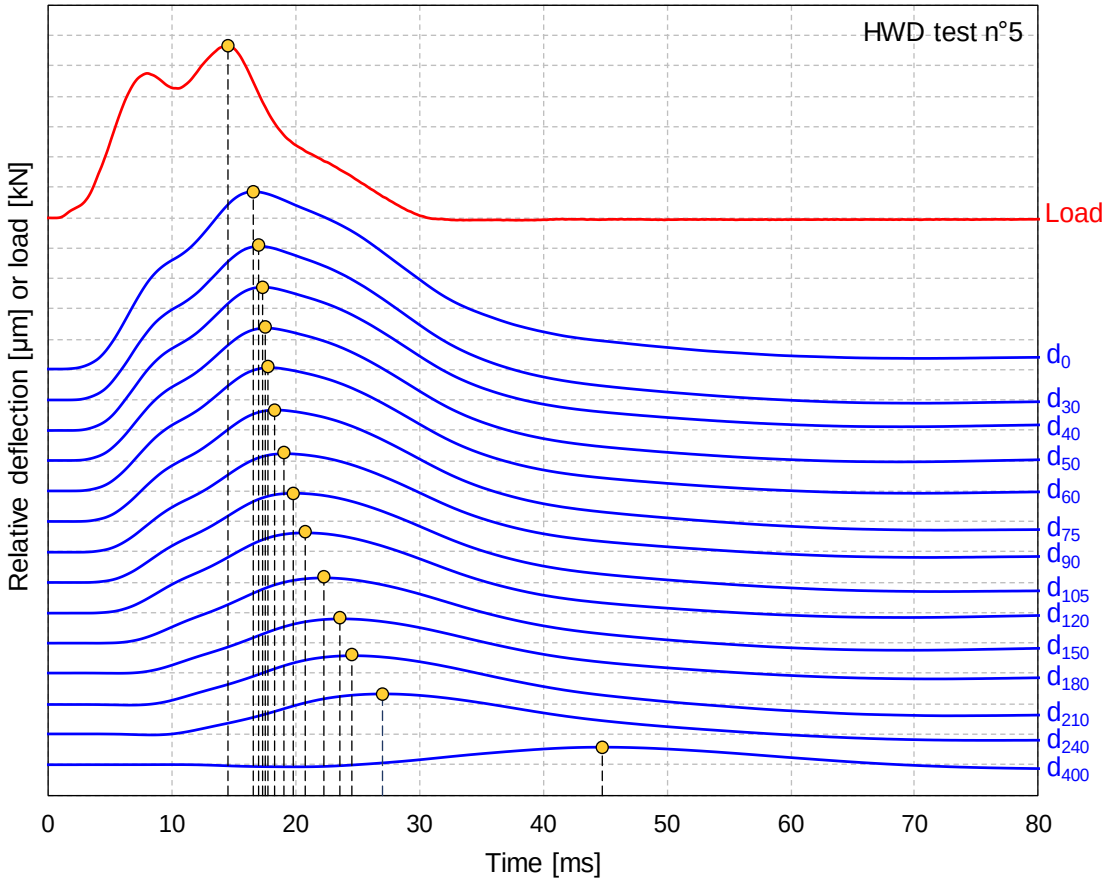


Figure 4.1 – Mise en évidence des effets dynamiques à partir des historiques temporels de déflexion et de charge de l'essai n°5. Les courbes ont été volontairement décalées verticalement.

La Figure 4.2 présente le bassin pseudo-statique de déflexion (en bleu) et les décalages temporels entre le maximum de charge et les maxima de déflexion (en rouge). Les décalages temporels sont obtenus par différence entre les temps d'atteinte du maximum de charge et de déflexion. A proximité de la charge, le front d'onde met environ 0.5 ms pour parcourir 30 cm, tandis que 2.5 ms sont nécessaires pour parcourir la même distance entre 2.10 m et 2.40 m. La vitesse du front d'onde semble donc diminuer avec l'éloignement du centre de chargement.

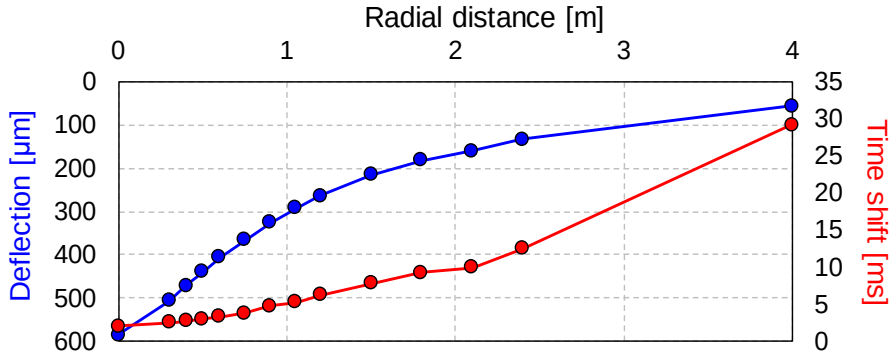


Figure 4.2 – Bassin pseudo-statique et décalages temporels des maxima de déflexion de l'essai HWD n°5

4. II. 1. b. Simulation numérique d'un exemple d'essai F/HWD

Le but de ce paragraphe est de comparer des résultats de simulations dynamique (avec effets d'inertie) et quasi-statique (sans effets d'inertie) de l'essai F/HWD. Le cas de charge considéré est un demi-sinus de 300 kN d'amplitude et d'une durée de 30 ms, répartis sur une zone circulaire de 45 cm de diamètre. La structure de chaussée choisie est spécifiée en Tableau 4.1. Une étude de cas similaire est également présentée par Roussel, Sauzéat, Di Benedetto, et al. (2019).

Tableau 4.1 – Structure de chaussée

Layer type	Thickness	Behaviour	Modulus	Poisson's ratio	Bulk density
Asphalt concrete	30 cm	Linear Elastic (LE)	15 000 MPa	0.30	2 000 kg/m^3
Soil	∞	Linear Elastic (LE)	200 MPa	0.30	2 000 kg/m^3

La Figure 4.3 présente séparément les historiques temporels obtenus par des simulations élastostatiques et élastodynamiques en utilisant la même structure de chaussée, sans amortissement, et en considérant un chargement identique. Dans le cas quasi-statique, les historiques temporels de déflexion sont des homothéties du signal de charge. Les maxima de déflexion sont donc tous atteints au moment du maximum de charge, à 15 ms. Dans le cas dynamique, des décalages temporels sont observés. Le maximum de la déflexion centrale apparaît environ 2.5 ms après celui de la charge. De la même façon, le décalage temporel augmente en fonction de la distance radiale.

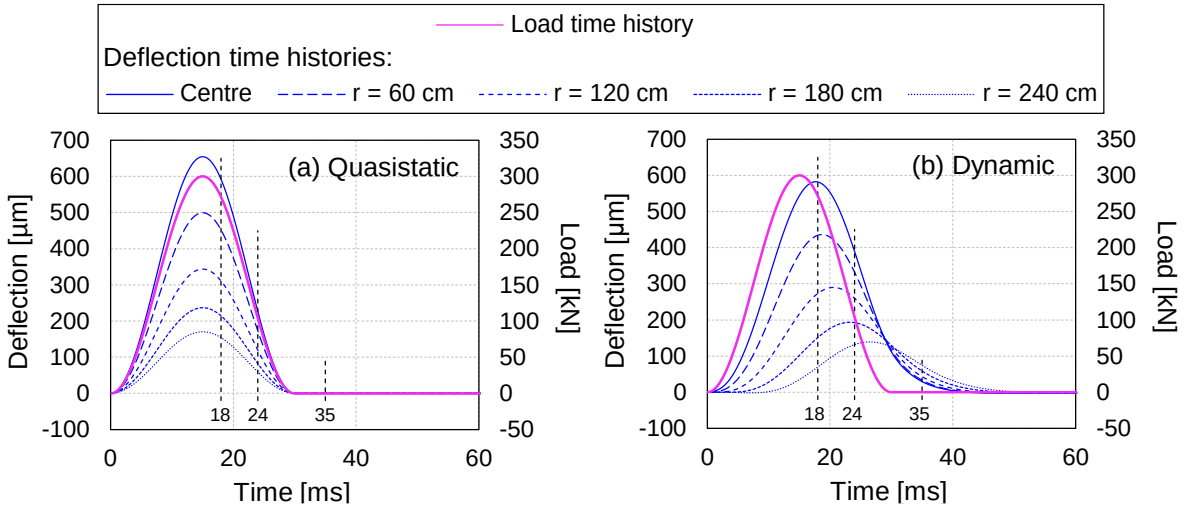


Figure 4.3 – Historiques temporels de déflexion et de charge : simulations (a) dynamique et (b) quasi-statique.
Les identifications 18, 24 et 35 ms font référence à la Figure 4.5.

Les décalages temporels sont présentés en Figure 4.4a pour différentes distances radiales, jusqu'à 6 m. Les vitesses de front d'onde ont été estimées à partir des décalages temporels entre les points de calcul des déflexions (Figure 4.4b). Dans le cas quasi-statique, les décalages temporels sont nuls car les maxima de charge et de déflexions sont simultanés. Dans le cas dynamique, le décalage temporel augmente avec la distance radiale. Pour de faibles distances radiales, jusqu'à 2 m, le décalage temporel augmente de façon parabolique, ce qui traduit une évolution de la vitesse du front d'onde. Pour de grandes distances radiales, supérieures à 2 m, le décalage temporel évolue de façon linéaire, témoignant d'une vitesse de front d'onde constante. L'analyse de la vitesse du front d'onde montre une décroissance jusqu'à une distance radiale de 2 m puis une évolution constante à environ 200 m/s.

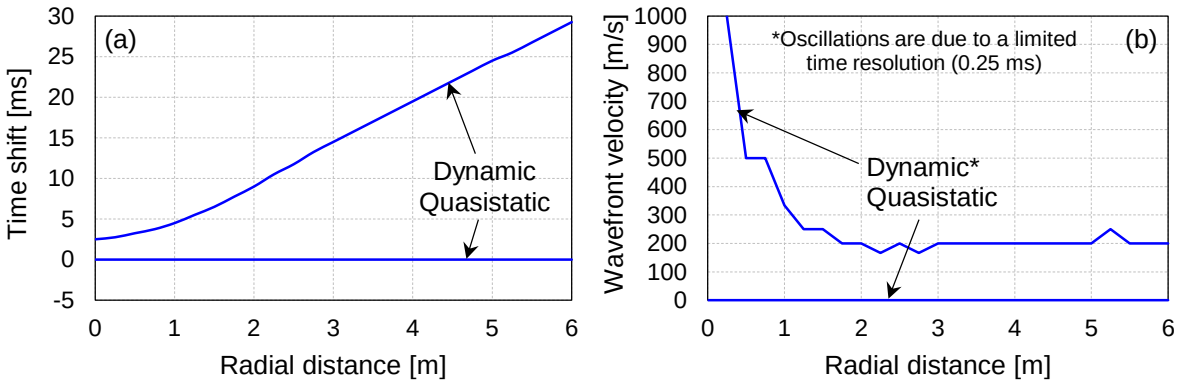


Figure 4.4 – (a) Décalage temporel des maxima de déflexion ; (b) Estimation de la vitesse du front d'onde

Les déflexions instantanées et les bassins de déflexion sont présentés en Figure 4.5 dans les cas quasi-statique et dynamique. Le bassin de déflexion quasi-statique est identique au profil de déflexion calculé à 15 ms, tous les points de ce bassin sont donc atteints de façon simultanée. Au contraire, le bassin de déflexion dynamique est composé de points atteints à des instants distincts. A titre d'exemple, le point central du bassin de déflexion dynamique est atteint à 18 ms. Les bassins de déflexion dynamique et quasi-statique semblent, de plus, présenter des amplitudes différentes.

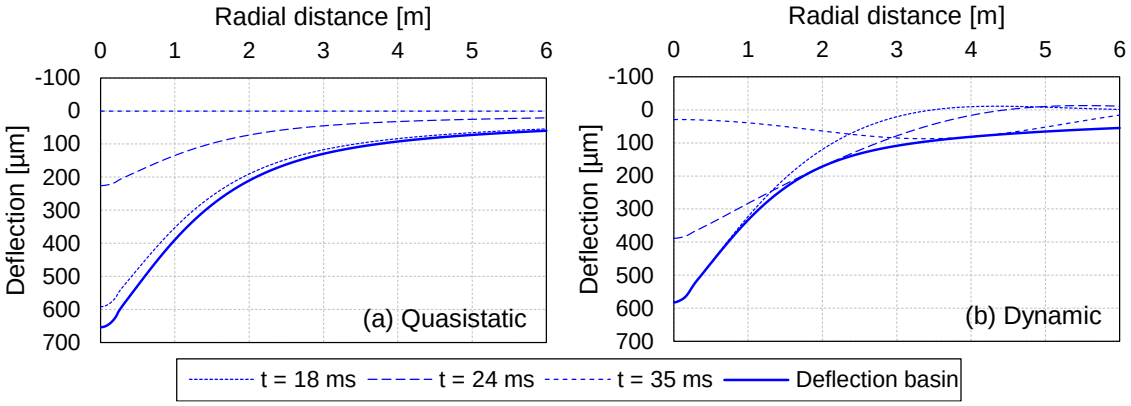


Figure 4.5 – Déflexions instantanées à trois instants (18, 24 et 35 ms) et bassins de déflexion : (a) approche quasi-statique et (b) approche dynamique

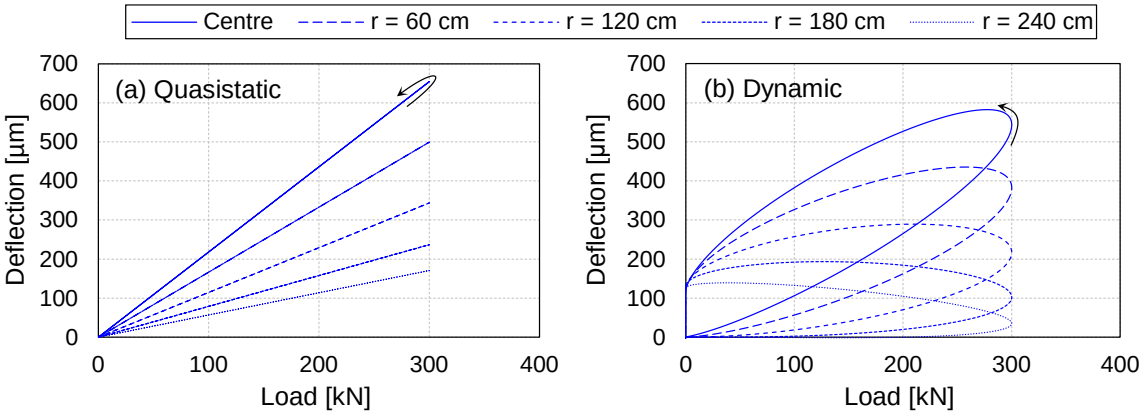


Figure 4.6 – Courbes charge-déflexion : (a) approche quasi-statique et (b) approche dynamique

Les effets dynamiques sont particulièrement visibles sur les courbes charge-déflexion, présentées en Figure 4.6. Dans le cas quasi-statique, la proportionnalité entre la charge et les déflexions est directement mise en évidence. Dans le cas dynamique, le décalage temporel crée des boucles hystérétiques qui pourraient laisser penser à un phénomène de dissipation d'énergie au sein des matériaux.

4. II. 2. Effet de la durée du chargement

La durée du signal de charge est directement liée aux effets dynamiques de la structure de chaussée car ces derniers apparaissent lors de chargements rapides. Afin de quantifier l'effet de la durée du chargement sur les déflexions mesurées en surface, des simulations élastodynamiques sont réalisées en considérant des charges de durée T variable comprise entre 10 ms et 150 ms. Ces charges ont une amplitude de 300 kN et sont réparties uniformément sur une zone circulaire de 45 cm de diamètre, représentant une contrainte d'amplitude maximale 1.8 MPa. La structure de chaussée est inchangée pour toutes les durées de chargement et identique à celle présentée dans le Tableau 4.1.

Les Figure 4.7a et b représentent les historiques temporels et les contenus fréquentiels de quatre des charges utilisées. Les déflexions induites, au centre de la zone de chargement et à 2.40 m, sont présentées en Figure 4.7c et d. Bien que ces charges aient toutes la même amplitude, il est observé que les signaux de charges plus longs génèrent des déflexions plus importantes. Parallèlement, plus la durée du chargement augmente, plus son contenu fréquentiel est limité aux basses fréquences.

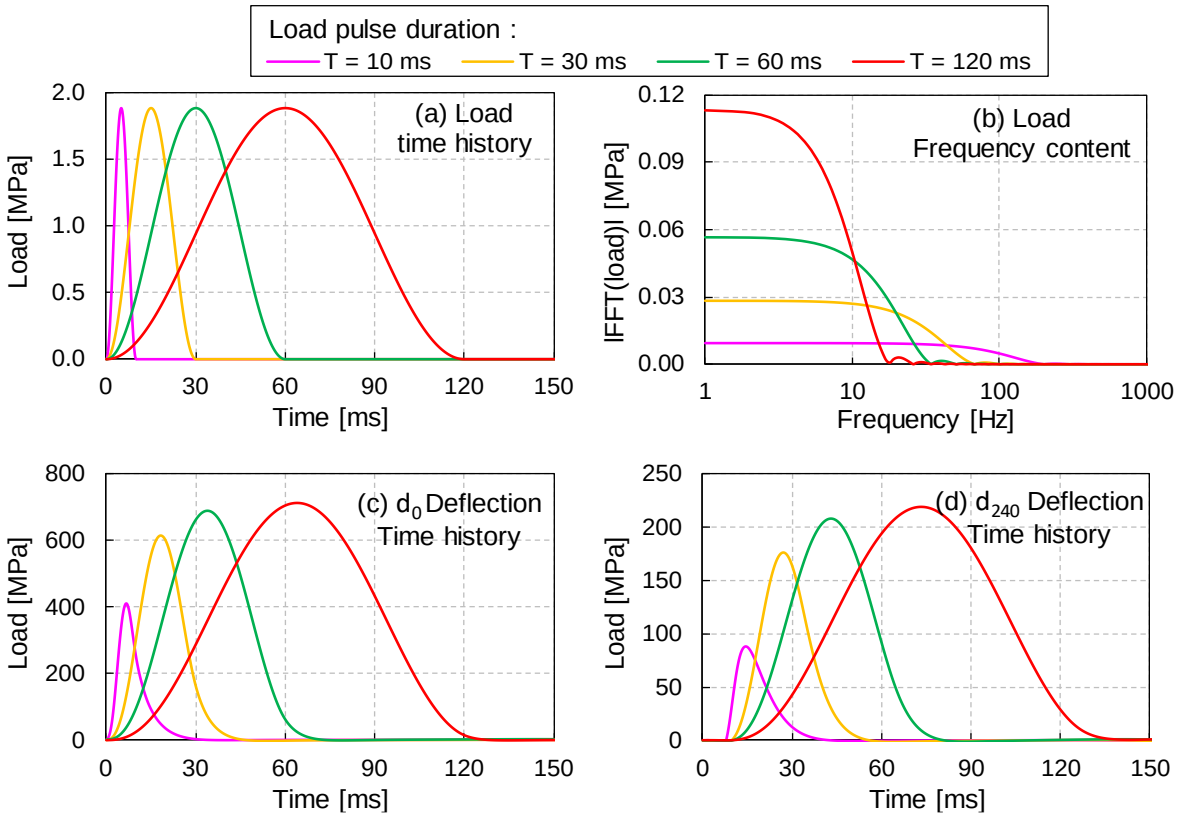


Figure 4.7 – Simulations élastodynamiques en considérant des charges de durées variables : (a) historiques temporels des signaux de charge ; (b) contenu fréquentiel des signaux de charge ; (c) historiques temporels de déflexion d_0 ; (d) historiques temporels de déflexion d_{240}

L'observation de la Figure 4.8, montre que les valeurs des bassins de déflexion dynamiques sont inférieures à celles du bassin de déflexion quasi-statique dans tous les cas considérés. De plus, plus la durée du chargement est importante, plus le bassin de déflexion dynamique est proche du bassin de déflexion quasi-statique. Cela est corroboré par l'analyse fréquentielle des signaux de charge, selon laquelle les chargements longs ont un contenu spectral limité aux basses fréquences. Les durées de chargement accessibles par les appareils F/HWD sont généralement comprises, en considérant une fourchette large, entre 20 ms et 40 ms. Cette étude montre alors que, pour la structure de chaussée considérée, les effets dynamiques ont une influence significative sur les valeurs de déflexion.

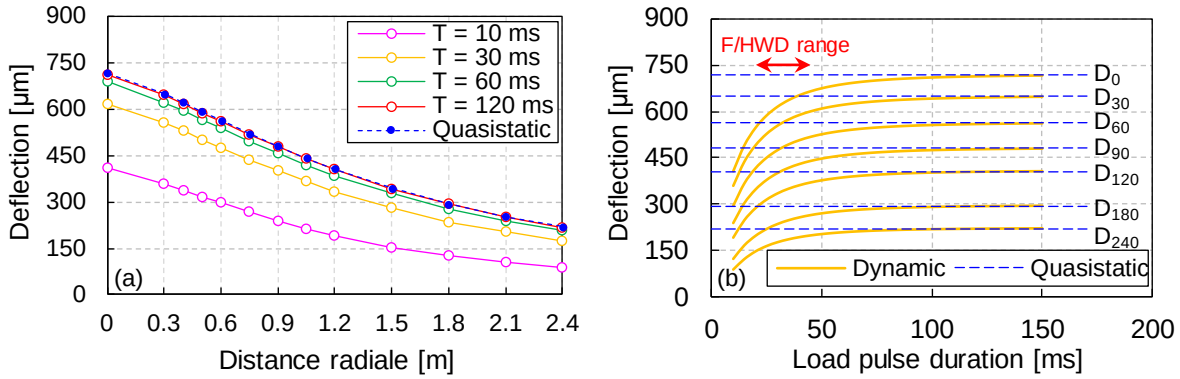


Figure 4.8 – Comparaison des bassins de déflexion dynamiques (pour différentes durées de chargement) et quasi-statique : (a) bassins de déflexion statique et dynamiques et (b) amplitudes maximales de déflexion en fonction de la durée du chargement

4. II. 3. Effets de la structure de chaussée

Afin de déterminer l'influence de la structure de chaussée sur les effets dynamiques, les approches proposées sont basées sur des géométries de chaussée simplifiées. Le cas de charge considéré est un demi-sinus de 300 kN d'amplitude et d'une durée de 30 ms. Ce chargement est réparti uniformément sur une zone circulaire de 45 cm de diamètre. Dans un premier temps, une chaussée monocouche est étudiée. La seule variable étudiée ici est le module d'Young du massif homogène élastique linéaire, les autres paramètres sont fixes. Dans un second temps, une interface est introduite pour constituer un massif bicouche.

4. II. 3. a. Etude des effets dynamiques au sein d'un massif homogène élastique linéaire

L'objectif de ce paragraphe est de comparer des simulations élastodynamiques et élastostatiques en considérant un massif homogène dont les propriétés sont décrites dans le Tableau 4.2. La seule variable est le module E du massif, les autres paramètres sont fixes.

Tableau 4.2 – Structure de chaussée du massif homogène

Layer type	Thickness	Behaviour	Modulus	Poisson's ratio	Bulk density
Homogeneous half space	∞	Linear elastic (LE)	E	0.30	2 000 kg/m^3

La Figure 4.9 montre que, pour ce massif homogène, les valeurs des bassins de déflexion quasi-statiques et dynamiques sont très proche quelle que soit la valeur du module. Ce résultat suggère que l'expression analytique de la déflexion établie par Boussinesq (1885) pour un massif homogène soumis à une charge statique pourrait également être valable pour les chargements dynamiques.

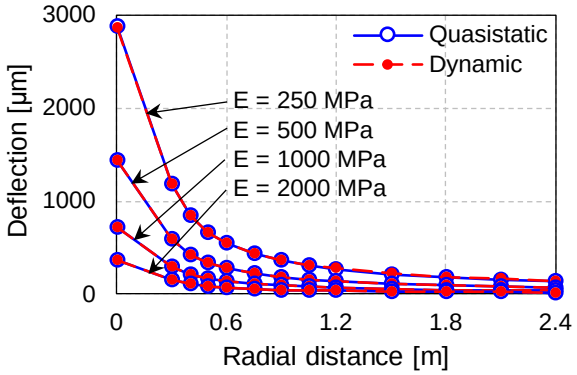


Figure 4.9 - Bassins de déflexion quasi-statiques et dynamiques calculés pour un massif homogène avec différents modules E

Les historiques de déflexion quasi-statiques et dynamiques sont présentés en Figure 4.10. Comme précédemment observé, les maxima de déflexion des cas quasi-statiques sont simultanés. Dans le cas dynamique, bien que les amplitudes soient semblables à celles calculées dans le cas quasi-statique, les maxima sont atteints à des instants différents. Plus le module du massif homogène est élevé, moins les décalages temporels sont importants, donc plus le front d'onde se déplace rapidement.

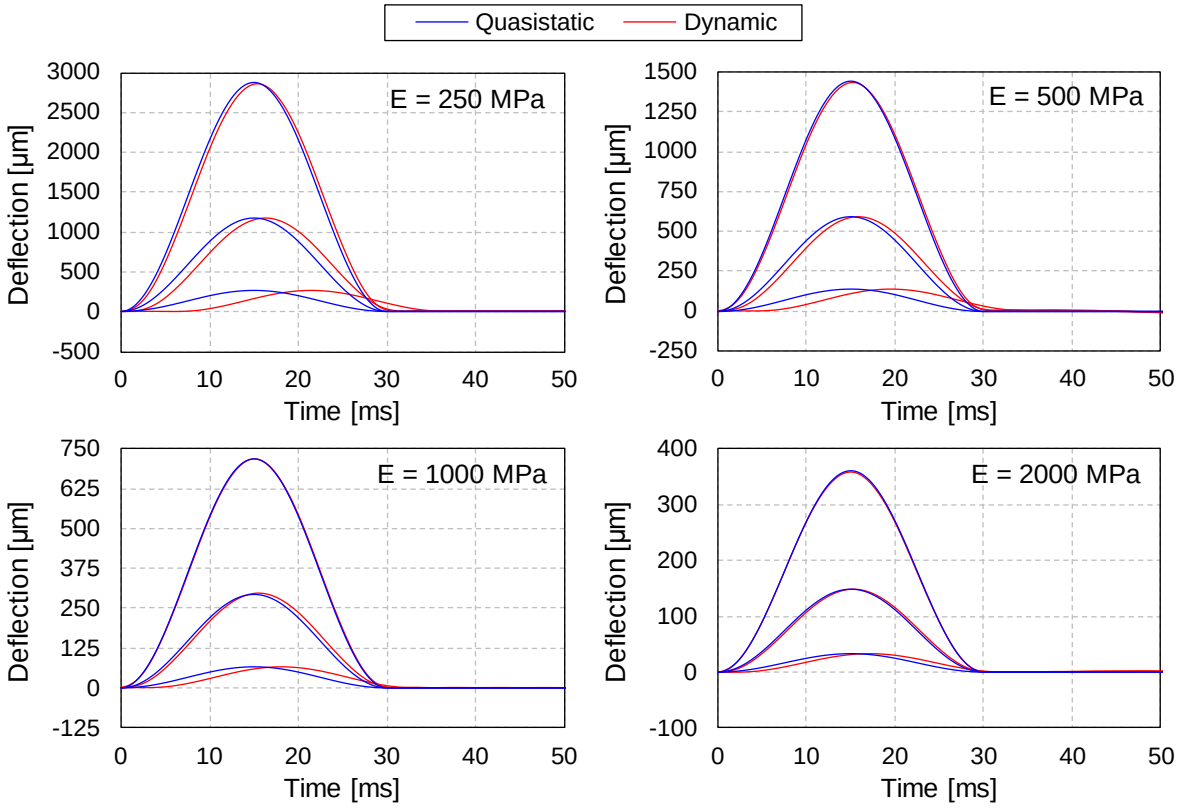


Figure 4.10 – Historiques temporels de déflexion quasi-statiques et dynamiques calculés pour un massif homogène avec différents modules E

La Figure 4.11a permet de confirmer que, plus le module du massif homogène est élevé, plus les décalages temporels sont faibles. On observe par ailleurs que les décalages temporels semblent être des fonctions linéaires de la distance radiale, ce qui laisse supposer une propagation du front d'onde à vitesse constante. Rappelons que les vitesses des ondes de volume P c_P et S c_S (Equation 4.2) sont proportionnelles à la racine carré du module $\sqrt{E}$. La Figure 4.11b démontre que les vitesses de déplacement du front d'onde calculées pour plusieurs valeurs de modules sont effectivement proportionnelles à la racine carré du module. Cependant, les valeurs calculées dans le

Tableau 4.3 montrent que les vitesses du front d'onde en surface sont sensiblement inférieures à celles des ondes de volume.

$$c_p = \sqrt{\frac{E\,(1-\nu)}{\rho\,(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad \text{et} \quad c_s = \sqrt{\frac{E}{2\,\rho\,(1+\nu)}} \qquad 4.2$$

Tableau 4.3 – Comparaison des vitesses de déplacements des ondes de volume (P et S) et du front d'onde calculé pour les essais F/HWD

E [MPa]	ν [-]	ρ [kg/m3]	c_p [m/s]	c_s [m/s]	$c_{surfwave}$ [m/s]
2 000	0.3	2 000	1 581	845	546
1 000	0.3	2 000	1 118	598	382
500	0.3	2 000	791	423	263
250	0.3	2 000	559	299	186

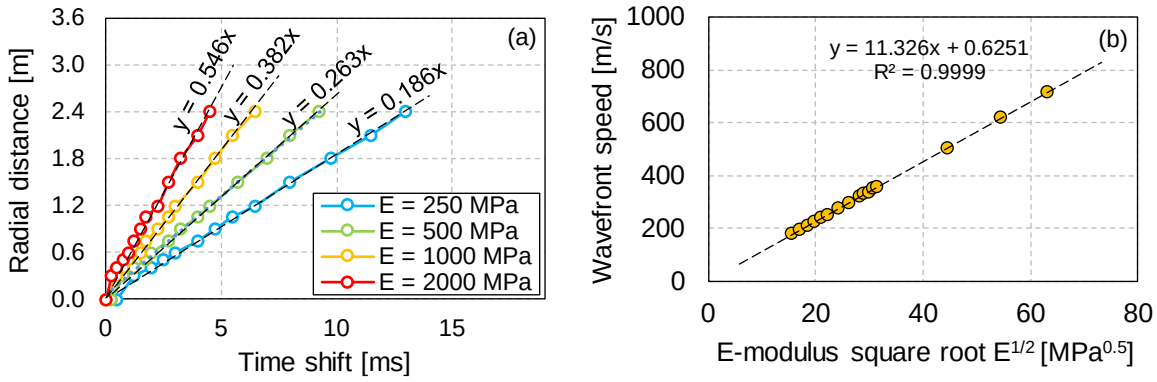


Figure 4.11 – Etude de la propagation du front d'onde : (a) Décalages temporels des maxima de déflexion ; (b) Vitesse du front d'onde en fonction de la racine carré du module

4. II. 3. b. Effet de la présence d'une interface entre couches de chaussée

L'étude d'une chaussée bicouches est réalisée en considérant la chaussée décrite dans le tableau Tableau 4.4. Le cas de charge utilisé est identique à celui du paragraphe précédent. Bien que, comme observé dans le paragraphe précédent, les différences observées entre les bassins quasi-statique et dynamique soient faibles pour un massif monocouche, la Figure 4.12 montre que des différences significatives peuvent être observées pour un massif bicouche. Il s'avère donc que la présence d'une interface, matérialisée par un contraste de modules, ait un effet sur les déflexions de surface. Semblat & Pecker (2009) rappellent en effet que les interfaces sont le siège de phénomènes dynamiques (réfraction, réflexion).

Tableau 4.4 – Structure de chaussée du massif bicouche

Layer type	Thickness	Behaviour	Modulus	Poisson's ratio	Bulk density
Asphalt concrete	H	Linear elastic	E_{AC}	0.30	2 000 kg/m^3
Soil	∞	Linear elastic	E_S	0.30	2 000 kg/m^3

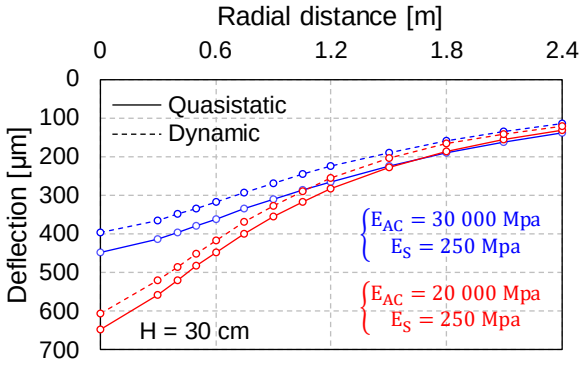


Figure 4.12 – Comparaison des bassins de déflexion quasi-statique et dynamique sur deux exemples

L'influence de l'interface entre couches de chaussée sur les déflexions de surface est étudiée en faisant varier le ratio des modules de la couche de surface E_{AC} et du sol E_S. Pour différentes valeurs de ce ratio, la différence relative moyenne entre les bassins de déflexion quasi-statique et dynamique (Equation 4.3) est calculée à partir des valeurs en 13 distances radiales (correspondant aux positions des géophones). Les résultats sont présentés en Figure 4.13. On observe que plus le ratio des modules est important, plus la différence moyenne entre les bassins quasi-statique et dynamique est forte. On en déduit donc que plus l'interface est marquée, plus la différence entre les bassins quasi-statique et dynamique est importante. De plus, les différences sont exacerbées par l'épaisseur H de la couche (ou la profondeur de l'interface).

$$mean\ diff = \frac{1}{13}\sum_{i=1}^{13}\frac{|D_{i,stat} - D_{i,dyn}|}{D_{i,stat}} \qquad 4.3$$

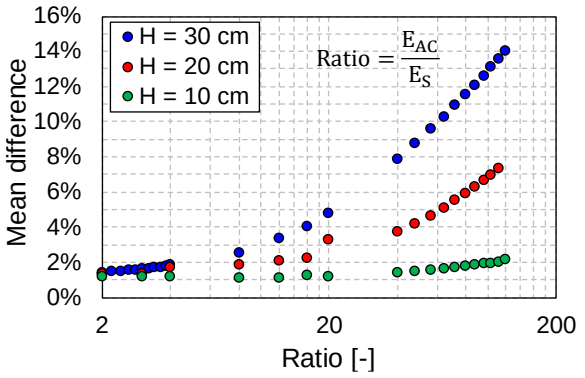


Figure 4.13 – Influence du ratio entre les modules d'enrobé et de sol sur la différence moyenne entre les bassins de déflexion quasi-statique et dynamique pour trois épaisseurs H de matériaux bitumineux

L'observation des Fonctions de Réponse Fréquentielle (FRF) permet de caractériser le comportement de la structure de chaussée sous des chargement harmonique d'amplitude 1 MPa. La

Figure 4.14 présente les FRF de deux structures de chaussée dans des régimes quasi-statique et dynamique. Les FRF quasi-statiques et dynamiques de la chaussée monocouche homogène sont très proches, ce qui explique la faible différence entre les bassins de déflexion quasi-statique et dynamique. Au contraire, les FRF quasi-statique et dynamique de la chaussée bicouche présentent d'importantes différences dès lors que la fréquence de sollicitation est supérieure à 5 Hz. Ces différences peuvent donc être attribuées à la présence de phénomènes dynamiques au niveau de l'interface.

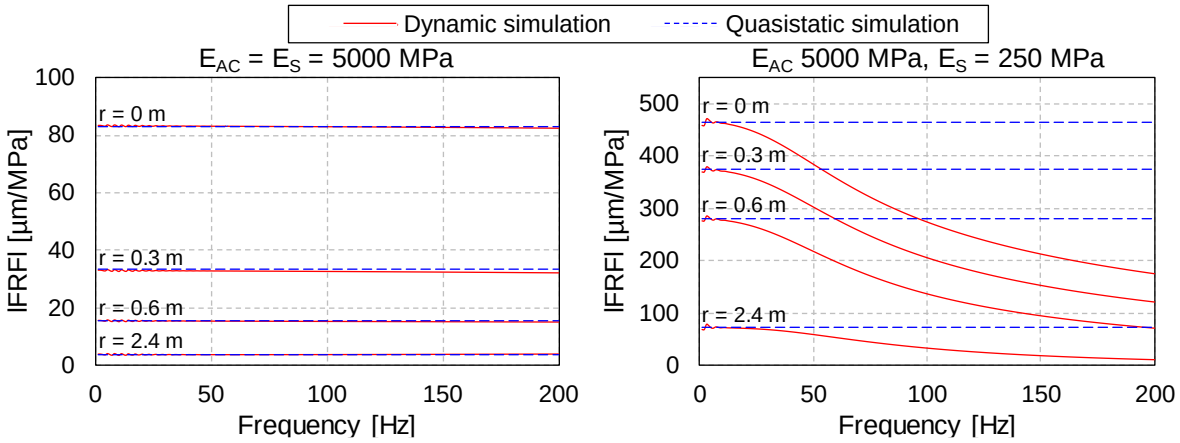


Figure 4.14 – Comparaison des Fonctions de Réponse Fréquentielle quasi-statiques et dynamiques : (à gauche) d'une chaussée homogène et (à droite) d'une chaussée bicouche

Il est intéressant de noter que les FRF quasi-statiques, qui correspondent au bassin quasi-statique, convergent vers la même limite que les FRF dynamiques aux basses fréquences. Cela signifie que les bassins quasi-statiques sont inclus dans les données dynamiques. La lecture de la norme des FRF dynamiques en 0 Hz permet donc d'accéder au bassin quasi-statique. Or, la valeur du contenu fréquentiel à 0 Hz peut être calculée en effectuant la moyenne (dans l'espace du temps) des historiques temporels. La méthode de calcul évoquée est illustrée en Figure 4.15. Ce concept reste cependant théorique et il est difficile d'estimer la précision des résultats obtenus, notamment en raison de la limitation de la durée des signaux expérimentaux par les logiciels des appareils F/HWD.

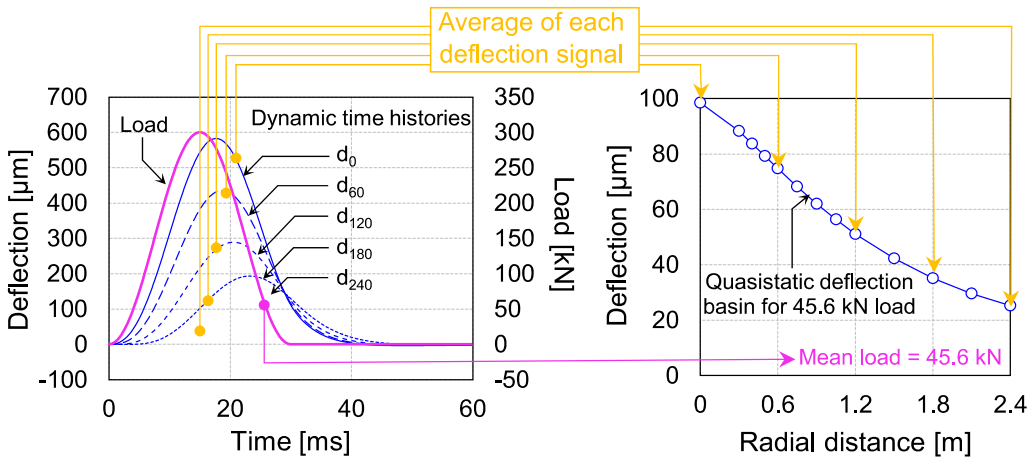


Figure 4.15 – Illustration de la méthode de calcul du bassin quasi-statique de déflexion à partir des historiques temporels dynamiques

L'analyse des décalages temporels, en Figure 4.16, montre que si pour un massif homogène le front d'onde semble se déplacer à vitesse constante, ce n'est plus le cas dès lors qu'une interface est présente. Pour des ratios de module supérieurs à 1, la courbe des décalages temporels prend une allure parabolique, traduisant un ralentissement progressif du front d'onde. Cette étude montre également que plus le ratio est grand, plus la parabole est marquée. Les décalages temporels des maxima de déflexion sont donc sensibles à la présence d'une interface.

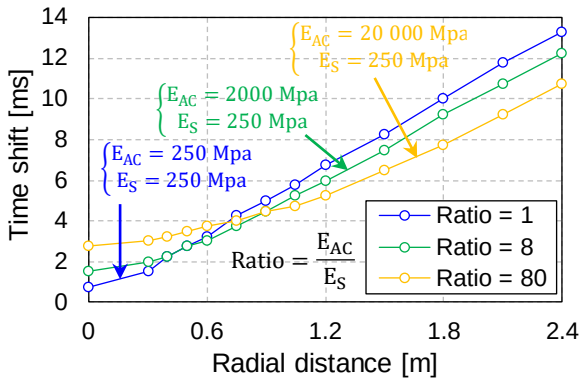


Figure 4.16 – Décalages temporels des maxima de déflexion pour différentes structures de chaussée

4. II. 4. Synthèse sur les effets dynamiques

Les trois sections précédentes ont permis de mettre en évidence que :

- Les bassins de déflexions quasi-statiques sont atteints physiquement du fait de la simultanéité des déflexions et de la charge. Ce n'est pas le cas des bassins de déflexion dynamiques, qui sont des bassins fictifs.
- Les effets dynamiques ont une influence sur les bassins de déflexion seulement si une interface est présente dans la structure de chaussée. L'interface dont il est question ici est matérialisée par un contraste de modules entre deux couches de chaussée.
- Les phénomènes dynamiques induisent des décalages entre la charge et les déflexions et entre les déflexions elles-mêmes. Pour une structure homogène, le front d'onde se déplace à vitesse constante. Pour une structure multicouche, le front d'onde de surface généré par les effets dynamiques tend à ralentir avec la distance radiale.
- Le contenu fréquentiel du chargement F/HWD atteste qu'il s'agit d'une charge qui sollicite la chaussée dans son régime dynamique.
- Les effets dynamiques sont également observables au moyen des Fonctions de Réponse Fréquentielle (FRF). Ils sont présents dès les très basses fréquences, de l'ordre de 5 Hz.
- Les FRF, résultant d'une analyse dynamique de l'essai F/HWD, contiennent les informations relatives au bassin de déflexion quasi-statique. La lecture de la norme de la FRF à 0 Hz donne directement accès au bassin de déflexion pseudo-statique. La précision des mesures F/HWD aux très basses fréquences (< 1 Hz) est cependant questionnable du fait de la durée d'enregistrement limitée par les logiciels des appareils.

4. III. Influence des matériaux bitumineux sur les déflexions

4. III. 1. Détermination de la zone d'influence des matériaux bitumineux

La littérature suggère qu'il existe une ligne d'influence, établissant la relation entre les propriétés mécaniques à une profondeur donnée et la déflexion de surface à une distance radiale donnée du chargement. Environ 95 % de la déflexion observée en surface proviendrait de la compression des matériaux situés en deçà de la ligne d'influence.

L'objectif de ce paragraphe est de déterminer la ligne d'influence à l'aide de simulations numériques élastodynamiques. Une chaussée bicouche est considérée Tableau 4.5. La couche supérieure, d'épaisseur H, est en enrobé bitumineux de module E_{AC}. La couche en matériau granulaire, infinie en profondeur, a un module fixe de 200 MPa. Le cas de charge considéré est un demi-sinus de 300 kN d'amplitude et d'une durée de 30 ms.

Tableau 4.5 – Structure de chaussée du massif bicouche

Layer type	Thickness	Behaviour	Modulus	Poisson's ratio	Bulk density
Asphalt concrete	H	Linear elastic	E_{AC}	0.30	2 500 kg/m^3
Soil	∞	Linear elastic	200 MPa	0.30	1 800 kg/m^3

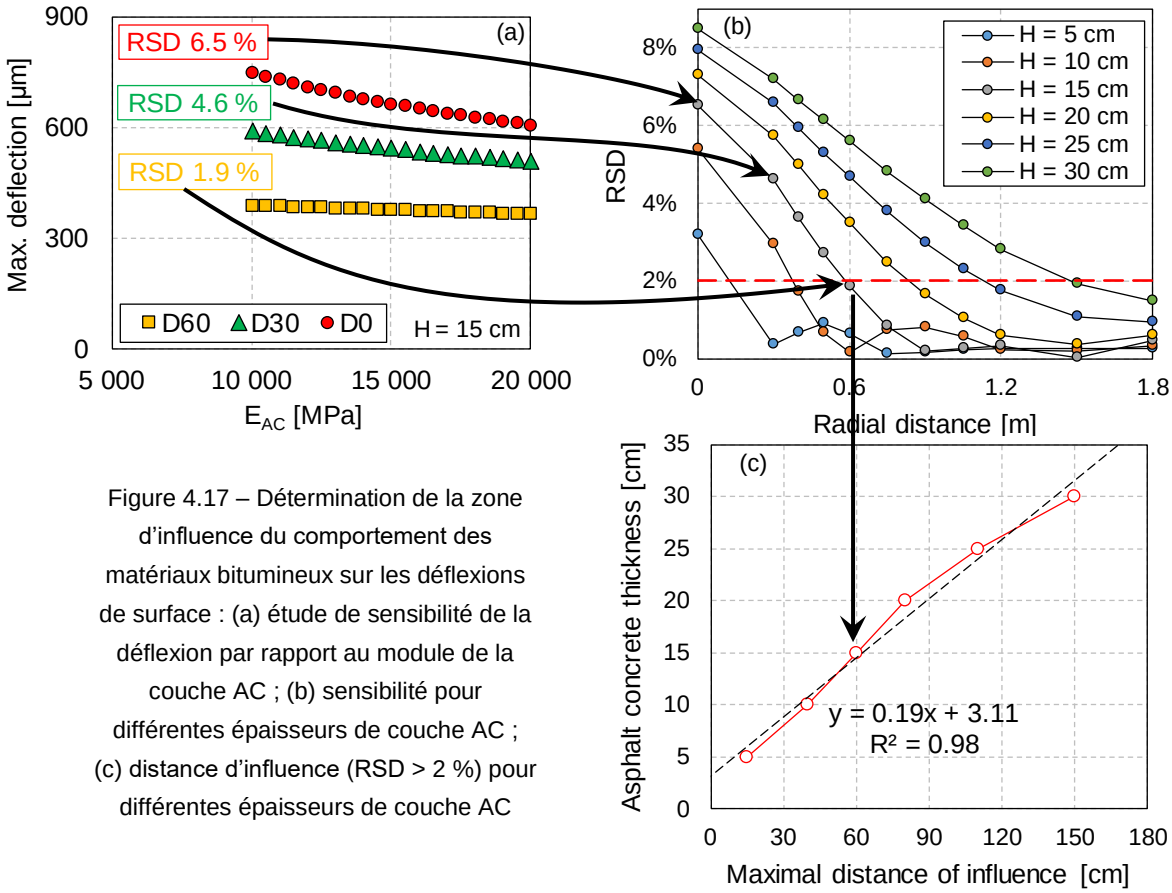


Figure 4.17 – Détermination de la zone d'influence du comportement des matériaux bitumineux sur les déflexions de surface : (a) étude de sensibilité de la déflexion par rapport au module de la couche AC ; (b) sensibilité pour différentes épaisseurs de couche AC ; (c) distance d'influence (RSD > 2 %) pour différentes épaisseurs de couche AC

Le coefficient de variation des maxima de déflexion par rapport au module de la couche en enrobé bitumineux (entre 10 000 MPa et 20 000 MPa), RSD, est calculé à différentes positions radiales. Cela permet, pour chaque épaisseur d'enrobé (de 5 cm à 30 cm), de déterminer jusqu'à quelle distance

radiale la couche supérieure a une influence. La démarche est illustrée en Figure 4.17. Une étude de sensibilité est d'abord réalisée par rapport au module du matériau bitumineux, pour plusieurs épaisseurs (Figure 4.17a). Puis, pour chaque épaisseur, la distance radiale à partir de laquelle le coefficient de variation est inférieure à 2 % est déterminée (Figure 4.17b). Enfin, la ligne d'influence de la couche de matériau bitumineux peut être tracée (Figure 4.17c).

La Figure 4.17b montre que plus le point considéré est éloigné du chargement, plus l'influence de la couche supérieure sur les déflexions est faible. En fixant une limite à 2 %, la ligne d'influence peut être construite (Figure 4.17c). La courbe obtenue a une pente moyenne de 0.19, ce qui signifie que la zone d'influence de la couche supérieure sur les déflexions de surface a un rayon d'une valeur environ égale à cinq fois l'épaisseur de cette couche.

4. III. 2. Effets de la température

La campagne d'essais conduite sur la planche expérimentale du STAC a permis la réalisation d'essais HWD à différents moments de l'année. Ces essais ont été faits sur le même point, à 25 différents profils de température dans les matériaux bitumineux. La synthèse des bassins pseudo-statiques de déflexion (rapportés à 280 kN), dans le Tableau 4.6, montre que la température est un facteur d'influence majeur sur les déflexions.

Tableau 4.6 – Statistiques des 25 bassins pseudo-statiques de déflexion mesurés lors de la campagne expérimentale

Radial Distance [cm]	Mean Deflection Basin [µm]	Standard Deviation [µm]	Relative Standard Deviation	Minimum Deflection [µm]	Maximum Deflection [µm]
0	567.4	90.8	16.0%	433.1	777.3
30	496.5	64.1	12.9%	397.4	637.9
40	465.0	55.7	12.0%	378.3	592.7
50	435.4	47.0	10.8%	362.2	544.1
60	405.1	39.1	9.7%	344.4	498.7
75	365.4	29.0	7.9%	319.8	435.5
90	327.6	21.1	6.4%	295.0	382.1
105	295.0	14.9	5.1%	272.6	335.3
120	266.8	11.2	4.2%	251.5	299.6
150	219.0	6.8	3.1%	210.0	240.6
180	183.9	5.5	3.0%	176.0	200.8
200	164.4	4.9	3.0%	156.1	179.5
240	134.9	4.1	3.0%	128.8	148.2
400	56.2	1.6	2.9%	53.6	60.3

Sept bassins pseudo-statiques de déflexion, mesurés à des températures de chaussée comprises entre 1.1°C et 27.6°C, sont représentés en Figure 4.18. La température semble affecter seulement les déflexions mesurées à moins de 150 cm du centre de la plaque de chargement. Cela est confirmé par l'observation des écarts-types et des coefficients de variation en Figure 4.19. La sensibilité à la température observée serait donc essentiellement attribuable au comportement mécanique des couches en matériaux bitumineux.

La Figure 4.20 présente les déflexions maximales mesurées en fonction de la température pour tous les essais de la campagne HWD. Les valeurs de déflexion mesurées à proximité de la zone de chargement (< 150 cm) montrent une évolution parabolique en fonction de la température.

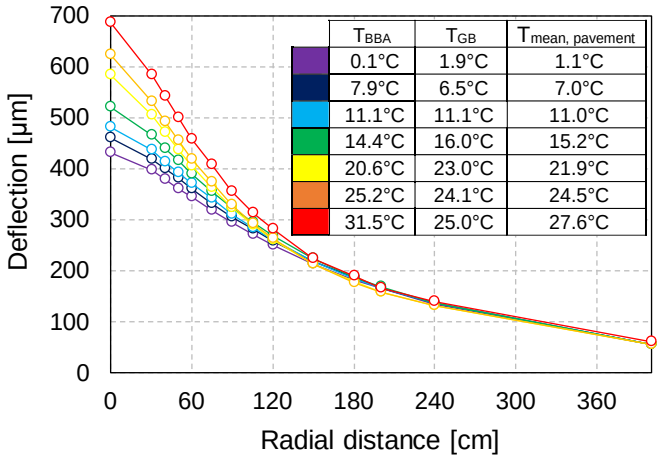


Figure 4.18 – Sept bassins pseudo-statiques de déflexion mesurés lors de la campagne d'essais HWD pour différents profils de température dans les matériaux bitumineux

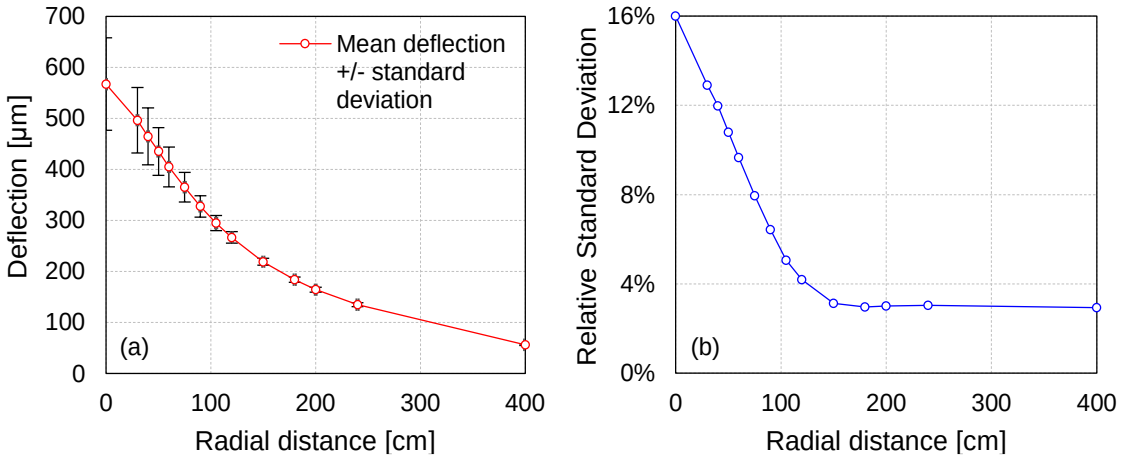


Figure 4.19 – Evolution (a) des écarts-types et de la déflexion moyenne et (b) du coefficient de variation des déflexions maximales en fonction de la distance radiale. Calcul réalisé sur les 25 essais de la campagne expérimentale

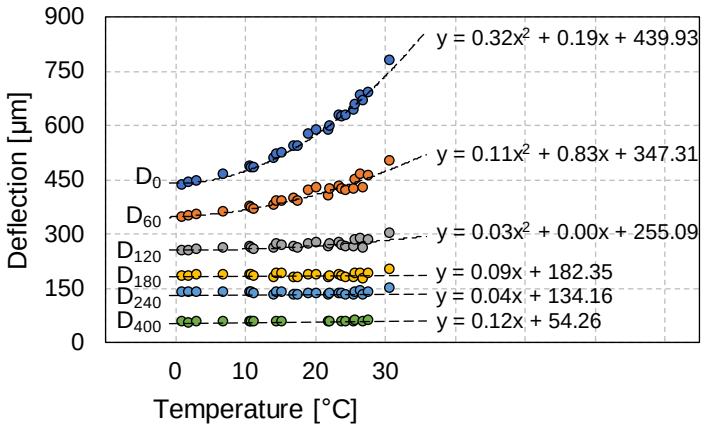
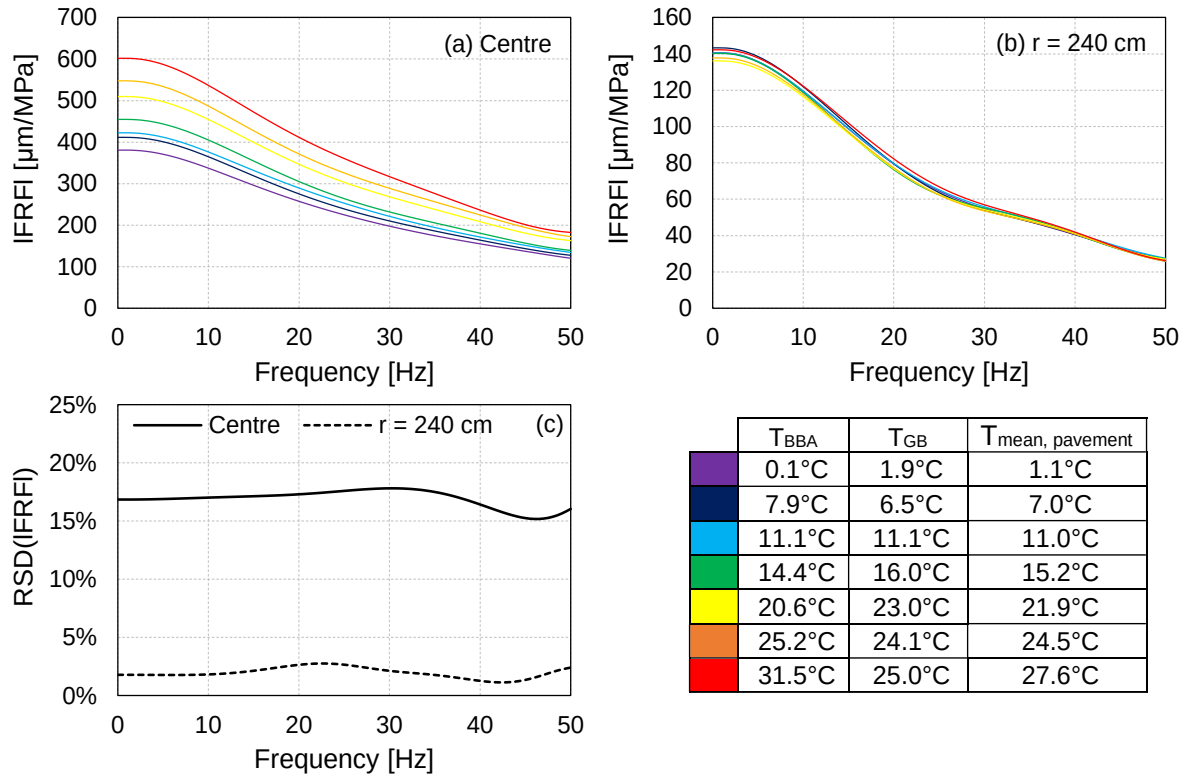


Figure 4.20 – Evolution de la déflexion maximale mesurée avec une amplitude de charge de 280 kN aux distances radiales de 0, 60, 120, 180, 240 et 400 cm en fonction de la température moyenne de la chaussée

L'effet de la température est également visible sur les Fonctions de Réponse Fréquentielle (FRF), en Figure 4.21a et b. Une hausse de la température est traduite par une réponse fréquentielle plus importante. De la même façon que pour les bassins de déflexion, le point de mesure à 240 cm n'est pas affecté par la température. La Figure 4.21c montre que la température affecte la norme de la FRF centrale sur toutes les fréquences, au moins jusqu'à 50 Hz.



	T_{BBA}	T_{GB}	$T_{mean, pavement}$
	0.1°C	1.9°C	1.1°C
	7.9°C	6.5°C	7.0°C
	11.1°C	11.1°C	11.0°C
	14.4°C	16.0°C	15.2°C
	20.6°C	23.0°C	21.9°C
	25.2°C	24.1°C	24.5°C
	31.5°C	25.0°C	27.6°C

Figure 4.21 – Effet de la température sur les Fonctions de Réponse Fréquentielle (calculées à partir des essais réalisés sur la planche du STAC) : (a) norme de la FRF au centre de la plaque de chargement ; (b) norme de la FRF à 240 cm ; (c) Coefficients de variation de la norme de la FRF

La caractérisation viscoélastique linéaire en laboratoire des matériaux bitumineux constitutifs de la planche d'essai (BBA et GB) et leurs modélisations rhéologiques avec le modèle 2S2P1D et l'équation de WLF, détaillées au Chapitre 2, permettent d'étudier l'effet de la température sur ces matériaux dans la gamme de fréquences sollicitée lors de l'essai F/HWD. La Figure 4.22 présente l'évolution de la norme et de l'angle de phase du module complexe du matériau GB en fonction de la température pour trois fréquences (1 Hz, 10 Hz et 100 Hz). Lorsque la température augmente, le module (en norme) des matériaux bitumineux décroît fortement, avec une pente d'environ 700 MPa/°C. Ainsi, entre 0°C, le module peut passer de 30 000 MPa à 10 000 MPa. En relation avec le principe de la ligne d'influence, la décroissance du module des matériaux bitumineux avec la température peut expliquer l'augmentation des déflexions mesurées à proximité de la plaque de chargement lors des essais HWD.

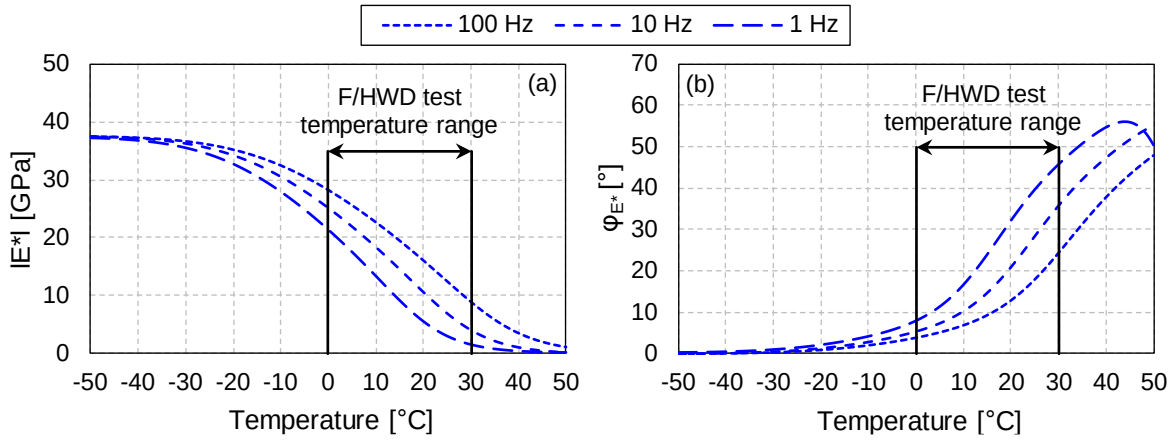


Figure 4.22 – Effet de la température pour différentes fréquences (1, 10 et 100 Hz) : (a) sur la norme ; (b) sur l'angle de phase du module complexe du matériau GB

4. III. 3. Effets du comportement viscoélastique linéaire

Du fait de la viscoélasticité linéaire, le comportement des matériaux bitumineux est dépendant de la fréquence de sollicitation. Cet aspect est important car le contenu fréquentiel du signal de charge F/HWD est généralement situé entre 1 et 100 Hz. Par ailleurs, les matériaux bitumineux respectent le Principe de Superposition Temps-Température (PSTT). Il existe donc une équivalence fréquence-température pour le comportement des matériaux bitumineux sollicités lors de l'essai F/HWD. L'objectif de cette section est de souligner l'intérêt de la prise en compte de la viscoélasticité dans l'analyse de l'essai F/HWD. Les simulations sont réalisées grâce à la Méthode des Eléments Spectraux (MES). La géométrie de la chaussée considérée ainsi que les propriétés des matériaux sont détaillées dans le Tableau 4.7. Le modèle rhéologique 2S2P1D est utilisé ici pour simuler le comportement viscoélastique linéaire et l'équation de Williams-Landel-Ferry permet de traduire l'équivalence temps-température. Le matériau viscoélastique linéaire utilisé pour la couche supérieure est fictif. Il a été créé en moyennant les constantes 2S2P1D et WLF calibrées pour 57 essais de modules complexes sur divers enrobés bitumineux réalisés à l'Université de Lyon/ENTPE (Tableau 5.5). Il s'agit ainsi d'un matériau « moyen », dont les propriétés mécaniques sont représentatives de celles des enrobés bitumineux. La méthodologie adoptée dans les sections suivantes repose principalement sur la comparaison de simulations considérant des comportements élastique et viscoélastique linéaires pour les matériaux bitumineux. Pour les approches élastiques linéaires, les modules des matériaux bitumineux seront pris comme la norme du module complexe pour un couple fréquence-température donné.

Tableau 4.7 – Structure de chaussée du massif bicouches

Layer type	Thickness	Behaviour	Modulus	Poisson's ratio	Bulk density
Asphalt concrete	30 cm	Linear elastic	E*(ω,T) ou |E*|@1,10,100Hz	0.30	2 500 kg/m^3
Soil	∞	Linear elastic	200 MPa	0.30	1 800 kg/m^3

Tableau 4.8 – Constantes du modèle viscoélastique linéaire 2S2P1D et de l'équation de WLF

2S2P1D linear viscoelastic model							WLF Equation (15°C)	
E_{00} [MPa]	E_0 [MPa]	k [-]	h [-]	δ [-]	β [-]	τ (15°C) [s]	C_1 [-]	C_2 [°C]
35	36 493	0.17	0.53	2.12	630	0.71	31.3	209.3

4. III. 3. a. Influence de la durée du chargement

En raison de leur comportement viscoélastique linéaire, les matériaux bitumineux sont sensibles à la vitesse de sollicitation. Dans le cas de l'essai F/HWD, la vitesse de sollicitation est déterminée par la durée du signal de charge. Ainsi, pour une même amplitude de chargement, plus le signal de charge est court, plus la vitesse de sollicitation est importante. Or, au-delà de la viscoélasticité linéaire, il a été montré en section 4. II. 2 que, du fait des effets dynamiques, les déflexions sont également sensibles à la durée du signal de charge.

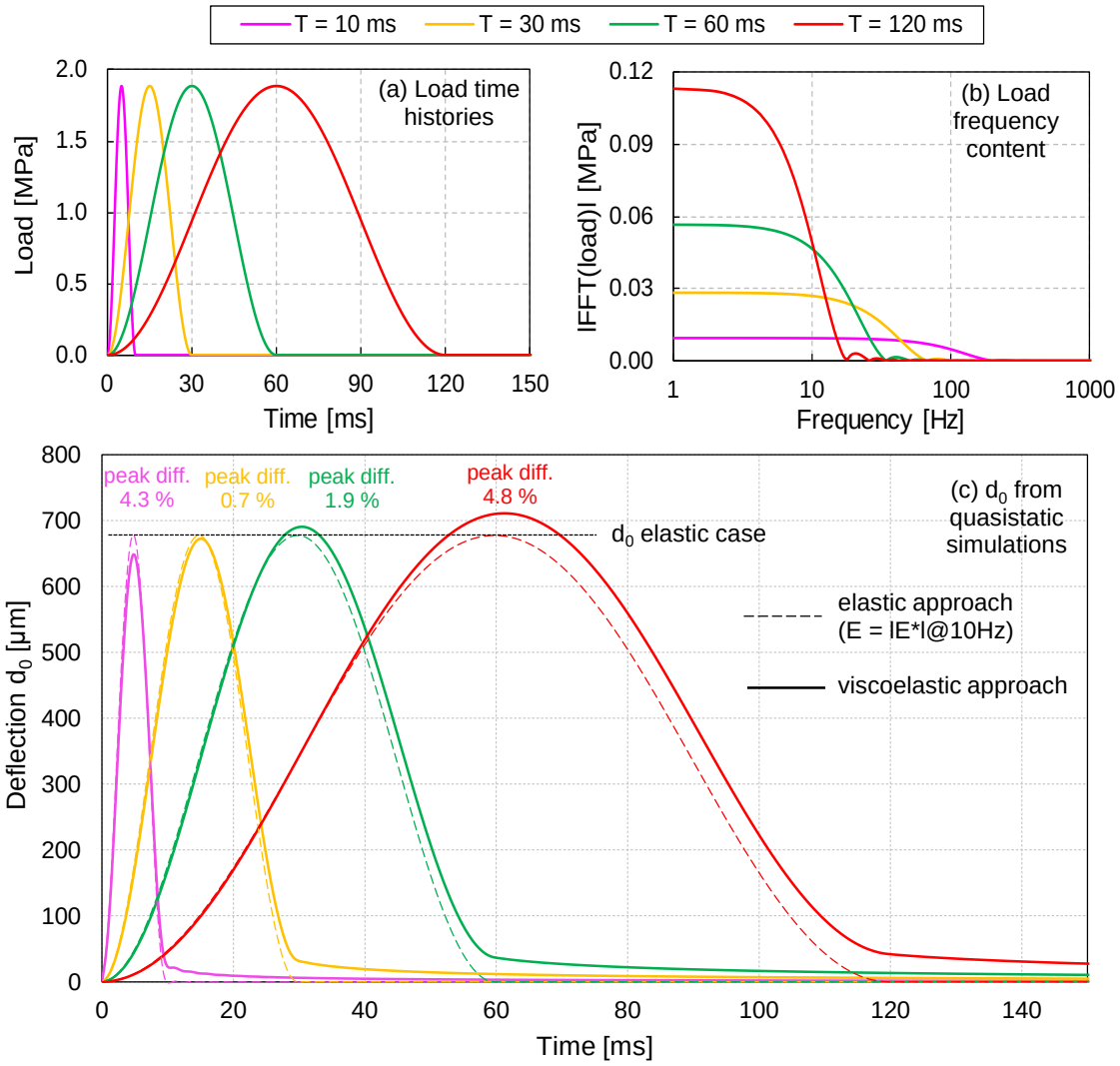


Figure 4.23 – Simulations quasi-statiques en considérant un comportement viscoélastique linéaire du matériau bitumineux pour plusieurs durées de charge (T) : (a) signaux temporels de charge ; (b) contenu fréquentiel des signaux de charge ; (c) historiques temporels de la déflexion centrale

La Figure 4.23c présente les historiques de déflexion centrale calculés sous des chargements de différentes durées (Figure 4.23a et b : 10 ms, 30 ms, 60 ms et 120 ms). Afin d'isoler l'influence de la durée de la charge liée à la viscoélasticité linéaire, ces simulations ont été réalisées en régime quasi-statique, c'est-à-dire en négligeant les effets dynamiques. Dans le cas où le matériau bitumineux est considéré élastique (E = IE*I@10Hz), les maxima de déflexion sont identiques quelle que soit la durée

du chargement. Au contraire, lorsque l'approche viscoélastique est utilisée, on observe que plus la durée du chargement est importante (pour une même amplitude), plus la déflexion maximale est grande. Cela est cohérent avec la dépendance du comportement viscoélastique linéaire à la vitesse de chargement. En effet, plus un matériau viscoélastique linéaire est sollicité lentement, plus son module apparent est faible. Les durées des signaux de charge produits par les appareils F/HWD sont généralement comprises entre 20 ms et 45 ms. La Figure 4.24 montre que pour cette gamme, il existe des différences non négligeables sur les maxima de déflexion.

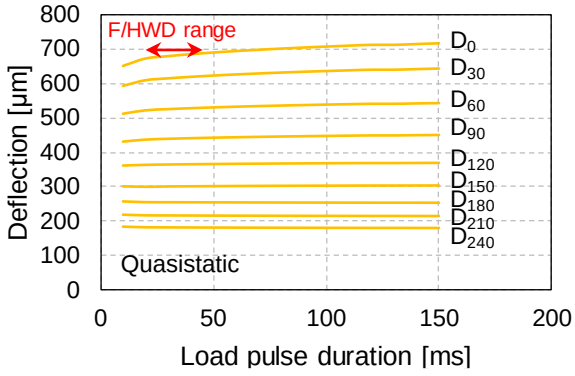


Figure 4.24 – Comparaison des bassins de déflexion quasi-statiques simulés en fonction de la durée de la charge

4. III. 3. b. Comparaison des approches élastique et viscoélastique des enrobés bitumineux

La méthodologie adoptée ici consiste en la comparaison de résultats de simulations considérant des comportements élastiques et viscoélastiques linéaires des matériaux bitumineux. Le comportement viscoélastique du matériau bitumineux considéré est modélisé par le modèle 2S2P1D dont les constantes ont été précisées dans le Tableau 5.5, à une température de 15°C. Pour les simulations tenant compte d'un comportement élastique du matériau bitumineux, le module sera pris égal à la norme du module complexe E* à une fréquence donnée pour une température de 15°C. Les fréquences choisies sont 1 Hz, 10 Hz et 100 Hz et restent dans la gamme fréquentielle sollicitée lors de l'essai F/HWD.

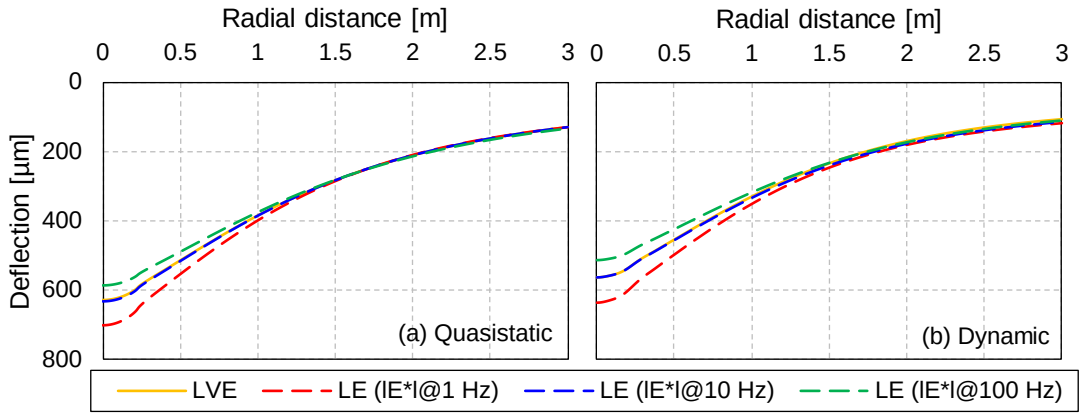


Figure 4.25 – Comparaison des bassins de déflexion en considérant un comportement élastique et viscoélastique linéaire pour le matériau bitumineux : (a) en régime quasi-statique ; (b) en régime dynamique

La Figure 4.25 montre que, pour les approches élastiques, plus la fréquence choisie est élevée, moins les déflexions maximales sont importantes, en régime quasi-statique comme en régime dynamique. Ce qui est cohérent avec une augmentation du module du matériau bitumineux lorsque la fréquence croît. Le bassin de déflexion calculé avec l'approche viscoélastique linéaire semble proche de celui obtenu dans le cas élastique à 10 Hz. Comme démontré en section 4. III. 1, les propriétés mécaniques affectées au matériau de la couche de surface (de 30 cm d'épaisseur) ont une influence seulement dans un rayon inférieur à 1.50 m du centre de la plaque de chargement.

Les historiques de déflexion calculés avec les approches élastique et viscoélastique sont comparés en Figure 4.26. En plus des différences observées sur les amplitudes de déflexion, déjà mentionnées au paragraphe précédent, les résultats des approches élastique et viscoélastique diffèrent sur la partie décroissante des signaux. En effet, le retour à zéro, en phase de régime libre (charge nulle après 30 ms), est plus lent dans le cas viscoélastique que dans le cas élastique. Ce phénomène est observable en régime quasi-statique et dynamique et est atténué pour les déflexions éloignées de la zone de chargement. Bien que l'approche élastique puisse simuler de façon satisfaisante le bassin de déflexion, en choisissant une fréquence adaptée, elle n'est pas en mesure de reproduire le retour à zéro différé observé avec l'approche viscoélastique.

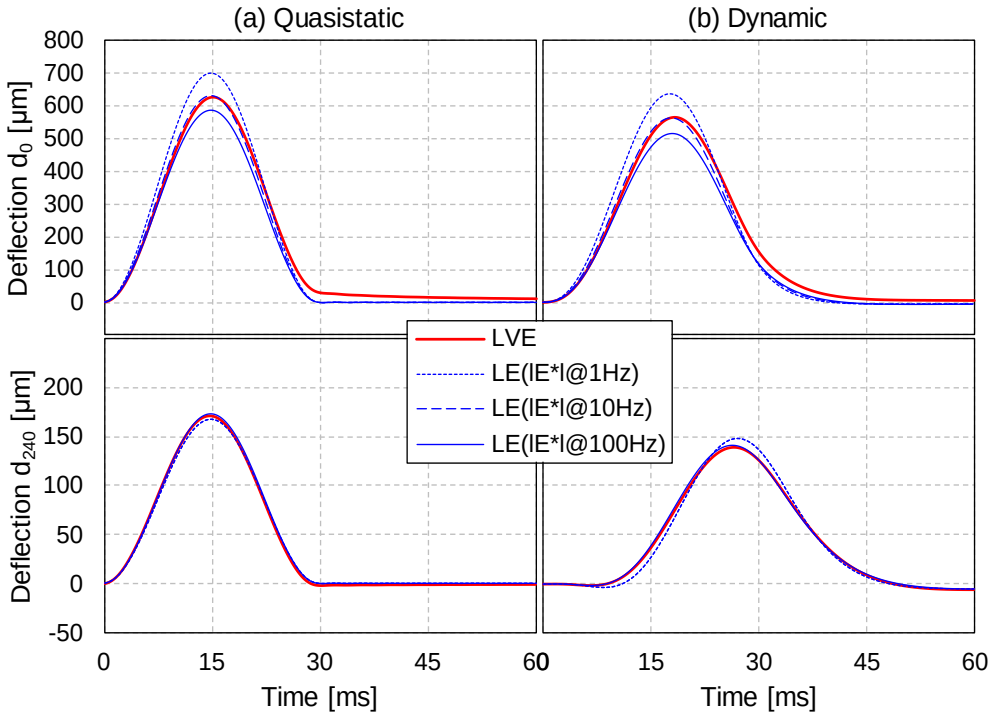


Figure 4.26 - Comparaison des historiques temporels des déflexions d_0 et d_{240} en considérant un comportement élastique et viscoélastique linéaire pour le matériau bitumineux : (a) en régime quasi-statique ; (b) en régime dynamique

L'analyse des Fonctions de Réponse Fréquentielle (FRF) est présentée en Figure 4.27. Elle permet de comparer les réponses de la chaussée sous un chargement harmonique selon diverses hypothèses mécaniques (quasi-statique/dynamique ou élastique/viscoélastique). En régime quasi-statique, les FRF sont constantes lorsqu'elles sont calculées en utilisant une approche élastique alors qu'elles diminuent avec la fréquence en considérant une approche viscoélastique. La même observation peut être faite

pour le cas dynamique, en ajoutant la décroissance des FRF attribuable aux effets d'inertie. En raison du comportement viscoélastique linéaire du matériau bitumineux, le comportement de la structure dépend donc de la fréquence dans la gamme sollicitée par l'appareil F/HWD ([0 ;100] Hz). Il peut également être noté que les FRF calculées avec un module élastique pris à 10 Hz (resp. 1 Hz et 100 Hz) intersectent les FRF calculées selon l'approche viscoélastique à cette même fréquence.

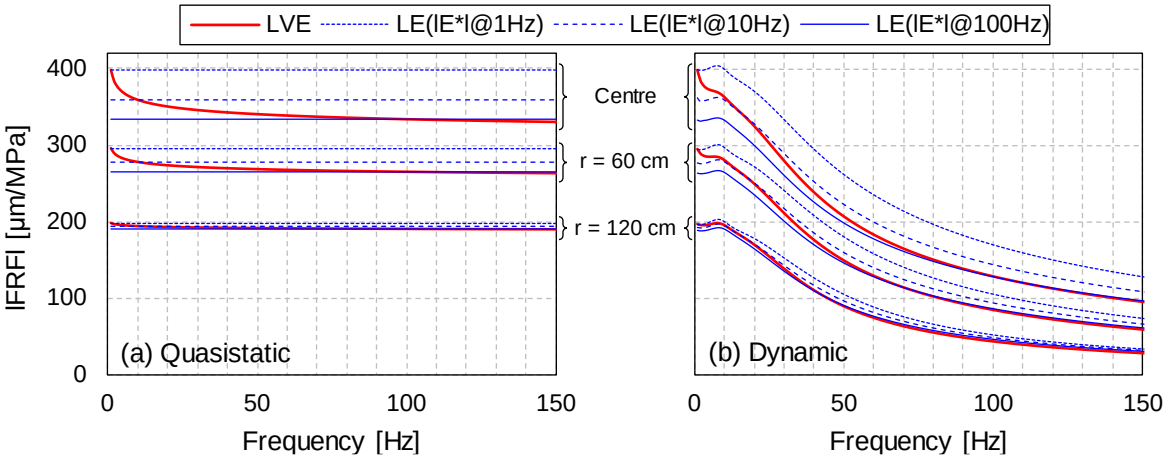


Figure 4.27 - Comparaison des Fonctions de Réponse Fréquentielle (FRF) aux positions r = 0 cm, r = 60 cm et r = 120 cm, en considérant un comportement élastique et viscoélastique linéaire pour le matériau bitumineux : (a) en régime quasi-statique ; (b) en régime dynamique

4. III. 3. c. Conséquences de la superposition temps-température

Le principe de superposition temps-température, appliqué aux matériaux bitumineux, établi une relation entre la fréquence de sollicitation et la température du matériau. Dans le cas de l'essai F/HWD, il a précédemment été vu que le contenu fréquentiel s'étend sur une gamme donnée de fréquences (généralement [0 ;100] Hz) et que cet essai peut être pratiqué à n'importe quelle température (en France, comprise entre 0°C et 30°C). Le raisonnement proposé ici est centré sur le comportement des matériaux bitumineux. Prenons l'exemple du matériau Grave-Bitume (GB), dont la caractérisation viscoélastique linéaire est détaillée au Chapitre 2. Les constantes du modèle 2S2P1D calibré pour le matériau GB sont rappelées dans le Tableau 4.9.

Tableau 4.9 – Constantes du modèle viscoélastique linéaire 2S2P1D et de l'équation de WLF

2S2P1D linear viscoelastic model							WLF Equation (15°C)	
E_{00} [MPa]	E_0 [MPa]	k [-]	h [-]	δ [-]	β [-]	τ (15°C) [s]	C_1 [-]	C_2 [°C]
35	36 493	0.17	0.53	2.12	630	0.71	31.3	209.3

La modélisation 2S2P1D du comportement viscoélastique linéaire du matériau GB est représentée en Figure 4.28 dans le plan Cole-Cole et l'espace de Black. Ces courbes sont indépendantes de la température. Sur cette même figure, la gamme de fréquences sollicitées lors de l'essai F/HWD ([0 ;100] Hz) est représentée pour trois températures. On observe alors que cette plage de fréquences peut être déplacée en fonction de la température considérée. Par conséquent, plusieurs essais F/HWD sur la même chaussée à des températures variées devraient permettre la caractérisation viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux.

L'observation des courbes maîtresses de la norme et de l'angle de phase du module complexe, au regard de la gamme de fréquences sollicitées lors de l'essai F/HWD (Figure 4.29), laisse supposer que la caractérisation des propriétés viscoélastiques linéaires est envisageable par morceaux à différentes températures. L'application du PSTT permettrait ainsi le calcul des courbes maîtresse des matériaux constitutifs de la chaussée si des essais sont réalisés au même endroit sur une large gamme de températures.

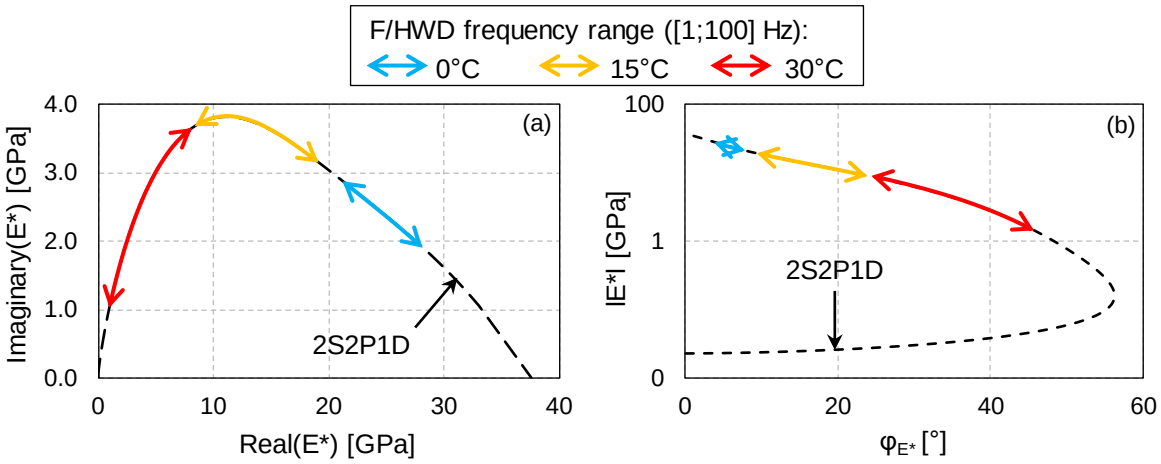


Figure 4.28 – Représentation des propriétés viscoélastiques linéaires du matériau GB et de la gamme de fréquences sollicitées par l'essai F/HWD ([0 ;100] Hz) à trois températures (0°C, 15°C et 30°C) : (a) dans le plan Cole-Cole ; (b) dans l'espace de Black

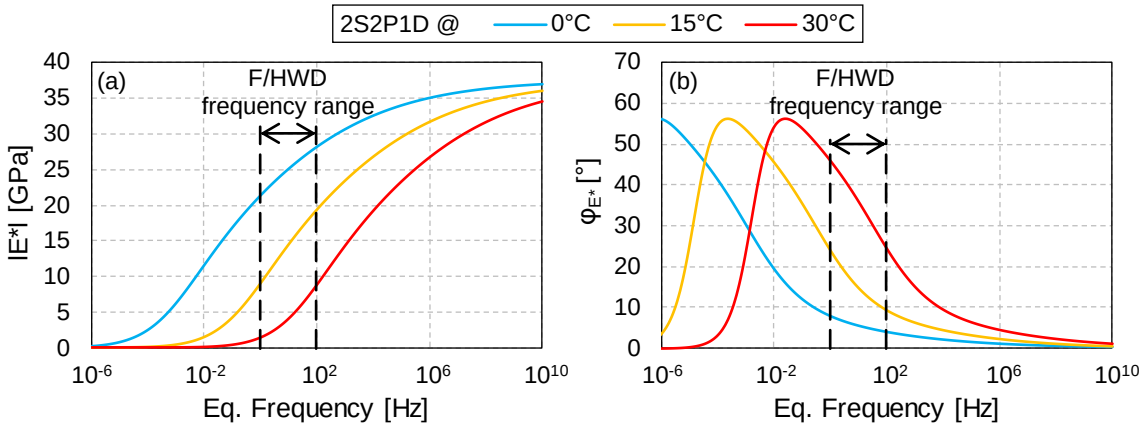


Figure 4.29 – Courbes maîtresses calculées avec le modèle 2S2P1D pour le matériau GB à trois températures (0°C, 15°C et 30°C) : (a) norme et (b) angle de phase du module complexe

4. III. 3. d. Etude de sensibilité des déflexions par rapport aux constantes du modèle 2S2P1D

La viscoélasticité linéaire peut être modélisée grâce à des modèles rhéologiques complexes nécessitant un grand nombre de constantes. Parmi ces outils, il a été montré que le modèle 2S2P1D permet de simuler avec précision le comportement viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux au moyen de sept constantes : E_0, E_{00}, k, h, δ, β et τ. Seule la constante τ dépend de la température. Elle

peut être calculée, à partir de la valeur à une température de référence τ_{ref} et de deux constantes (C_1 et C_2) grâce à l'équation permet de Williams-Landel-Ferry.

L'objectif de ce paragraphe est de déterminer quelles constantes du modèle 2S2P1D ont une influence significative sur les déflexions de surface. Comme il a été montré en section 4. III. 1 que l'influence de la couche de matériaux bitumineux sur les déflexions est maximale au centre de la plaque de chargement, seule la déflexion centrale sera étudiée ici. La structure de chaussée et les propriétés mécaniques considérées sont décrites dans le Tableau 4.10. La couche supérieure est faite d'un matériau bitumineux de référence dont le comportement viscoélastique linéaire est simulé par le modèle 2S2P1D (constantes précisées dans le Tableau 4.11). Le signal de charge utilisé est un demi-sinus de 300 kN d'amplitude et d'une durée de 30 ms.

Une étude de sensibilité est menée en faisant varier individuellement chacune des constantes 2S2P1D tandis que les autres restent fixées aux valeurs de référence. Les valeurs explorées pour chaque constante sont recensées dans le Tableau 4.12. Cette étude de sensibilité est réalisée à plusieurs températures entre 0°C et 30°C pour prendre en compte les variations de la constante τ. A chaque température et pour chaque constante, le coefficient de variation est calculé sur le maximum de déflexion centrale. Les résultats détaillés de l'étude de sensibilité à 15°C sont présentés en Figure 4.30.

Tableau 4.10 – Structure de chaussée du massif bicouche

Layer type	Thickness	Behaviour	Modulus	Poisson's ratio	Bulk density
Asphalt concrete	30 cm	Linear Viscoelastic (LVE)	E*(ω,T)	0.30	2 500 kg/m^3
Soil	∞	Linear Elastic (LE)	200 MPa	0.30	1 800 kg/m^3

Tableau 4.11 – Constantes 2S2P1D de référence du matériau bitumineux

Initial set of 2S2P1D constants								
E_{00} [MPa]	E_0 [MPa]	k [-]	h [-]	δ [-]	β [-]	τ (15°C) [s]	C_1 [-]	C_2 [°C]
35	36 493	0.17	0.53	2.12	630	0.71	31.3	209.3

Tableau 4.12 – Valeurs explorées pour les paramètres du modèle 2S2P1D

Investigated 2S2P1D constants at each temperature					
E_{00} [MPa]	E_0 [MPa]	k [-]	h [-]	δ [-]	β [-]
10	30 000	0.130	0.470	1.75	50
48	32 000	0.146	0.494	1.91	240
86	34 000	0.162	0.518	2.07	430
124	36 000	0.178	0.542	2.23	620
162	38 000	0.194	0.566	2.39	810
200	40 000	0.210	0.590	2.55	1000

Les résultats des études de sensibilité à toutes les températures sont disponibles dans le Tableau 4.13 et en Figure 4.31. La déflexion centrale maximale montre une sensibilité significative à trois paramètres du modèle 2S2P1D : E_0, k et δ. La sensibilité aux autres paramètres (E_{00}, h et β) est inférieure à 1 % quelle que soit la température considérée. Des tendances peuvent être identifiées en fonction de la température. Plus la température est élevée, plus les paramètres E_{00} et h ont une influence importante. A l'inverse, l'influence des paramètres E_0 et k décroît lorsque la température augmente. Le paramètre δ connaît une influence maximale à environ 20°C.

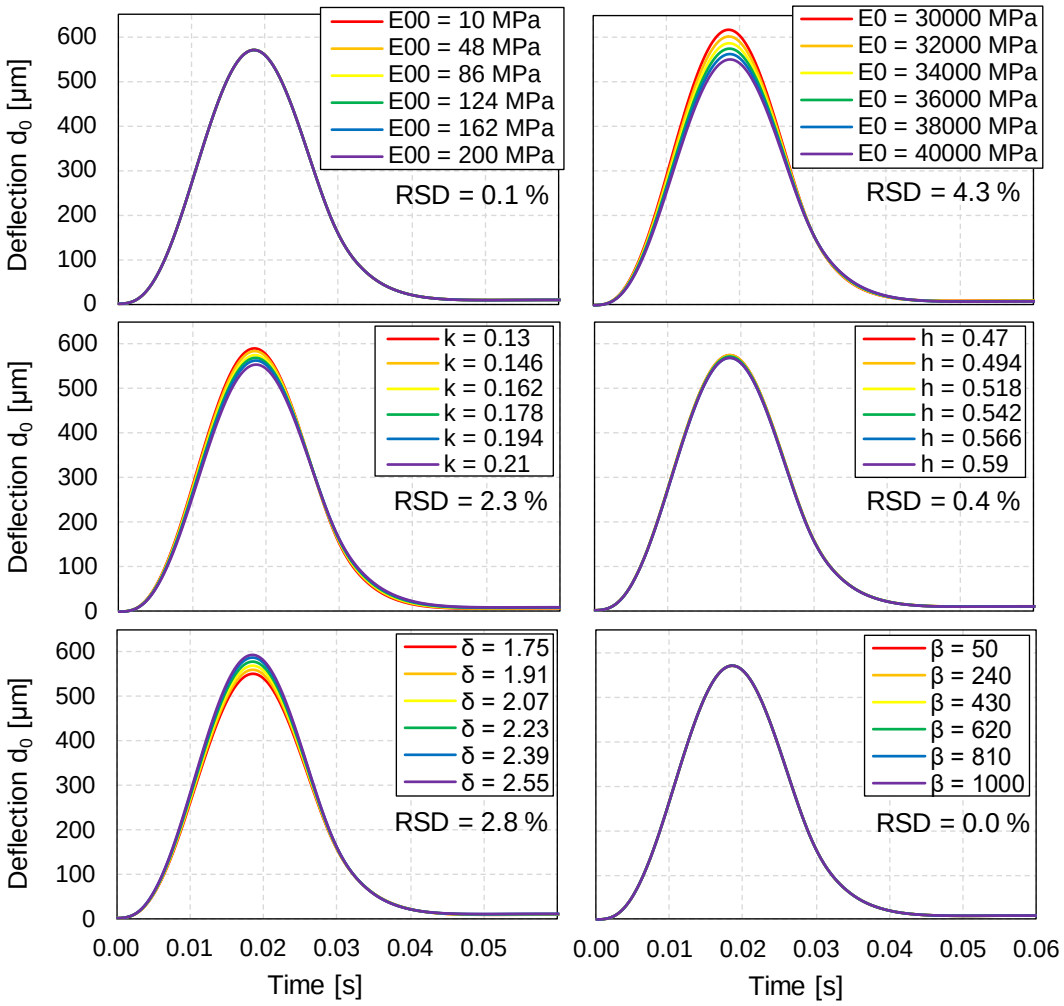


Figure 4.30 – Etude de sensibilité de la déflexion centrale (d_0) par rapport aux constantes 2S2P1D du matériau viscoélastique linéaire à T = 15°C

Tableau 4.13 – Résultats des études de sensibilité sur les paramètres du modèle 2S2P1D entre 0°C et 30°C

	Relative Standard Deviation (RSD) of central deflection d_0						
	0°C	5°C	10°C	15°C	20°C	25°C	30°C
E_{00}	0.0%	0.0%	0.1%	0.1%	0.1%	0.2%	0.3%
E_0	4.4%	4.4%	4.3%	4.3%	4.2%	4.1%	4.1%
k	3.5%	3.4%	3.0%	2.3%	1.4%	0.3%	0.6%
h	0.1%	0.2%	0.3%	0.4%	0.5%	0.3%	0.3%
δ	1.7%	2.1%	2.5%	2.8%	3.0%	2.9%	2.6%
β	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%

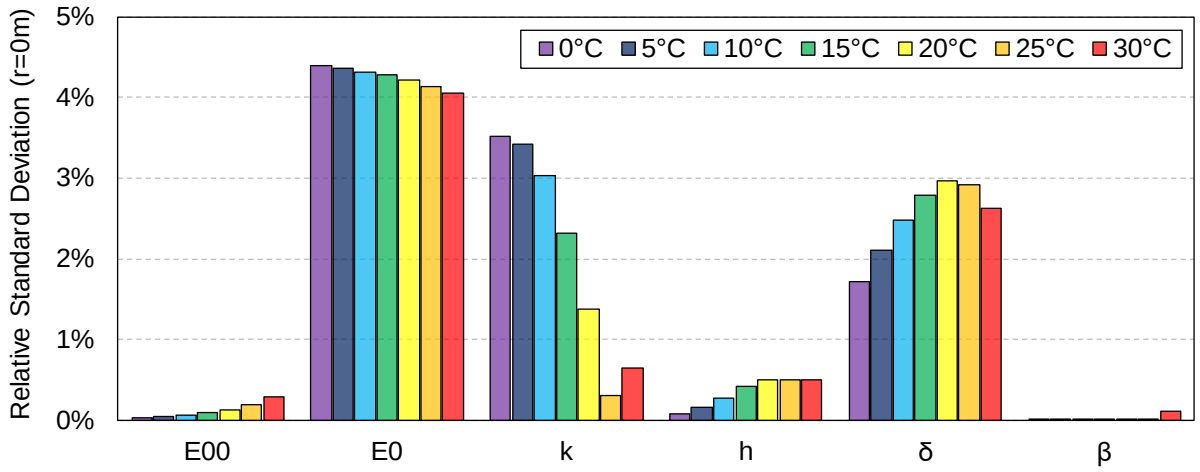


Figure 4.31 – Résultats des études de sensibilité sur les paramètres du modèle 2S2P1D entre 0°C et 30°C

Les observations faites sur les résultats des études de sensibilité peuvent être interprétées en mettant en relation les effets des constantes 2S2P1D dans le plan Cole-Cole et les effets de la température et de la fréquence. Ainsi, la Figure 4.32 montre que les paramètres k et E_{00} ont une influence sur les propriétés mécaniques aux basses températures (ou hautes fréquences) tandis que les constantes E_0 et h ont une influence aux hautes températures (ou basses fréquences). La constante δ a une influence aux températures moyennes. Cela est en accord avec les résultats de l'étude de sensibilité.

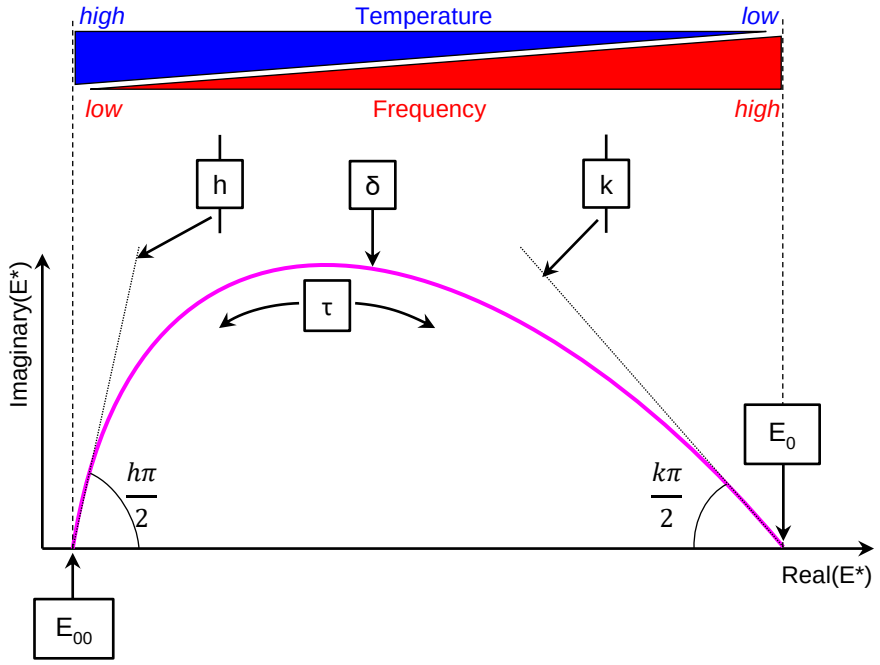


Figure 4.32 – Influence des constantes du modèle 2S2P1D dans le plan Cole-Cole et effets de la température et de la fréquence

4. III. 4. Synthèse sur l'influence des matériaux bitumineux

Les sections précédentes ont permis de montrer que :

- L'influence des matériaux bitumineux est limitée à une zone circulaire dont le rayon est environ égal à cinq fois l'épaisseur des couches de matériaux bitumineux.
- La température a un effet majeur sur les déflexions proches de la zone de chargement. Une augmentation de température induit une diminution de la norme et une augmentation de l'angle de phase du module complexe des enrobés bitumineux.
- En raison du comportement viscoélastique linéaire des enrobés bitumineux, les déflexions dépendent de la vitesse de sollicitation et, par conséquent, de la durée du chargement F/HWD.
- En vertu du principe de superposition temps-température, des essais F/HWD sur la même structure de chaussée à différentes températures permettraient une caractérisation viscoélastique linéaire sur une large gamme de fréquences.
- Les déflexions de surface ne sont pas sensibles à toutes les constantes du modèle 2S2P1D. Seules les constantes E_0, k et δ ont une influence significative sur les déflexions.

4. IV. Influence du comportement des interfaces entre couches de chaussée

Au sein des chaussées souples, il existe deux types d'interface : les interfaces enrobé/enrobé et les interfaces enrobé/sol. Cette partie est consacrée aux interfaces enrobé/enrobé. Lors de la construction de la chaussée, une attention particulière est portée au collage entre couches de chaussée et des produits (bitume pur ou émulsion de bitume) sont généralement appliqués aux interfaces entre couches de matériaux bitumineux. L'objectif de cette section est d'étudier l'effet de différentes conditions d'interface à l'aide des outils numériques développés. Ces différentes conditions d'interface seront analysées en termes de fonctionnement mécanique des structures de chaussée et d'effets sur les déflexions mesurables en surface. Enfin, l'effet de la température sur la qualité du collage sera étudié dans un cas où la thermo-susceptibilité de l'interface est modélisée. Comme présenté dans le Chapitre 3, les interfaces sont ici modélisées dans une seule direction et considérées infiniment fines. Trois conditions d'interface sont utilisées :

- **Parfaitement collée**. Les déplacements axiaux et radiaux ainsi que les contraintes verticale et de cisaillement sont continus de part et d'autre de l'interface ;
- **Partiellement collée**. La contrainte de cisaillement est proportionnelle à la différence de déplacement radial de part et d'autre de l'interface (Equation 4.4). Le facteur de proportionnalité est une raideur d'interface, en MPa/m. Cette raideur peut être élastique linéaire, il s'agit dans ce cas-là d'un nombre réel pur K ; ou bien viscoélastique linéaire avec une raideur K* qui est un nombre complexe ;

$$K_{rz} = \frac{\sigma_{rz}}{\Delta u} \qquad 4.4$$

- **Parfaitement glissant**. La contrainte de cisaillement à l'interface est imposée nulle, sans condition sur la différence des déplacements radiaux.

4. IV. 1. Influence sur le fonctionnement mécanique de la structure de chaussée

Lors du dimensionnement d'une chaussée neuve, les interfaces entre couches de chaussée en enrobé sont généralement considérées comme parfaitement collées, ce qui est un idéal non atteint en pratique. Par ailleurs, les interfaces sont sujettes au phénomène de fatigue, conduisant à une diminution de la qualité du collage au cours de la durée de service de la chaussée. L'objectif de ce paragraphe est de déterminer l'effet de la qualité du collage au niveau de l'interface sur les performances mécaniques de la chaussée.

Le fonctionnement d'une chaussée souple est ici observé du point de vue de la déformation d'extension au bas des couches bitumineuses, qui est un des critères de dimensionnement de la méthode française. La structure de chaussée considérée est présentée dans le Tableau 4.14. Elle comporte deux couches d'enrobé, dont le comportement viscoélastique linéaire est identique, qui reposent sur une couche de matériaux granulaires. L'interface entre les deux couches d'enrobé sera considérée comme parfaitement collée, glissante ou comportant une raideur élastique K_{rz}. Le chargement utilisé lors de ces simulations est un demi-sinus de 300 kN d'amplitude et d'une durée de 30 ms, réparti sur une zone de chargement de 45 cm de diamètre.

Tableau 4.14 – Structure de chaussée avec interface

Layer type	Thickness	Behaviour	Modulus	Poisson's ratio	Bulk density
Asphalt Concrete (AC_1)	15 cm	Linear Viscoelastic (LVE)	E*	0.30	2 500 kg/m^3
Interface AC_1 / AC_2	-	*Linear Elastic (LE), bonded or sliding*	*K_{rz}*	-	-
Asphalt Concrete (AC_2)	15 cm	Linear Viscoelastic (LVE)	E*	0.30	2 500 kg/m^3
Interface AC_2 / Soil	-	*Bonded*	-	-	-
Soil	∞	Linear Elastic (LE)	200 MPa	0.30	2 000 kg/m^3

La Figure 4.33a illustre le comportement de l'interface entre les couches de chaussée AC1 et AC2. Dans le cas où les couches sont parfaitement collées, il n'y a pas de saut de déplacement horizontal de part et d'autre de l'interface et la contrainte de cisaillement augmente fortement. Au contraire, lorsque l'interface est parfaitement glissante, la contrainte de cisaillement est nulle tandis que la différence de déplacement horizontal avoisine 100 µm. L'introduction d'une raideur élastique d'interface K_{rz} permet d'atteindre les cas intermédiaires pour lesquels la contrainte de cisaillement est directement proportionnelle au saut de déplacement horizontal. Plus la raideur est importante, moins le saut de déplacement est important et plus le comportement de l'interface se rapproche du cas parfaitement collé.

La Figure 4.33b présente la déformation radiale (ε_{rr}) en fonction de la profondeur sur l'axe de symétrie (centre de chargement) à l'instant t = 15 ms (maximum de charge). L'introduction d'un décollement ou d'un collage partiel introduit une discontinuité de déformation radiale entre le bas de la couche AC_1 et le sommet de la couche AC_2. En conséquence, le bas de la couche AC_1 est en extension alors que selon les hypothèses de dimensionnement (collage parfait) la déformation radiale aurait dû y être quasi-nulle. A ce titre, la mise en extension du bas de la couche AC_1 est parfaitement visible sur la Figure 4.34. La plus grande déformation d'extension est calculée pour le cas « parfaitement décollé » avec une valeur d'environ 200 µm/m. Lorsque la qualité du collage décroît, la déformation en base de AC_2 augmente également. Elle passe de 140 µm/m dans le cas « parfaitement collé » à 200 µm/m dans le cas « parfaitement décollé ». Un défaut de collage peut donc conduire à d'importants niveaux de

déformation et à la ruine prématurée de la chaussée. De plus, la mise en extension du bas de la couche AC_1 pourrait amorcer une fissure au niveau de l'interface, générant un mode d'endommagement non prévu par les méthodes de dimensionnement actuelles. Les conséquences d'un mauvais collage (par rapport à l'hypothèse d'un collage parfait) sont donc traduites par un fonctionnement de la chaussée différent de celui pour lequel elle a été conçue et leur prise en compte pourrait remettre en cause les principales hypothèses des méthodes de dimensionnement rationnelles.

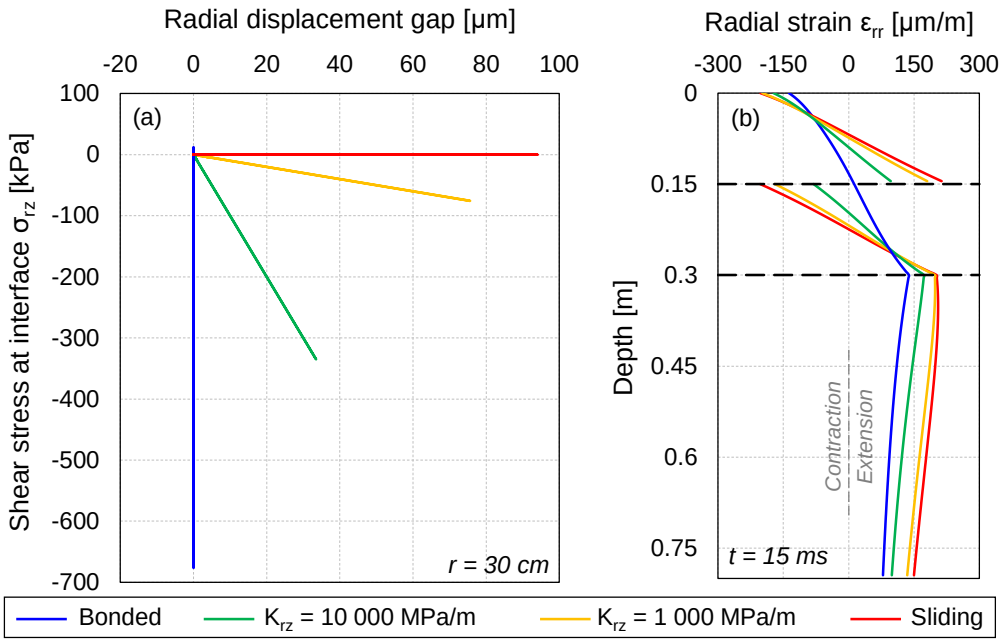


Figure 4.33 – (a) contrainte de cisaillement en fonction du saut de déplacement à l'interface à une distance radiale r = 30 cm ; (b) déformation radiale sur l'axe de symétrie à t = 15 ms

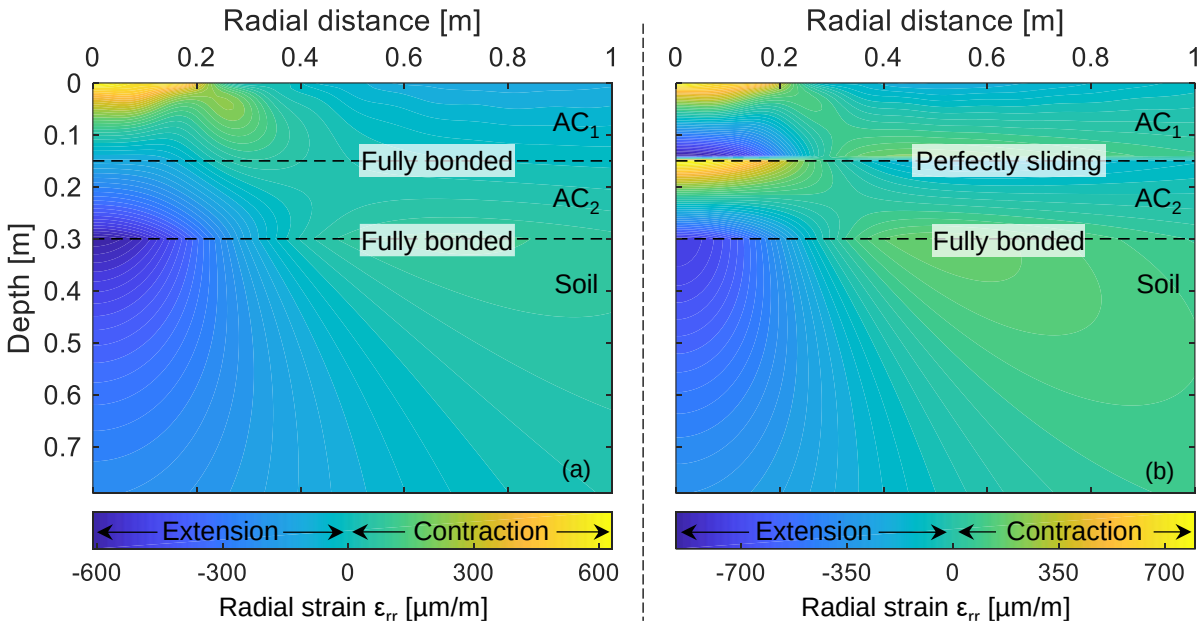


Figure 4.34 – Déformation radiale dans la chaussée à l'instant t = 15 ms : (a) interface AC_1/AC_2 parfaitement collée ; (b) interface AC_1/AC_2 parfaitement glissante

Les observations précédentes sont complétées par l'observation des signaux temporels de déformation radiale de part et d'autre de l'interface AC_1/AC_2 en Figure 4.35. Pour un collage parfait, les déformations radiales à la base de AC_1 et au sommet de AC_2 sont identiques, ce qui signifie que les deux couches travaillent de concert. Dès lors que la qualité de collage est dégradée, le sommet de AC_2 est en contraction alors que la valeur d'extension à la base de AC_1 augmente fortement, les maxima passant de 13 µm/m à 200 µm/m.

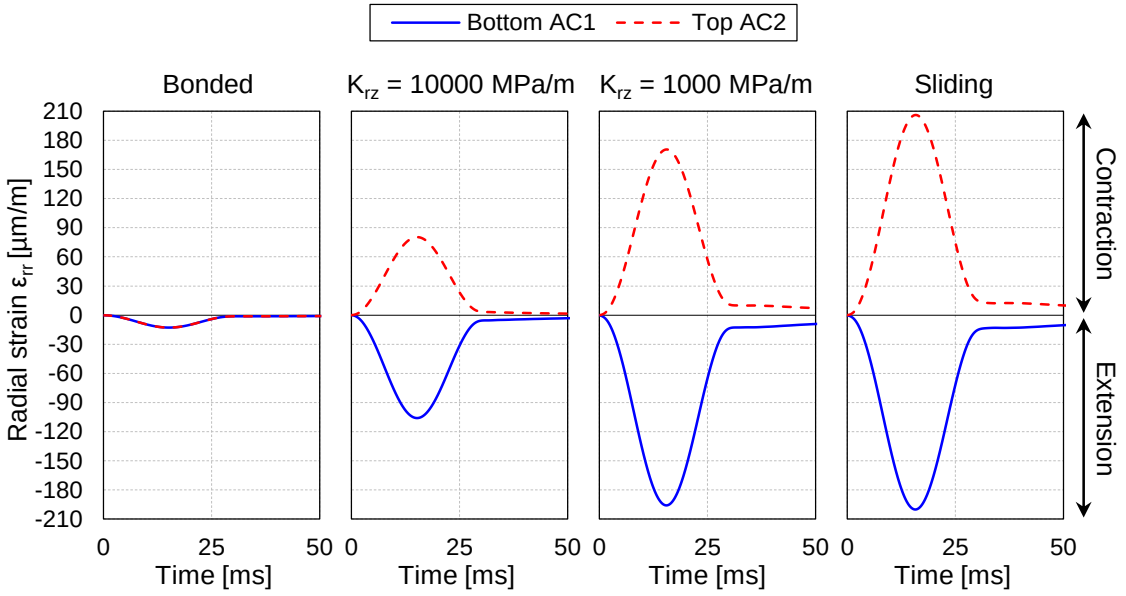


Figure 4.35 – Historiques temporels des déformations radiales à la base de la couche AC_1 et au sommet de la couche AC_2 pour plusieurs conditions d'interface

4. IV. 2. Influence des interfaces sur les déflexions

L'objectif de ce paragraphe est d'évaluer l'effet des conditions d'interface sur les déflexions mesurées lors de l'essai F/HWD. Cela permettra d'évaluer, grâce aux simulations, la capacité à détecter des défauts d'interface à partir de mesures de déflexion. La structure de chaussée est identique au paragraphe précédent et rappelée dans le Tableau 4.15. Le cas de chargement est également repris (demi-sinus de 300 kN et 30 ms).

Tableau 4.15 – Structure de chaussée avec interface

Layer type	Thickness	Behaviour	Modulus	Poisson's ratio	Bulk density
Asphalt Concrete (AC_1)	15 cm	Linear Viscoelastic (LVE)	E*	0.30	2 500 kg/m^3
Interface AC_1 / AC_2	-	*Linear Elastic (LE), bonded or sliding*	*K_{rz}*	-	-
Asphalt Concrete (AC_2)	15 cm	Linear Viscoelastic (LVE)	E*	0.30	2 500 kg/m^3
Interface AC_2 / Soil	-	*Bonded*	-	-	-
Soil	∞	Linear Elastic (LE)	200 MPa	0.30	2 000 kg/m^3

Les bassins de déflexion calculés avec différentes conditions pour l'interface AC_1/AC_2 sont représentés en Figure 4.36. D'importantes différences sont observées sur la Figure 4.36b pour les bassins pseudo-statiques de déflexion, notamment à proximité de la zone de chargement. La déflexion centrale est de 565 µm dans le cas où l'interface est parfaitement collée et de 922 µm dans le cas où

l'interface est parfaitement glissante, soit une différence supérieure à 60 %. La déflexion centrale est donc très sensible à la qualité du collage entre les couches AC_1 et AC_2. Les déflexions calculées loin de la zone de chargement semblent moins sensibles à la condition d'interface. La déflexion à 240 cm est par exemple de 138 µm dans le cas où l'interface est parfaitement collée et de 161 µm avec une interface glissante, soit une différence d'environ 15 %. La Figure 4.36a démontre que toutes les qualités de collage peuvent être atteintes en utilisant une raideur élastique d'interface K_{rz}. Une faible raideur d'interface (< 10^2 MPa/m) donne des résultats comparables à une interface glissante tandis qu'une raideur d'interface importante (> 10^6 MPa/m) simule une interface parfaitement collée. Cette étude de sensibilité à l'aide des modèles numériques développés, démontre que, pour cet exemple au moins, les mesures F/HWD sont sensibles aux conditions d'interface entre couches bitumineuses. Ces observations sont reprises par Roussel, Di Benedetto, Sauzéat, et al. (2020b).

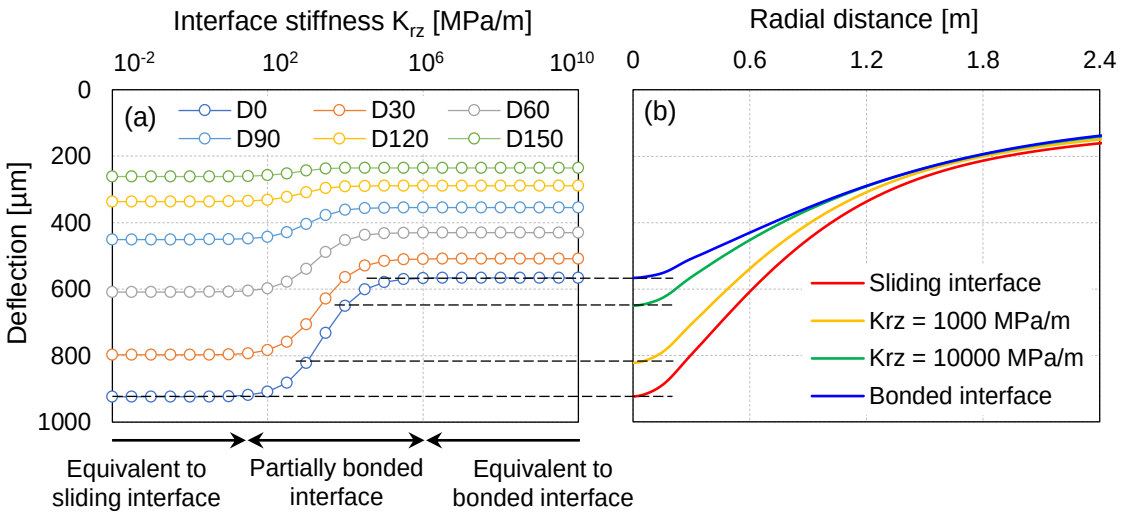


Figure 4.36 – Bassins de déflexion calculés avec différentes conditions pour l'interface AC_1/AC_2 : (a) raideur élastique ; (b) collage ou glissement parfait

4. IV. 3. Effet de la température sur la qualité du collage à l'interface

Lors de la construction des chaussées souples, des produits d'accrochage sont appliqués entre les couches bitumineuses. Ces produits sont la plupart du temps dérivés du bitume (bitume pur ou émulsion du bitume) et présentent donc une forte susceptibilité thermique. Il est dès lors légitime de s'interroger sur la qualité du collage lorsque la température de la chaussée est élevée. Pour répondre à cette question, la structure de chaussée précédemment considérée est reprise mais avec un comportement viscoélastique linéaire pour l'interface AC_1/AC_2 (Tableau 4.16). La viscoélasticité linéaire de l'interface, dont le module est noté K_{rz}^*, est simulée à l'aide du modèle rhéologique 2S2P1D dont le module complexe est rappelé en Equation 4.5. Les constantes utilisées ont été déterminées à l'aide d'essais en laboratoire sur cylindre creux par Attia (2020) (Tableau 4.17). Des simulations sont réalisées à différentes températures en tenant compte de la thermo-sensibilité des enrobés AC_1 et AC_2 et de l'interface AC_1/AC_2 grâce à l'équation de Williams-Landel-Ferry (WLF).

Tableau 4.16 – Structure de chaussée avec interface viscoélastique linéaire

Layer type	Thickness	Behaviour	Modulus	Poisson's ratio	Bulk density
Asphalt Concrete (AC_1)	15 cm	Linear Viscoelastic (LVE)	E*(ω,T)	0.30	2 500 kg/m³
Interface AC_1 / AC_2	-	*Linear Viscoelastic (LVE)*	*K_{rz}*(ω,T)*	-	-
Asphalt Concrete (AC_2)	15 cm	Linear Viscoelastic (LVE)	E*(ω,T)	0.30	2 500 kg/m³
Interface AC_2 / Soil	-	*Bonded*	-	-	-
Soil	∞	Linear Elastic (LE)	200 MPa	0.30	2 000 kg/m³

$$K^*_{rz,2S2P1D}(\omega) = K_{00} + \frac{K_0 - K_{00}}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h} + (i\omega\beta\tau)^{-1}} \qquad 4.5$$

Tableau 4.17 – Constantes 2S2P1D et WLF pour la modélisation viscoélastique linéaire de l'interface AC_1/AC_2

2S2P1D							WLF	
K_{00} [MPa/m]	K_0 [MPa/m]	k [-]	h [-]	δ [-]	β [-]	τ (15°C) [s]	C_1 [-]	C_2 [°C]
2.2E9	420E9	0.20	0.53	2.3	300	0.10	7.2	112

Le comportement de l'interface à différentes températures est observé en Figure 4.37a. En raison de la viscoélasticité, le chemin contrainte-saut de déplacement emprunté lors de la phase de chargement (0 < t < 15 ms) est différent de celui emprunté lors du déchargement (15 < t < 30 ms). Contrairement à ce qui avait été observé avec une interface parfaitement élastique (Figure 4.33), l'ellipse observée témoigne de la dissipation d'énergie au niveau de l'interface AC_1/AC_2. L'aire de cette ellipse est d'autant plus grande que la température est élevée (Figure 4.37b).

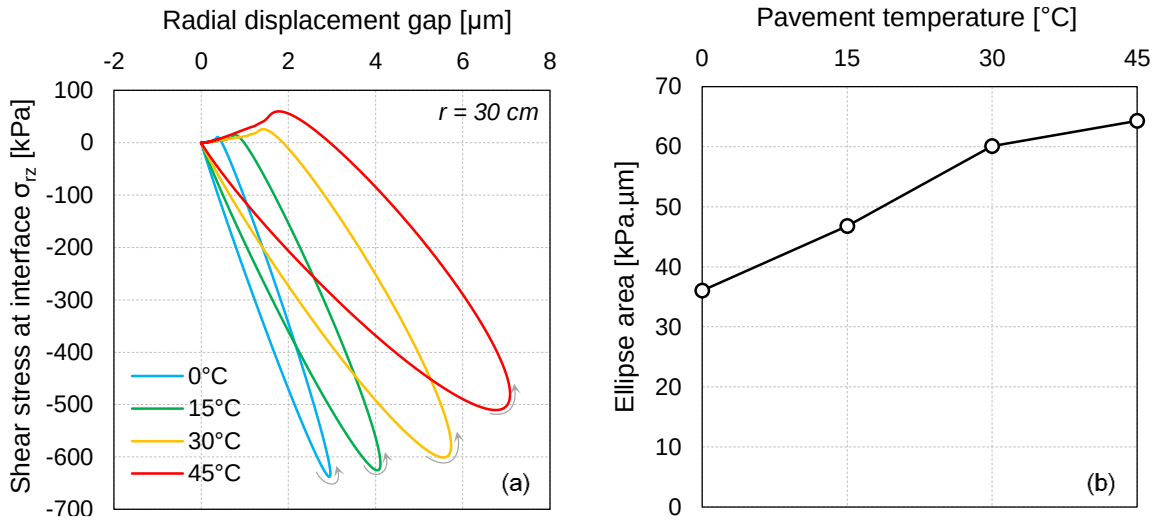


Figure 4.37 – Interface AC_1/AC_2 : (a) Comportement viscoélastique à différentes températures (r = 30 cm) ; (b) Aire de l'ellipse en fonction de la température

L'effet de la température sur les déformations radiales en base de la couche AC_1 et au sommet de la couche AC_2 est illustré en Figure 4.38. Pour toutes les températures, une discontinuité de déformation radiale de part et d'autre de l'interface est observée. Cela signifie que le comportement viscoélastique de l'interface AC_1/AC_2 n'est pas équivalent à un collage parfait. Par ailleurs, cette différence de déformation augmente avec la température. Les niveaux de déformation augmentent également, passant à la base de AC_1 de -20 µm/m à 0°C à -130 µm/m à 45°C. Des observations similaires sont faites par Roussel, Di Benedetto, Sauzéat, et al. (accepted).

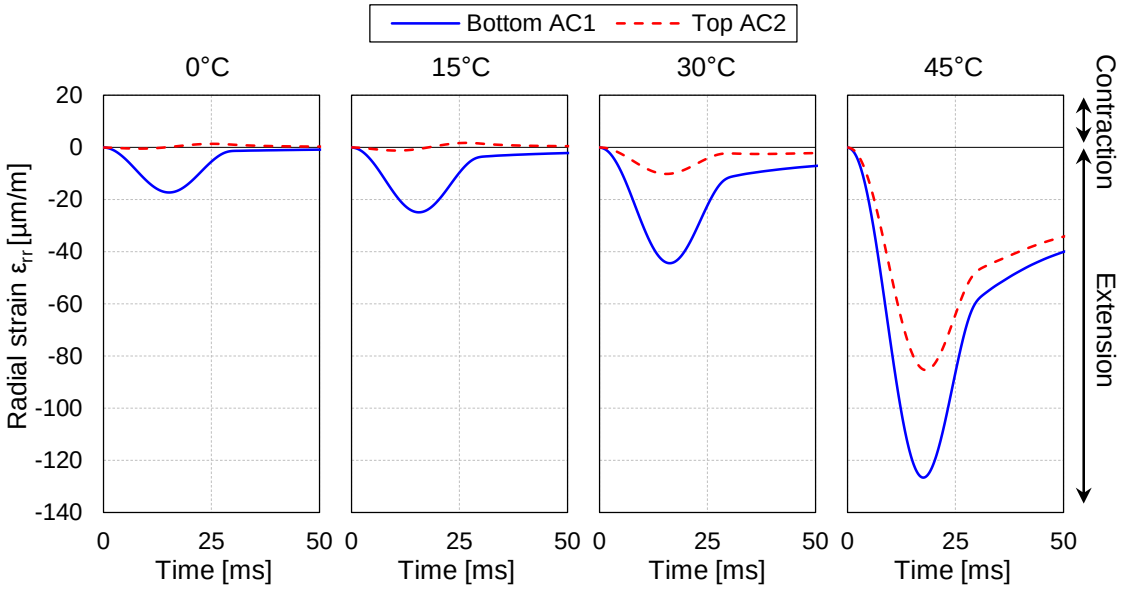


Figure 4.38 – Historiques temporels des déformations radiales à la base de la couche AC_1 et au sommet de la couche AC_2 pour plusieurs températures en considérant une interface AC_1/AC_2 viscoélastique linéaire

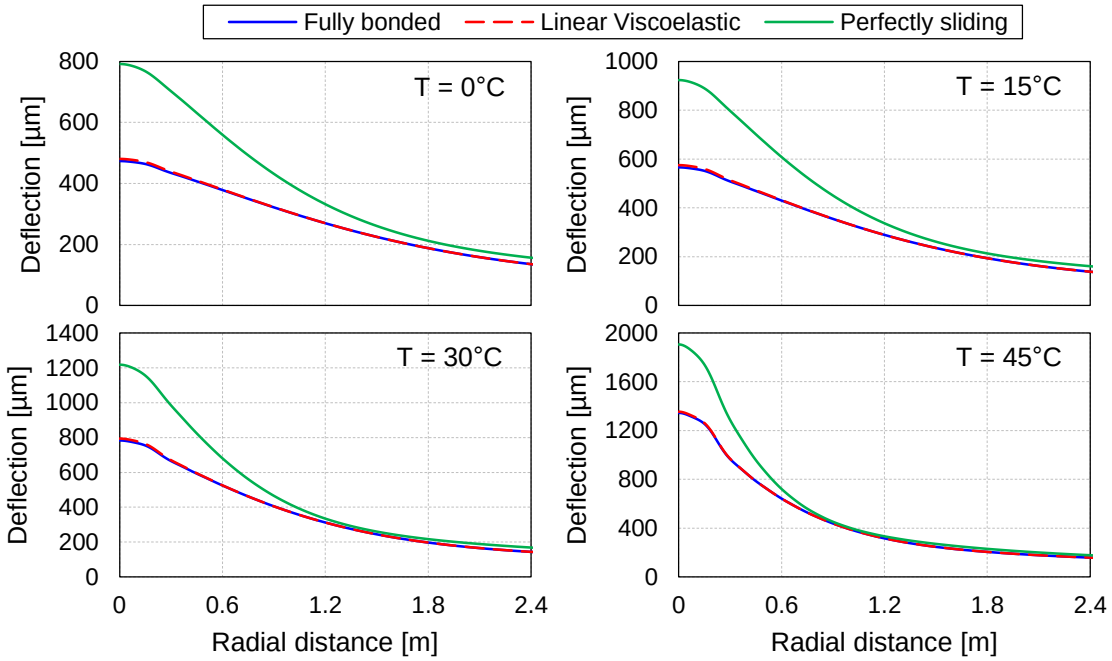


Figure 4.39 – Bassins pseudo-statiques de déflexion calculés à différentes températures pour trois conditions d'interface AC_1/AC_2 : viscoélastique linéaire, parfaitement collée et parfaitement glissante

L'effet de la température de la chaussée sur les déflexions est mis en évidence par la Figure 4.39. Afin de quantifier l'effet du comportement viscoélastique et thermo-dépendant de l'interface sur les déflexions, les bassins pseudo-statiques de déflexions calculés avec une interface viscoélastique, collée et glissante sont comparés. Cela permet de positionner la qualité du collage viscoélastique linéaire par rapport aux cas limites collé et glissant. Il est observé que, quelle que soit la température de la chaussée, le cas considérant l'interface viscoélastique linéaire est toujours très proche du cas avec interface collée. Ce qui signifie que même s'il existe une baisse de la qualité du collage avec l'augmentation de la température, celle-ci n'est pas observable sur les bassins de déflexion. Cela peut

être expliqué par le fait que la baisse de rigidité de l'interface est accompagnée par la baisse de rigidité des matériaux bitumineux.

4. IV. 4. Synthèse sur l'influence des interfaces entre couches de chaussée

L'application des modèles numériques qui ont été développés a permis de simuler la réponse de différentes chaussées intégrant des conditions d'interface choisies (collé, glissant, élastique, viscoélastique). Ces développements ont permis de montrer que :

- Le fonctionnement mécanique de la chaussée est dépendant des conditions d'interface considérées entre les couches. Un défaut d'interface peut engendrer des efforts de traction plus importants en base des couches et générer des modes d'endommagement non pris en compte dans les méthodes de dimensionnement actuelles.
- Les valeurs du bassin de déflexion sont influencées par la qualité de collage des interfaces. Les essais F/HWD sont par conséquent sensibles à la qualité des interfaces entre couches de chaussée.
- La qualité du collage au niveau de l'interface est sensible à la température. Cependant, pour l'exemple considéré, la diminution de la qualité du collage n'a pas eu d'effet significatif sur le bassin de déflexion. L'interface neuve considérée, dont le comportement est approximé par la viscoélasticité linéaire, produit un collage proche du cas parfaitement collé.

4. V. Conclusion du Chapitre 4

Dans ce chapitre, trois facteurs d'influence ont été étudiés : les effets dynamiques, les matériaux bitumineux, et les interfaces entre couches de chaussée. Ces études ont été faites à l'aide de données récoltées lors des campagnes expérimentales et des méthodes numériques mises en place pour simuler l'essai F/HWD sous diverses hypothèses. Les résultats ont montré l'importance de ces trois facteurs d'influence pour la simulation de l'essai F/HWD. L'analyse inverse devra donc être faite en tenant compte, dans la mesure du possible, de ces facteurs. Ces derniers seront pris en compte dans les hypothèses du modèle de simulation directe, qui est au cœur de l'analyse des données F/HWD. L'utilisation d'hypothèses « réalistes » permettra l'obtention d'une très bonne correspondance entre les déflexions mesurées et calculées, et donc une analyse plus précise. L'approche fréquentielle, au moyen des Fonctions de Réponse Fréquentielle (FRF) ouvre de larges perspectives dans la mesure où elle permet une analyse dynamique et une visualisation directe de la dépendance en fréquence du comportement des matériaux bitumineux. Il faudra cependant veiller à conserver un nombre raisonnable de paramètres afin de garantir la convergence vers la solution.

CHAPITRE 5 : ANALYSE INVERSE DE L'ESSAI F/HWD

5. I. Introduction

Comme l'a montré l'étude bibliographique du Chapitre 1, les essais F/HWD peuvent être interprétés soit grâce à des indicateurs, soit par analyse inverse. L'objectif de l'analyse inverse des essais F/HWD est de déterminer les propriétés mécaniques des matériaux constitutifs des différentes couches de chaussée. La détermination des caractéristiques mécaniques des matériaux de chaussée permet ensuite de caractériser la portance de la plate-forme et d'estimer sa durée de vie résiduelle lorsque le trafic prévisionnel est connu.

Ce chapitre présente trois méthodes d'analyse inverse des essais F/HWD développées dans le cadre de ces travaux. Ces méthodes seront évaluées sur des exemples de données simulées et appliquées à l'inversion des données HWD recueillies lors des essais sur la planche du STAC. Enfin, les résultats obtenus seront comparés aux essais de laboratoire réalisés sur les matériaux bitumineux de cette chaussée. Ces méthodes diffèrent par les hypothèses dont elles tiennent compte, en termes d'équilibre (dynamique/statique) et de comportement des matériaux bitumineux (élastique/viscoélastique). On distingue ainsi :

- l'analyse élastostatique (EL-STAT) ;
- l'analyse élastodynamique (EL-DYN) ;
- l'analyse viscoélastique dynamique (VEL-DYN).

La méthode EL-STAT est déjà couramment utilisée pour l'interprétation des essais F/HWD et intégrée à de nombreux logiciels. La méthode EL-DYN est semblable aux analyses élastodynamiques déjà développées comme les logiciels PREDIWARE (Broutin, 2010) et DYNAPAV-UL (Grenier, 2007) mais l'optimisation est ici réalisée sur les Fonctions de Réponse Fréquentielles (FRF). La méthode VEL-DYN est une nouvelle procédure d'analyse des essais F/HWD permettant une caractérisation viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux. Ces développements sont donc novateurs au niveau international.

5. II. Mise en place de trois méthodes d'analyse inverse

5. II. 1. Définition des méthodes d'analyse inverse

5. II. 1. a. Schéma global d'analyse inverse

Les trois méthodes d'analyse inverse des essais F/HWD développées suivent le même schéma, représenté en Figure 5.1. Ces processus d'analyse inverse consistent en la recherche de la meilleure correspondance entre les données mesurées et celles calculées par un outil de simulation numérique directe. La solution est trouvée dès lors que la différence entre données mesurées et simulées est minimale.

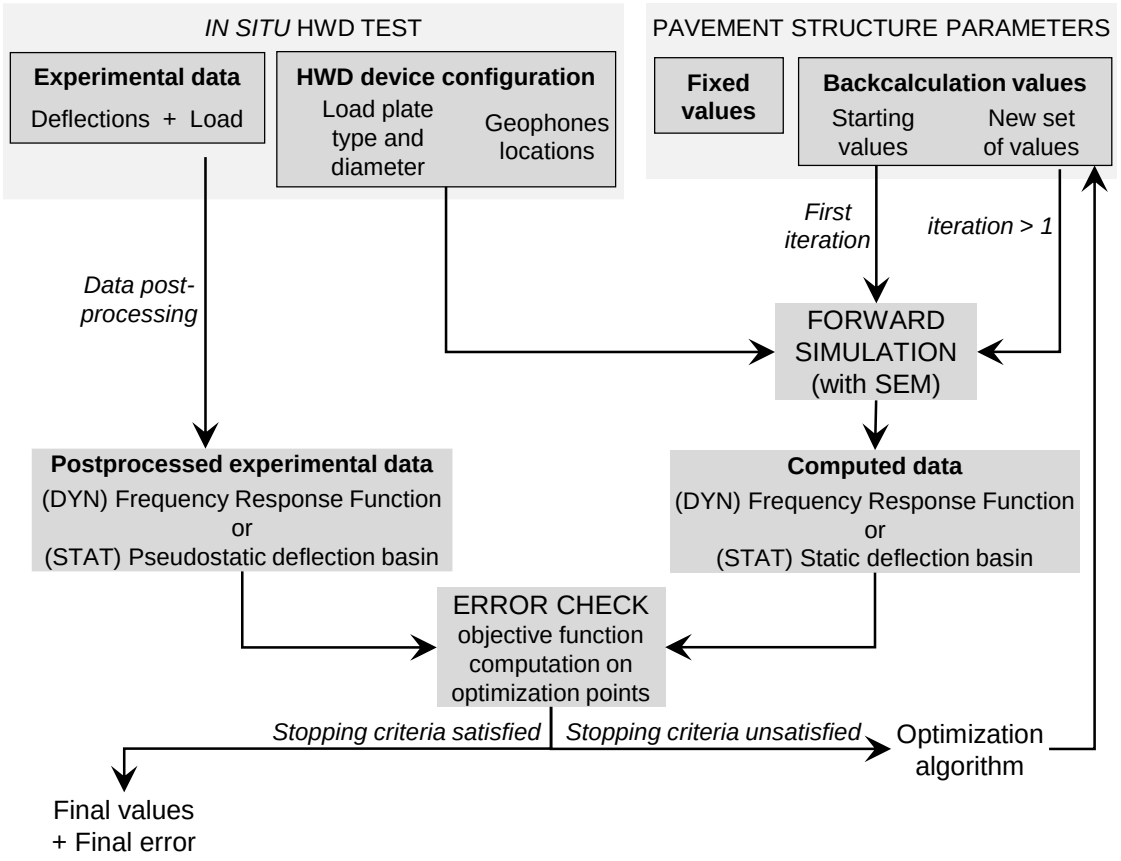


Figure 5.1 – Schéma général d'analyse inverse des essais F/HWD

5. II. 1. a. i. Obtention des données expérimentales

Les données expérimentales sont obtenues à partir des mesures de l'essai F/HWD. Elles sont différentes selon la nature statique ou dynamique de l'analyse conduite :

- Pour l'analyse statique (EL-STAT), les données expérimentales correspondent au bassin pseudo-statique de déflexion obtenu pour une charge maximale donnée.
- Pour les analyses dynamiques (EL-DYN et VEL-DYN), les données expérimentales sont les Fonctions de Réponse Fréquentielles (FRF) calculées pour chaque déflexion mesurée. Ces données permettent d'observer la réponse de la structure de chaussée à une fréquence donnée pour une amplitude de charge de 1 MPa. Les détails du calcul des FRF sont donnés dans le Chapitre 2 (§ 2.IV.1.a.iii).

5. II. 1. a. ii. Obtention des données simulées

Les données simulées sont obtenues à partir de la Méthode des Eléments Spectraux (MES), dont les détails sont donnés dans le Chapitre 3 (§ 3.IV). Cette dernière est utilisée, selon les hypothèses d'analyse, en régime quasi-statique ou dynamique. Toujours selon les hypothèses d'analyse, la MES permet de prendre en compte un comportement élastique ou viscoélastique linéaire pour les matériaux constitutifs de la structure de chaussée.

5. II. 1. a. iii. Paramètres de l'analyse inverse

La simulation des données F/HWD (bassin de déflexion ou FRF) requiert la prise en compte de paramètres impliqués dans la définition de la structure de chaussée (épaisseurs de couches), dans les lois de comportement des matériaux (modules (complexes), coefficients de Poisson, masses volumiques) ainsi que dans la configuration de l'appareil F/HWD utilisé (diamètre de la plaque de chargement, positions des géophones). Ces paramètres sont classés en deux catégories :

- **Les paramètres fixés**, qui sont mesurables ou estimés. Les masses volumiques et les coefficients de Poisson des matériaux de chaussée sont estimés à partir de valeurs classiques. Les épaisseurs des couches de chaussée sont obtenues à partir d'essais complémentaires (carottages, géoradar).
- **Les paramètres à déterminer** lors de l'analyse inverse. Ces derniers ne sont pas connus *a priori*. Ils entrent dans le processus d'analyse inverse comme des variables. L'objectif du processus d'optimisation est de déterminer un jeu de paramètres pour lequel les mesures correspondent aux résultats obtenus par simulation numérique.

5. II. 1. b. Hypothèses mécaniques d'analyse inverse

Les principales hypothèses mécaniques des différentes méthodes d'analyse inverse sont contenues dans la méthode de calcul direct. Ces hypothèses sont importantes car elles garantissent le réalisme physique, et donc la précision, de l'analyse inverse. Ainsi, des hypothèses adaptées permettront une meilleure correspondance entre les données mesurées et simulées. Pour les trois analyses inverses développées ici, l'outil de simulation directe est la Méthode des Eléments Spectraux (MES), présentée au Chapitre 3 (§ 3.IV). Cette méthode de calcul dans le domaine fréquentiel est adaptée à la prise en compte des différentes hypothèses évoquées.

5. II. 1. b. i. Méthodes élastostatique (EL-STAT) et élastodynamique (DYN-STAT)

Pour les méthodes élastostatique (EL-STAT) et élastodynamique (EL-DYN), le comportement des matériaux constitutifs de la structure de chaussée est élastique linéaire isotrope. La loi de Hooke est donc utilisée pour les matériaux bitumineux et granulaires. Pour l'analyse élastostatique (EL-STAT), cette loi requiert pour chaque matériau un module et un coefficient de Poisson. Pour l'analyse élastodynamique (EL-DYN), il est nécessaire de définir une masse volumique en plus des deux paramètres déjà cités. Dans les méthodes développées, seuls les modules sont à déterminer lors de l'analyse inverse. Les coefficients de Poisson et les masses volumiques sont estimés à partir des valeurs citées dans la littérature actuelle.

5. II. 1. b. ii. Méthode viscoélastique dynamique (DYN-VEL)

La méthode viscoélastique dynamique apporte une prise en compte plus fine du comportement mécanique des matériaux constitutifs de la structure de chaussée :

- **Les matériaux bitumineux** sont considérés viscoélastiques linéaires. Cela signifie que leur comportement dépend de la fréquence de sollicitation. Pour rappel, les fréquences excitées au cours de l'essai F/HWD sont comprises entre 1 Hz et 100 Hz. L'analyse inverse sera toutefois

faite entre 10 Hz et 30 Hz pour des raisons exposées plus loin (§ 5. II. 1. c. i). Afin de minimiser le nombre de paramètres à déterminer lors de l'analyse inverse, une linéarisation dans cet intervalle de fréquence du modèle viscoélastique linéaire est utilisée. Une relation linéaire, en Equation 5.1, entre la norme du module complexe et le logarithme de la fréquence est alors considérée. Cette relation introduit deux paramètres : la valeur de la norme du module complexe à 30 Hz, lE*(30Hz)l, et la pente α. Ces deux paramètres dépendent de la température considérée. Ils peuvent être obtenus et interprétés aisément à partir du modèle 2S2P1D (ou tout autre modèle viscoélastique linéaire). L'angle de phase du module complexe peut être calculé en utilisant l'approximation de Booij & Thoone (1982), en Equation 5.2, dérivée des relation de causalité de Kramers-Kronig. Une expression analytique de l'angle de phase est alors obtenue en Equation 5.3. Par ailleurs, le coefficient de Poisson des matériaux bitumineux est pris réel, constant (indépendant de la fréquence) et sa valeur est fixée lors de l'analyse inverse. Ce modèle est baptisé *Partially Linearized Linear Viscoelastic* (P2LVE).

$$|E^*|(f) = \alpha \log_{10}\left(\frac{f}{30[Hz]}\right) + |E^*(30Hz)| \qquad 5.1$$

$$\varphi(f) \approx \frac{\pi}{2}\frac{\mathrm{d}\ln|E^*(2\pi f)|}{\mathrm{d}\ln(2\pi f)} \qquad 5.2$$

$$\varphi(f) = \frac{\pi}{2}\frac{\alpha}{\alpha\ log_{10}\left(\frac{f}{30[Hz]}\right) + |E^*(30Hz)|} \qquad 5.3$$

L'approximation linéaire proposée est appliquée au modèle 2S2P1D à différentes températures. Le coefficient α_{2S2P1D} est calculé comme la pente de la norme du module par rapport au logarithme de la fréquence (Equation 5.4). L'angle de phase est obtenu grâce à l'approximation présentée en Equation 5.3. Les résultats sont présentés pour six températures en Figure 5.2. Bien que les écarts entre modèle 2S2P1D soient faibles sur la norme. Les différences observées sur les valeurs d'angle de phase sont inférieures à 0.2° jusqu'à 30°C et plus importantes (jusqu'à 6° à 40°C.

$$\alpha_{2S2P1D} = \frac{\mathrm{d}|E^*_{2S2P1D}|}{\mathrm{d}\log(f)}\ (f = 20Hz) \qquad 5.4$$

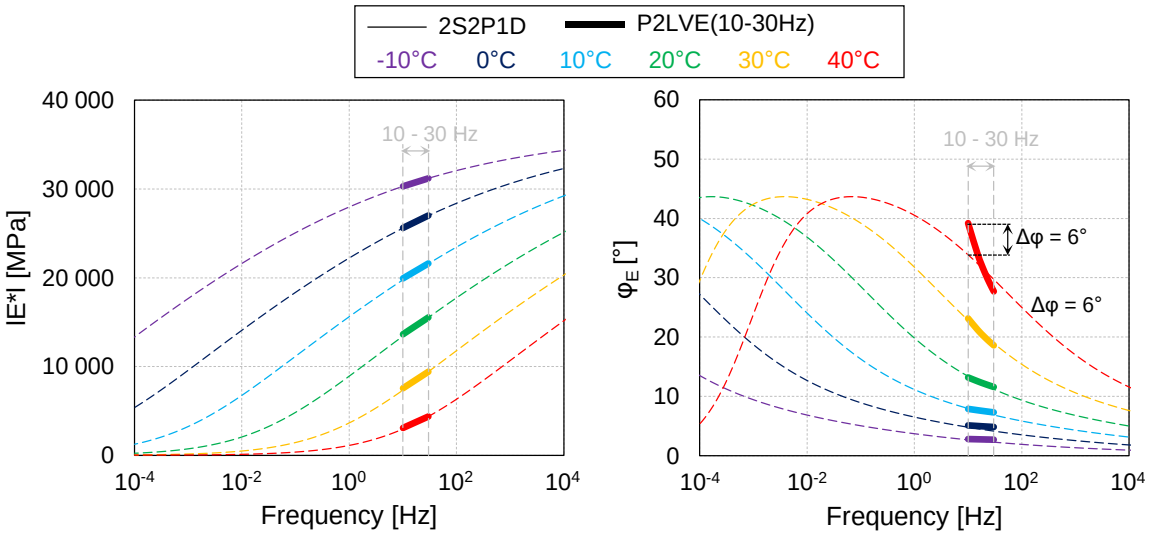


Figure 5.2 – Application de l'approximation linéaire au modèle viscoélastique linéaire 2S2P1D

- **Les matériaux granulaires** sont considérés élastiques linéaires isotropes. Une dissipation d'énergie au sein des couches granulaires est prise en compte au moyen d'un coefficient d'amortissement D (Equation 5.5). Comme observé expérimentalement, cet amortissement est indépendant de la fréquence et la valeur du coefficient D (1 % < D < 10 %) à déterminer est considérée identique pour tous les matériaux granulaires de la structure de chaussée.

$$\begin{cases} \lambda^* = (1 + 2jD)\lambda \\ \mu^* = (1 + 2jD)\mu \end{cases} \qquad (j^2 = -1) \qquad 5.5$$

5. II. 1. c. Processus d'optimisation

Le processus d'optimisation, commun aux trois méthodes itératives proposées, consiste en la recherche de la meilleure solution au problème inverse. Cette solution est représentée par un jeu de paramètres mécaniques pour les différents matériaux constitutifs de la structure de la chaussée, pour lequel les déflexions calculées sont proches des déflexions mesurées. L'optimisation consiste donc en la minimisation de la différence entre les déflexions mesurées et calculées. Cette différence est également appelée fonction objectif et est calculée sur des points d'optimisation choisis.

5. II. 1. c. i. Domaines d'optimisation

La valeur de la fonction objectif est calculée dans un domaine donné. Les domaines d'optimisation choisis pour chacune des trois méthodes d'analyse inverse développées dépendent de la prise en compte (ou de la non prise en compte) des effets d'inertie. Pour l'analyse élastostatique (EL-STAT), le domaine d'optimisation est matérialisé par le bassin pseudo-statique de déflexion. La fonction objectif est alors calculée sur tous les points du bassin pseudo-statique de déflexion. Pour les analyses dynamiques (EL-DYN et VEL-DYN), le domaine d'optimisation choisi est celui des Fonctions de Réponse Fréquentielles. L'optimisation n'est pas réalisée aux basses fréquences (< 10 Hz) car la Méthode des Eléments Spectraux peut y présenter des instabilités. Elle n'est pas non plus réalisée aux hautes fréquences (> 30 Hz) car la gamme fréquentielle excitée par l'impact de l'appareil F/HWD est limitée. En pratique, l'optimisation est réalisée sur les cinq fréquences suivantes : 10, 15, 20, 25 et 30 Hz.

5. II. 1. c. ii. Fonctions objectif et erreur finale

Pour les méthodes développées ici, deux fonctions objectif sont utilisées selon que l'analyse inverse est réalisée en adoptant une approche quasi-statique (F_{STAT}) ou dynamique (F_{DYN}), elles sont définies en Equations 5.6 et 5.7. Pour l'approche quasi-statique, la fonction objectif F_{STAT} représente la différence relative moyenne par géophone entre les bassins de déflexion calculé et mesuré. Pour les approches dynamiques (F_{DYN}), la fonction objectif est la différence relative moyenne entre les FRF déduites des mesures et les FRF calculées pour tous les géophones. Comme les FRF sont des grandeurs complexes, cette différence est calculée en termes de norme et d'argument. Les expressions des fonctions objectif sont également utilisées pour calculer l'erreur finale d'une optimisation. Il s'agit de la dernière valeur de la fonction objectif. L'erreur finale permet d'apprécier la qualité de la solution déterminée par l'algorithme d'optimisation.

$$F_{STAT} = \frac{1}{N_{geo}} \sum_{k=1}^{N_{geo}} \left| \frac{D_{k,meas} - D_{k,comp}}{D_{k,meas}} \right| \quad 5.6$$

$$F_{DYN} = \frac{1}{2} \frac{1}{N_{geo} N_f} \sum_{k=1}^{N_{geo}} \sum_{m=1}^{N_f} \left(\begin{array}{c} \left| \frac{\left|FRF(d_{k,meas})\right| - \left|FRF(d_{k,comp})\right|}{\left|FRF(d_{k,meas})\right|} \right| \\ + \left| \frac{\arg\left(FRF(d_{k,meas})\right) - \arg\left(FRF(d_{k,comp})\right)}{\arg\left(FRF(d_{k,meas})\right)} \right| \end{array} \right) \quad 5.7$$

with
N_{geo} Number of geophones
N_f Number of optimization frequencies
$D_{k,meas}$ Maximum deflection measured at geophone k
$D_{k,comp}$ Maximum deflection computed at geophone k
$FRF(d_{k,meas})$ Measured Frequency Response Function at geophone k
$FRF(d_{k,comp})$ Computed Frequency Response Function at geophone k

5. II. 1. c. iii. Algorithme d'optimisation et critères d'arrêt

La tâche d'un algorithme d'optimisation itératif est de proposer un jeu de paramètres pour l'étape suivante (i+1) sur la base des résultats (valeurs de la fonction objectif) de l'étape actuelle (i). Dans ces travaux, la fonction *fminsearchbnd* du logiciel Matlab® est utilisée pour l'étape d'optimisation. Cette fonction permet de minimiser une fonction objectif, à partir d'un jeu initial de paramètres et en respectant des bornes inférieures et supérieures pour chaque paramètre. Ces trois arguments d'entrée (fonction objectif, jeu initial et bornes) sont entièrement définis par l'utilisateur. La fonction *fminsearchbnd* est une fonction d'optimisation non-linéaire dans laquelle est implémentée la méthode proposée par Nelder & Mead (1965), aussi appelée *downhill simplex method*. Cette méthode, décrite en détail par Lagarias, Reeds, Wright, et al. (1998) est efficace sur de nombreux problèmes d'optimisation non-linéaire. La convergence vers un extremum (minimum ou maximum selon les besoins) n'est cependant pas garantie, c'est pourquoi il est important que le jeu de paramètres initial soit réaliste au regard de la structure de chaussée étudiée et proche de la solution du problème. L'algorithme d'optimisation s'arrête lorsqu'au moins un des deux critères d'arrêt présentés en Figure 5.3 est satisfait. Ces critères portent sur les taux d'évolution du jeu de paramètres et de la valeur de la fonction objectif entre deux itérations ainsi que sur le nombre total d'itérations (fixé à 200 fois le nombre de paramètres).

Optimization stopping criteria

Criterion 1
- Parameters evolution between two iterations lower than 0.01 %
- AND
- Objective function value between two iterations lower than 0.01 %

OR

Criterion 2 Maximum number of iterations reached

Figure 5.3 – Critères d'arrêt du processus d'optimisation

5. II. 1. c. iv. Jeu de paramètres initial et bornes

L'optimisation itérative nécessite un jeu de paramètres initial. Comme l'algorithme d'optimisation utilisé est itératif, le processus d'optimisation est d'autant plus rapide que le jeu de paramètres initial est proche de la solution. Ce jeu initial doit également être aussi réaliste que possible afin d'éviter la convergence de l'algorithme d'optimisation vers des minima locaux de la fonction objectif. Il est important de définir des bornes entre lesquelles évoluent les paramètres afin d'éviter la convergence vers des solutions non réalistes. Les bornes et le jeu de paramètres initial sont fixés par l'utilisateur, sur la base de son expérience et des valeurs de la littérature.

5. II. 1. d. Synthèse des méthodes d'analyse développées

Le Tableau 5.1 présente une synthèse des méthodes d'analyse inverse développées, caractérisées par les hypothèses d'équilibre (quasi-statique/dynamique), de comportement des matériaux bitumineux (élastique/viscoélastique) et de comportement des matériaux granulaires (avec ou sans amortissement). Les paramètres fixés et à déterminer lors de l'analyse inverse sont recensés dans le Tableau 5.2. Au total, pour une chaussée avec N couches dont N_{AC} sont des couches en matériaux bitumineux, le nombre de paramètres à déterminer lors de l'analyse inverse est de :

- N paramètres pour les analyses élastostatique et élastodynamique (EL-STAT et EL-DYN) ;
- $N+N_{AC}+1$ paramètres pour l'analyse viscoélastique dynamique (VEL-DYN).

Tableau 5.1 - Hypothèses mécaniques et d'optimisation des méthodes d'analyse inverse

Method	**EL-STAT**	**EL-DYN**	**VEL-DYN**
Dynamic effects	No	Yes	Yes
Bituminous mixtures behaviour	Isotropic Linear Elastic	Isotropic Linear Elastic	Isotropic Linear Viscoelastic
Granular materials behaviour	Isotropic Linear Elastic	Isotropic Linear Elastic	Isotropic Linear Elastic + Damping (same value for all granular materials)
Optimization domain	Pseudo-static deflection basin from 13 geophones	FRF from 13 geophones (10, 15, 20, 25, 30 Hz)	FRF from 13 geophones (10, 15, 20, 25, 30 Hz)
Optimisation algorithm	Fminsearch (matlab)	Fminsearch (matlab)	Fminsearch (matlab)

Tableau 5.2 - Paramètres fixés et à déterminer pour les trois méthodes d'analyse inverse

Method	**EL-STAT**		**EL-DYN**		**VEL-DYN**	
Layer type	Bituminous	Granular	Bituminous	Granular	Bituminous	Granular
Fixed parameters (measured or estimated)	Layer thickness, Poisson's ratio	Layer thickness, Poisson's ratio	Layer thickness, Bulk density, Poisson's ratio	Layer thickness, Bulk density, Poisson's ratio	Layer thickness, Bulk density, Poisson's ratio	Layer thickness, Bulk density, Poisson's ratio
Backcalculated parameters	E-modulus	E-modulus	E-modulus	E-modulus	P2LVE parameter : |E*|(30Hz), α (Eq. 5.1 & 5.3)	E-modulus, Damping coefficient D (Eq. 5.5)

5. II. 2. Vérification des méthodes par analyse inverse de jeux de données simulés

La vérification des trois méthodes d'analyse inverse est faite en les appliquant à des données simulées et dont les paramètres mécaniques sont connus. Une comparaison peut ainsi être faite entre les paramètres utilisés pour la simulation directe et ceux obtenus par analyse inverse. Ces vérifications sont réalisées en prenant en compte 13 points de mesure surfaciques aux distances radiales suivantes : 0, 30, 40, 50, 60, 75, 90, 105, 120, 150, 180, 210 et 240 cm. Rappelons que les résultats de l'outil de calcul direct, obtenus avec la Méthode des Eléments Spectraux, ont déjà été vérifiés par confrontation aux résultats obtenus avec la Méthode des Eléments Finis dans le Chapitre 3 (§ 3.V.1).

5. II. 2. a. Vérification des méthodes élastostatique (EL-STAT) et élastodynamique (EL-DYN)

Dans ce paragraphe, les méthodes d'analyse inverse élastostatique (EL-STAT) et élastodynamique (EL-DYN) sont vérifiées en utilisant des données simulées. Les analyses inverses sont réalisées en tenant compte des mêmes hypothèses que celles utilisées pour la production des jeux de données simulées. Les procédures sont décrites en Figure 5.4 pour le cas élastostatique et Figure 5.5 pour le cas élastodynamique.

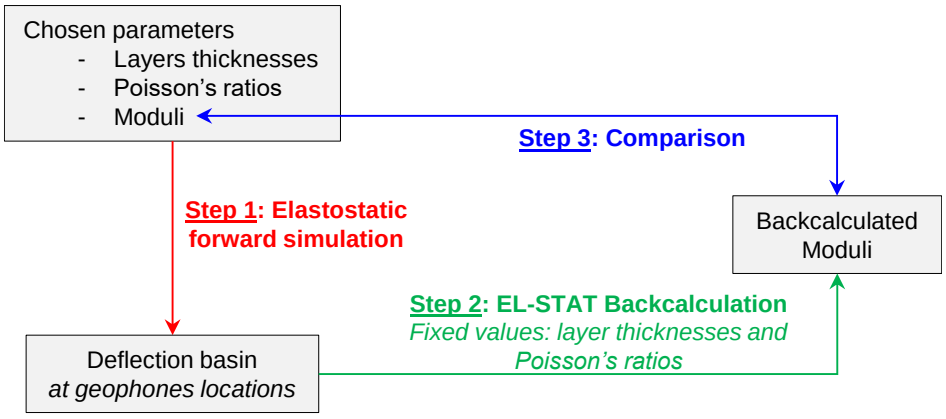


Figure 5.4 - Schéma général de vérification de la méthode d'analyse inverse EL-STAT

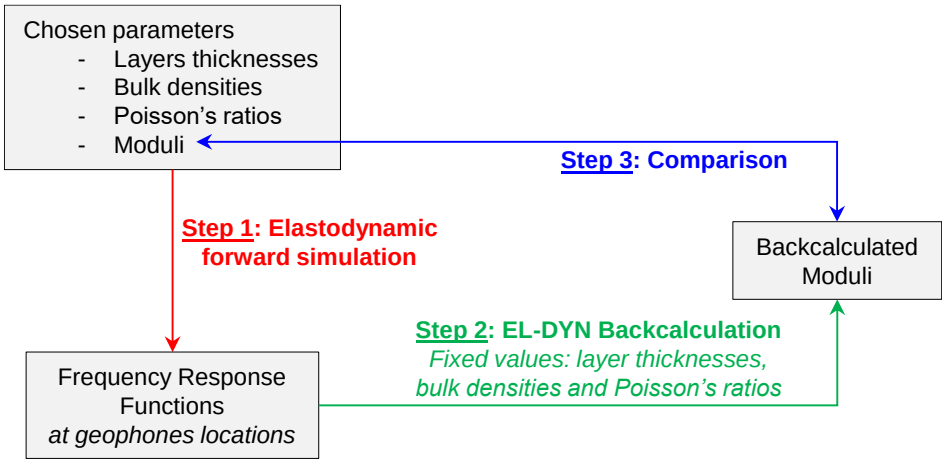


Figure 5.5 - Schéma général de vérification de la méthode d'analyse inverse EL-DYN

5. II. 2. a. i. Exemple d'analyses inverses EL-STAT et EL-DYN

La structure de chaussée de l'exemple étudié est détaillée en Figure 5.6. Les simulations directes sont faites en régime quasi-statique et en régime dynamique, en considérant un comportement élastique linéaire des couches bitumineuses AC_1 et AC_2. Pour chacun des deux équilibres considérés (statique et dynamique), une analyse inverse est ensuite réalisée selon les mêmes hypothèses. Les paramètres à déterminer lors de l'analyse inverse sont les quatre modules des couches de chaussée. Les valeurs initiales ainsi que les valeurs finales des analyses inverses sont données dans le Tableau 5.3. On observe dans les deux cas, statique et dynamique, que l'analyse inverse permet de retrouver les modules avec lesquels ont été faites les simulations directes. Les données de simulations directes ainsi que celles calculées (aux points d'optimisation) avec les jeux de modules initiaux et finaux sont présentées en Figure 5.7 pour le cas quasi-statique et Figure 5.8 pour le cas dynamique.

	Thickness	Modulus	Poisson's ratio	Bulk density*
Asphalt Concrete 1 (AC_1)	15 cm	15 000 MPa	0.30	2 500 kg/m^3
Asphalt Concrete 2 (AC_2)	15 cm	18 000 MPa	0.30	2 500 kg/m^3
Unbound Granular Material (UGM)	50 cm	600 MPa	0.35	2 000 kg/m^3
Subgrade (SG)	∞	200 MPa	0.35	2 000 kg/m^3

**only needed for dynamic simulation*

Figure 5.6 – Structure de chaussée étudiée pour les analyses EL-STAT et EL-DYN

Tableau 5.3 –Modules utilisés pour les simulations directes et obtenus par analyse inverse

		AC_1	AC_2	UGM	SG
Forward moduli [MPa] (cf. Figure 5.6)		15 000	18 000	600	200
EL-STAT	**Initial** moduli [MPa]	10 000	20 000	800	400
	Backcalculated moduli [MPa]	14 999	17 998	600	200
EL-DYN	**Initial** moduli [MPa]	10 000	20 000	800	400
	Backcalculated moduli [MPa]	15 000	18 000	600	200

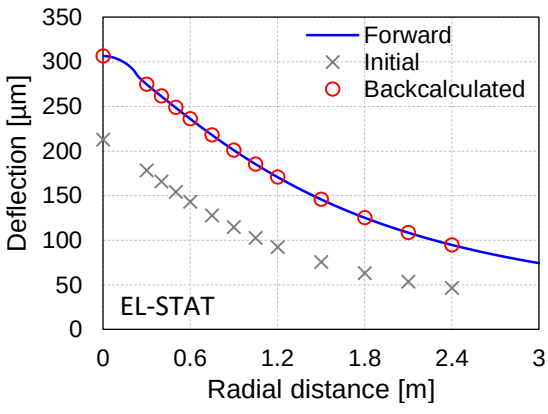


Figure 5.7 – Vérification de la méthode EL-STAT sur un exemple

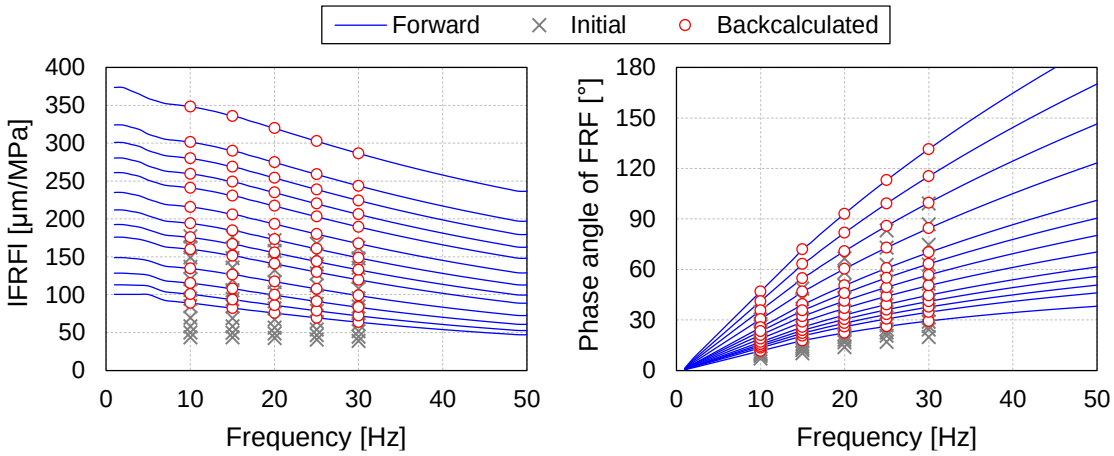


Figure 5.8 – Vérification de la méthode EL-DYN sur un exemple

5. II. 2. a. ii. Vérification sur structures générées aléatoirement

La méthodologie utilisée au paragraphe précédent est ici reprise et étendue à un grand nombre de structures de chaussée. Les épaisseurs de couches, ainsi que les modules des matériaux constitutifs de ces dernières, sont choisis de façon aléatoire dans des gammes présentées en Figure 5.9. Les épaisseurs de couches ainsi que les valeurs des coefficients de Poisson et des masses volumiques sont fixées et supposées connues lors des analyses inverses. De la même façon, les jeux de modules initiaux sont également choisis de façon aléatoire dans les mêmes gammes.

	Thickness	Modulus	Poisson's ratio	Bulk density*
Asphalt Concrete 1 (AC_1)	10 - 20 cm	300 – 30 000 MPa	0.30	2 500 kg/m^3
Asphalt Concrete 2 (AC_2)	10 - 20 cm	300 – 30 000 MPa	0.30	2 500 kg/m^3
Unbound Granular Material (UGM)	20 - 80 cm	200 - 800 MPa	0.35	2 000 kg/m^3
Subgrade (SG)	∞	50 - 200 MPa	0.35	2 000 kg/m^3

**only needed for dynamic simulation*

Figure 5.9 – Structure de chaussée utilisée pour la vérification des méthodes EL-STAT et EL-DYN

La Figure 5.10 présente des comparaisons directes entre les modules utilisés lors des analyses directes et ceux obtenus par analyse inverse. On observe alors une très bonne correspondance pour tous les matériaux de chaussée, ce qui valide les méthodes d'analyse inverse élastostatique et élastodynamique.

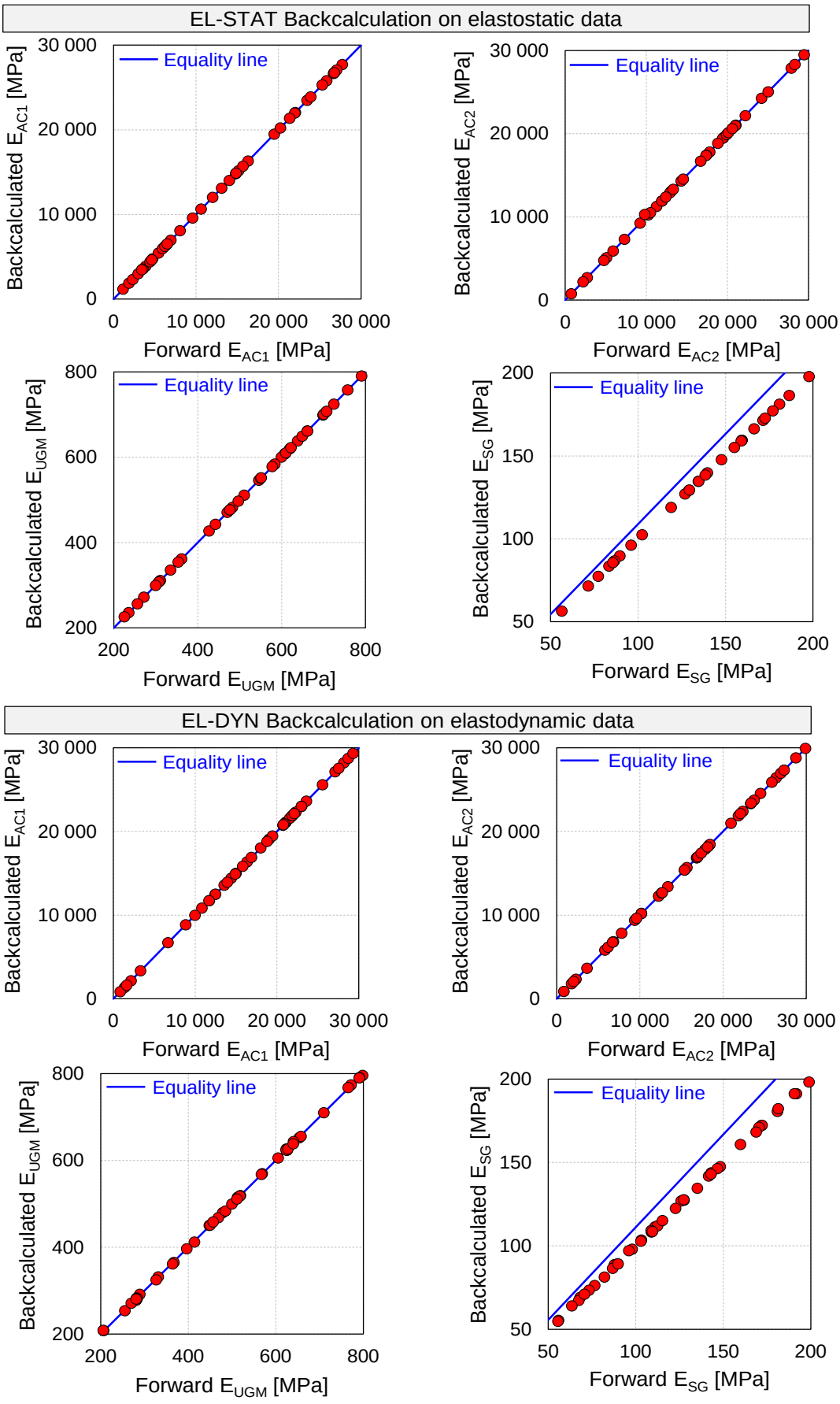


Figure 5.10 - Vérification des méthodes d'analyse inverse EL-STAT et EL-DYN

5. II. 2. b. Vérification de la méthode viscoélastique dynamique (VEL-DYN)

De même que pour les méthodes EL-STAT et EL-DYN, la méthode viscoélastique dynamique (VEL-DYN) est vérifiée en l'appliquant à des jeux de données simulées. Dans les deux prochains paragraphes, les simulations directes sont faites en considérant des modules complexes soit calculés avec le modèle 2S2P1D, soit approximés avec le modèle log-linéaire (identique à celui utilisé dans l'analyse inverse VEL-DYN).

5. II. 2. b. i. Validation de l'approximation du module complexe

Le premier niveau de validation de la méthode d'analyse inverse VEL-DYN permet de démontrer la possibilité d'approximer le comportement viscoélastique linéaire d'un matériau avec le modèle approximé P2LVE sur la gamme de fréquences [10,30] Hz. Le modèle simplifié utilisé, précédemment décrit en Equations 5.1 et 5.3, est basé sur une évolution linéaire de |E*| en fonction du logarithme de la fréquence. L'angle de phase est obtenu analytiquement en utilisant l'approximation proposée par Booij & Thoone (1982).

La méthodologie choisie consiste en une analyse inverse (avec |E*| approximée) de données simulées (avec E^*_{2S2P1D}), cf. Figure 5.11. La structure de chaussée considérée pour le calcul direct est composée de trois couches et décrite dans le Tableau 5.4. Les constantes du modèle 2S2P1D, ainsi que celles de l'équation de WLF, utilisées pour le calcul direct sont détaillées dans le Tableau 5.5. Le processus « simulation directe puis analyse inverse » est répété à six températures comprises entre -10°C et 40°C.

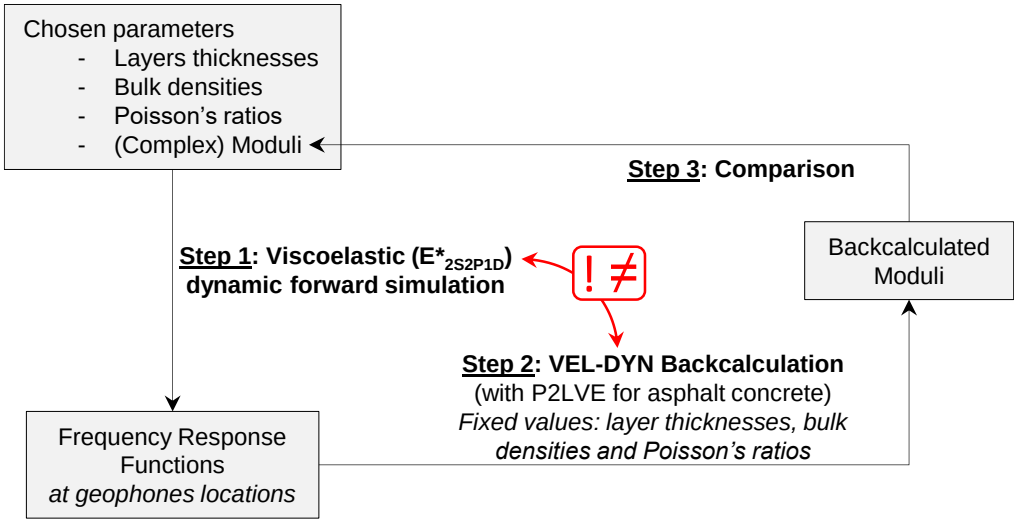


Figure 5.11 – Méthodologie utilisée pour la validation de l'analyse inverse VEL-DYN avec approximation du module complexe

Tableau 5.4 – Structure de chaussée et propriétés mécaniques des matériaux pour le calcul direct

Layer	Thickness [cm]	Modulus [MPa]	Poisson's ratio [-]	Bulk density [kg/m^3]
Asphalt Concrete (AC)	30	E_{2S2P1D}(T)	0.30	2 500
Unbound Granular Material (UGM)	50	600	0.30	2 000
Subgrade (SG)	∞	200	0.30	2 000

Tableau 5.5 – Constantes du modèle viscoélastique linéaire 2S2P1D et de l'équation de WLF

2S2P1D linear viscoelastic model							WLF Equation (15°C)	
E_{00} [MPa]	E_0 [MPa]	k [-]	h [-]	δ [-]	β [-]	τ (15°C) [s]	C_1 [-]	C_2 [°C]
35	36 493	0.17	0.53	2.12	630	0.71	31.3	209.3

Les résultats de l'analyse inverse VEL-DYN sont consignés dans le Tableau 5.6. Les modules des couches UGM et SG déterminés par analyse inverse sont très proches de ceux utilisés pour l'analyse directe avec une différence relative inférieure à 0.5 % pour toutes les températures. La différence entre les modules calculés avec le modèle 2S2P1D et ceux obtenus par analyse inverse est inférieure à 1 % pour toutes les températures (Figure 5.12 et Figure 5.13).

Tableau 5.6 – Constantes obtenues par analyse inverse VEL-DYN

T [°C]	α [MPa]	|E*(30Hz)| [MPa]	E_{UGM} [MPa]	E_{SG} [MPa]
-10	1 903	31 173	601	200
0	2 955	26 983	601	200
10	3 876	21 576	601	200
20	4 516	15 548	601	200
30	4 445	9 498	597	200
40	2 847	4 371	600	199

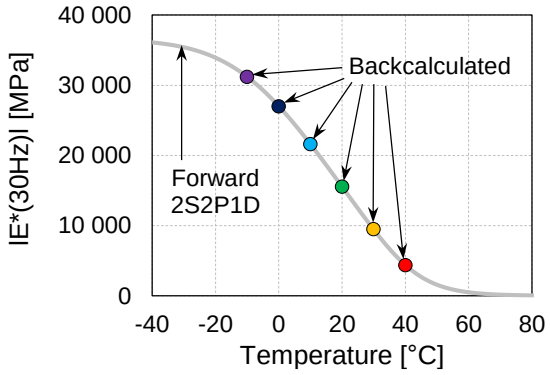


Figure 5.12 – Comparaison des valeurs |E*(30Hz)| du modèle 2S2P1D (calcul direct) et obtenues par analyse inverse VEL-DYN

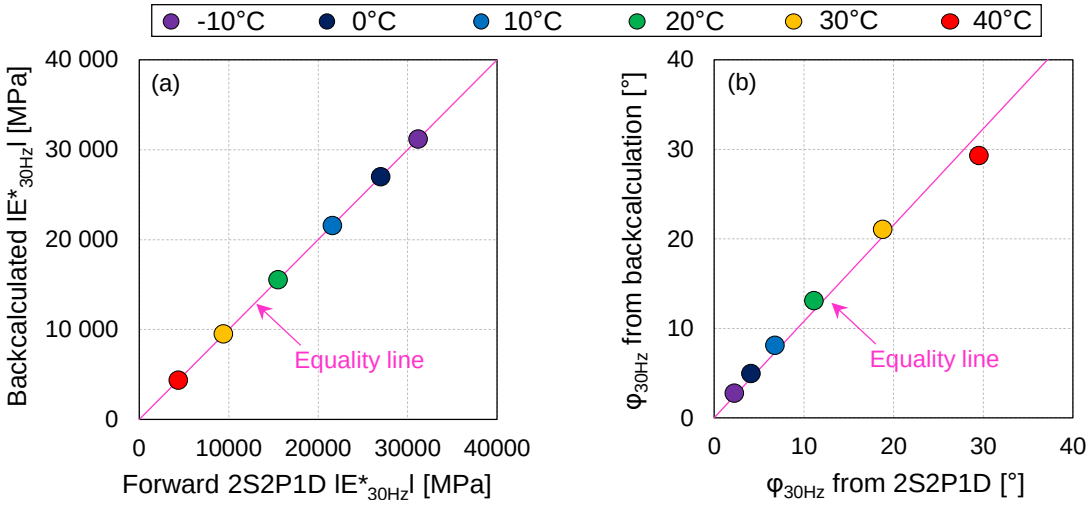


Figure 5.13 – Comparaison des valeurs utilisées pour les simulations et obtenues par analyse inverse à 30 Hz : (a) norme du module complexe ; (b) angle de phase du module complexe

La confrontation des résultats d'analyse inverse, valables sur la gamme [10,30] Hz et des courbes maîtresses est présentée en Figure 5.14. Cette étude montre que l'approximation P2LVE du module complexe lors du processus d'analyse inverse permet d'accommoder correctement les variations fréquentielles de la norme du module complexe modélisée avec le modèle 2S2P1D. La précision sur l'angle de phase est moins bonne, estimée à ±10°.

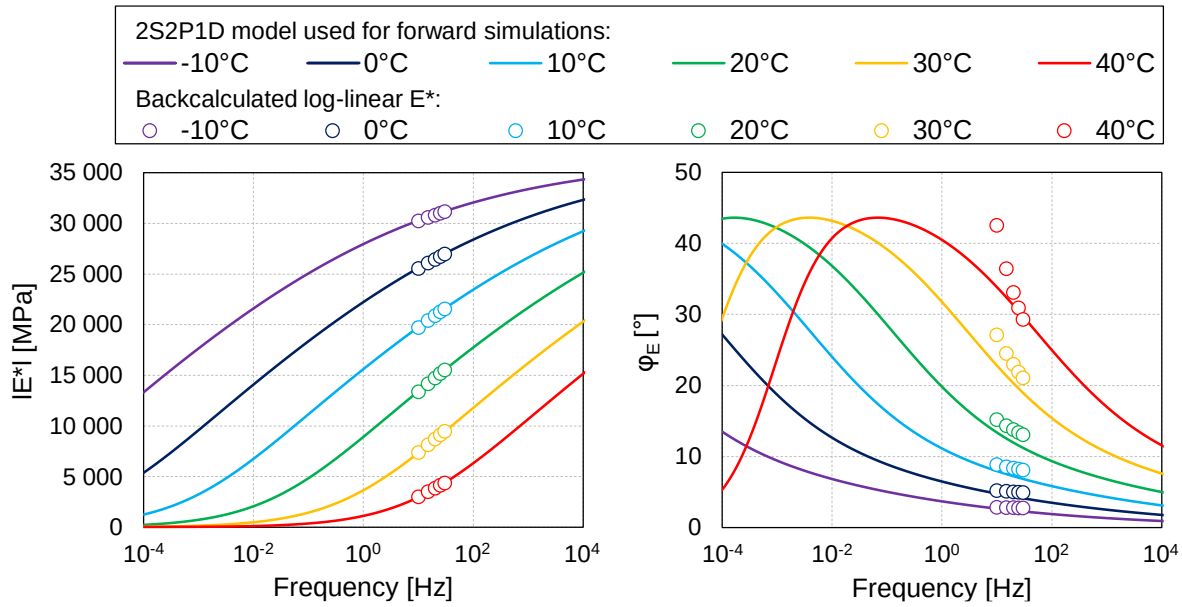


Figure 5.14 – Comparaison des modules complexes obtenus par analyse inverse et de ceux utilisés pour le calcul direct

5. II. 2. b. ii. Validation à partir de données simulées avec un comportement VEL approximé

La vérification de la méthode VEL-DYN est complétée par l'application à des structures de chaussée générées aléatoirement. Ces structures de chaussée sont composées de quatre couches. Les gammes de propriétés géométriques et mécaniques des couches sont détaillées dans le Tableau 5.7. Les deux couches supérieures sont constituées de matériaux viscoélastiques linéaires dont le module complexe est calculé à l'aide du modèle simplifié. Cette analyse inclut une valeur d'amortissement hystérétique commune aux matériaux constitutifs des deux couches granulaires UGM et SG. Les jeux de paramètres initiaux sont choisis aléatoirement. La procédure décrite en Figure 5.15 permettra donc une comparaison directe entre les constantes utilisées pour les simulations directes et celles obtenues par analyse inverse.

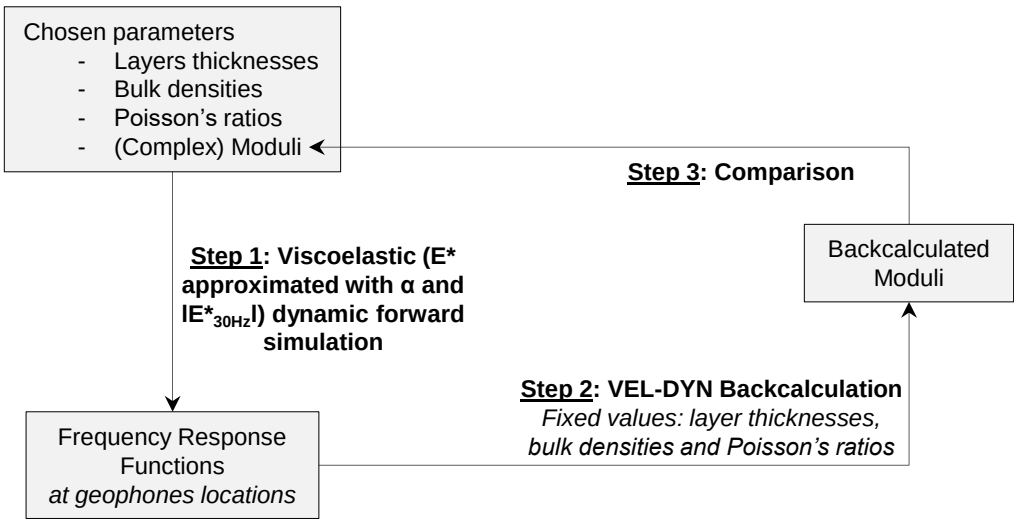


Figure 5.15 – Procédure utilisée pour la vérification de la méthode VEL-DYN

Tableau 5.7 – Structure de chaussée utilisée (gammes de valeurs) pour la vérification de la méthode VEL-DYN

Layer	Thickness [cm]	Complex modulus		Modulus [MPa]	Damping ratio [%]	Poisson's ratio [-]	Bulk density [kg/m^3]
		|E*|(30Hz) [MPa]	α [MPa]				
Asphalt Concrete 1 (AC_1)	[10, 20]	[300, 30 000]	[0, 5 000]	-	-	0.30	2 500
Asphalt Concrete 2 (AC_2)	[10, 20]	[300, 30 000]	[0, 5 000]	-	-	0.30	2 500
Unbound Granular Material (UGM)	[20, 80]	-		[200, 800]	[0, 10]	0.35	2 000
Subgrade (SG)	∞	-		[50, 200]		0.35	2 000

Les résultats présentés en Figure 5.16 montrent que la méthode d'analyse inverse VEL-DYN permet de déterminer les modules |E*(30Hz)| des couches en matériaux bitumineux ainsi que les modules et les valeurs d'amortissement des couches en matériaux granulaires avec une très grande précision (erreurs relatives inférieures à 1 %). La précision sur le coefficient α est estimée à ± 10 %. La méthode VEL-DYN permet donc une bonne estimation des propriétés mécaniques des matériaux élastiques et viscoélastiques linéaires.

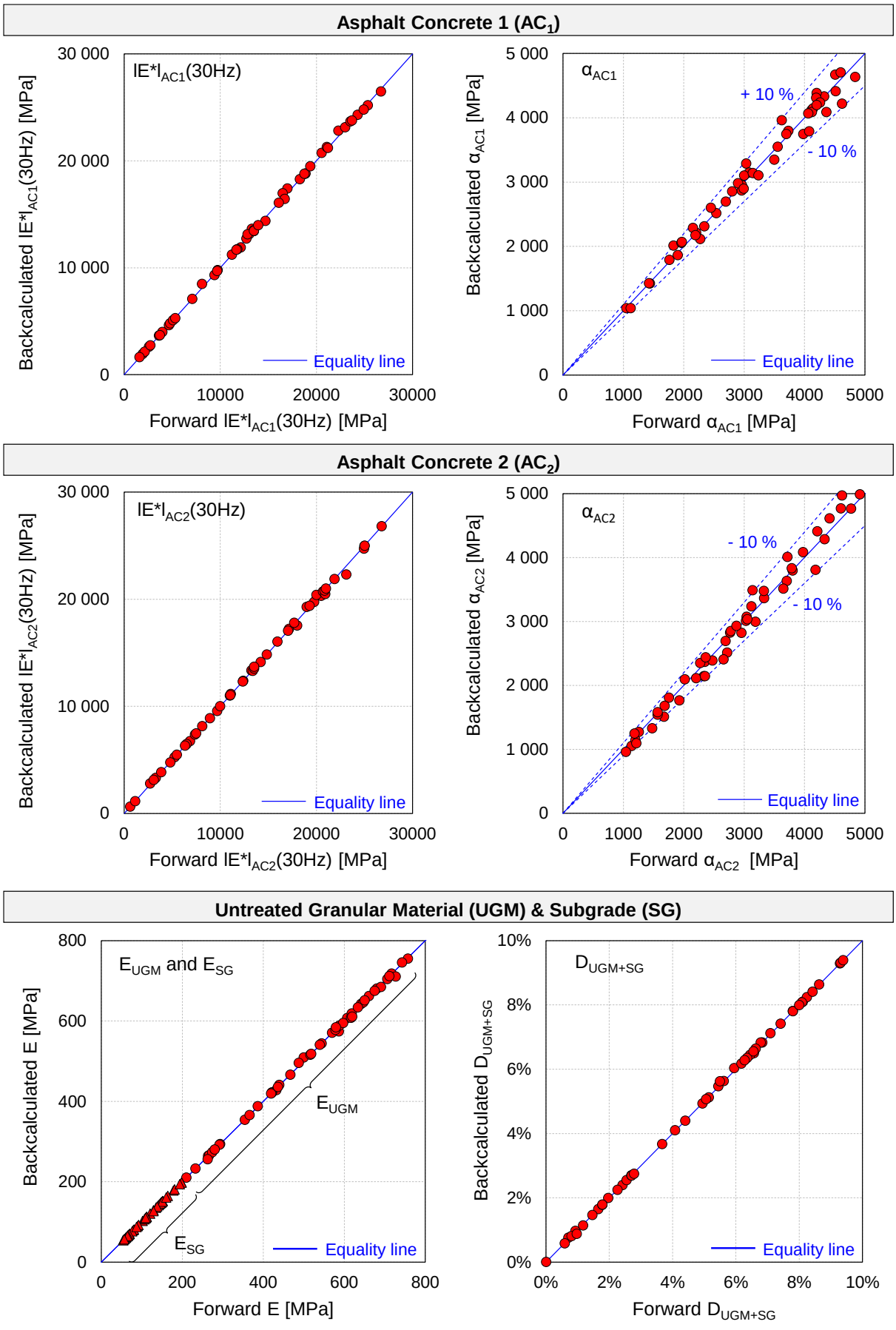


Figure 5.16 – Vérification de la méthode d'analyse inverse VEL-DYN

5. III. Evaluation des méthodes d'analyse inverse

L'étude proposée ici est destinée à évaluer l'impact des hypothèses d'analyse inverse (comportement des matériaux et loi d'équilibre) et de l'incertitude sur l'estimation des paramètres fixés lors de ces analyses à l'aide de simulations numériques. La méthodologie utilisée est basée sur l'application d'analyses inverses à des données simulées. La maîtrise des différences d'hypothèse ou de paramètres fixés entre l'analyse directe et l'analyse inverse permet ainsi d'isoler l'effet des biais introduits.

Sauf mention contraire, les simulations numériques suivantes sont réalisées en considérant un chargement en forme de demi-sinus de 300 kN d'amplitude et de 30 ms de durée, équitablement réparti sur une zone de 45 cm de diamètre. Les déflexions sont calculées à des distances identiques aux conditions expérimentales de la campagne d'essais (Chapitre 2) : 0, 30, 40, 50, 60, 75, 90, 105, 120, 150, 180, 210 et 240 cm.

5. III. 1. Influence de la non prise en compte des effets dynamiques

L'influence de la non prise en compte des effets dynamiques lors de l'analyse inverse des données F/HWD est évaluée en appliquant la méthode d'analyse élastostatique (EL-STAT) à un jeu de données simulées à l'aide d'une méthode élastodynamique. Cette procédure est illustrée en Figure 5.17. Ainsi, la différence entre les modules utilisés pour le calcul direct et ceux obtenus par analyse inverse ne pourra être attribuée qu'à la non prise en compte des effets dynamiques. Par ailleurs, si l'on considère que l'analyse élastodynamique est plus réaliste que l'analyse élastostatique pour le traitement des données F/HWD, ce processus permet également d'estimer les erreurs commises lors de l'utilisation (très fréquente) de méthodes statiques pour le traitement de données expérimentales.

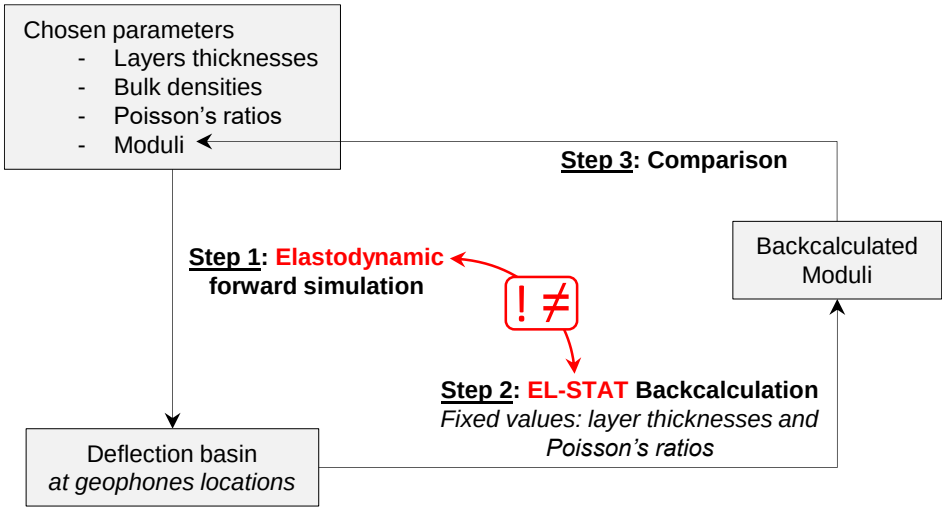


Figure 5.17 – Procédure utilisée pour évaluer l'influence de la non prise en compte des effets dynamiques dans l'analyse inverse des données F/HWD

5. III. 1. a. Sur un massif homogène

En premier lieu, l'étude de l'influence de la non prise en compte des effets dynamiques est réalisée en considérant un massif de chaussée homogène constitué d'un seul matériau élastique linéaire isotrope dont le module est choisi aléatoirement (Tableau 5.8). La procédure décrite en Figure 5.17 est appliquée 50 fois.

Tableau 5.8 – Propriétés mécaniques du massif homogène

Layer	Thickness [cm]	Young Modulus [MPa]	Poisson's ratio [-]	Bulk density [kg/m^3]
Homogeneous half space	∞	E ϵ [200, 2 000]	0.30	2 000

Les résultats, présentés en Figure 5.18, montrent qu'il existe une très bonne correspondance entre les modules utilisés pour les simulations directes et ceux obtenus par analyse inverse. Cela peut être attribué à la faiblesse des effets dynamiques en l'absence d'interface entre couches de chaussée. Il a en effet été montré dans le Chapitre 4 (§ 4.II.3.a.i) que les bassins pseudo-statiques de déflexion calculés dans les cas statique et dynamique sont très proches pour une chaussée homogène constituée d'un seul matériau élastique linéaire isotrope.

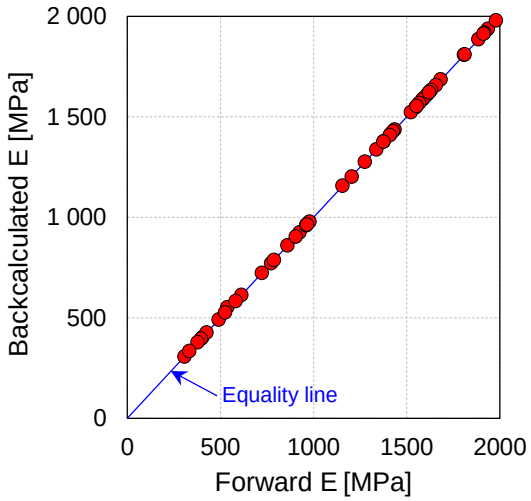


Figure 5.18 - Analyse inverse élastostatique de données simulées avec hypothèse élastodynamique pour un massif homogène

5. III. 1. b. Sur une structure de chaussée bicouche

Une chaussée bicouche est maintenant étudiée (Tableau 5.9). Elle est composée d'une couche en enrobé bitumineux d'épaisseur H et de module E_{AC} reposant sur un massif en matériau granulaire de module E_{SG}. La procédure décrite en Figure 5.17 est à nouveau appliquée à 50 simulations en choisissant au hasard les constantes H, E_{AC} et E_{SG} dans les gammes précisées dans le Tableau 5.9.

Tableau 5.9 – Structure de chaussée bicouche

Layer	Thickness [cm]	Young Modulus [MPa]	Poisson's ratio [-]	Bulk density [kg/m^3]
Asphalt Concrete (AC)	H ϵ [10, 50]	E_{AC} ϵ [300, 30 000]	0.30	2 500
Subgrade (SG)	∞	E_{SG} ϵ [50, 500]	0.30	2 000

Les résultats, présentés en Figure 5.19, montrent que l'analyse inverse élastostatique permet d'estimer les modules utilisés lors de l'analyse directe élastodynamique. Une dispersion plus importante que pour le cas d'un massif de chaussée homogène est cependant observée. Cette dispersion peut être attribuée à la présence d'une interface entre les deux couches, matérialisée par un contraste de modules, de masses volumiques et de coefficients de Poisson. Les phénomènes dynamiques qui ont lieu au niveau de l'interface (réflexion, réfraction) limitent la précision de l'analyse inverse élastostatique.

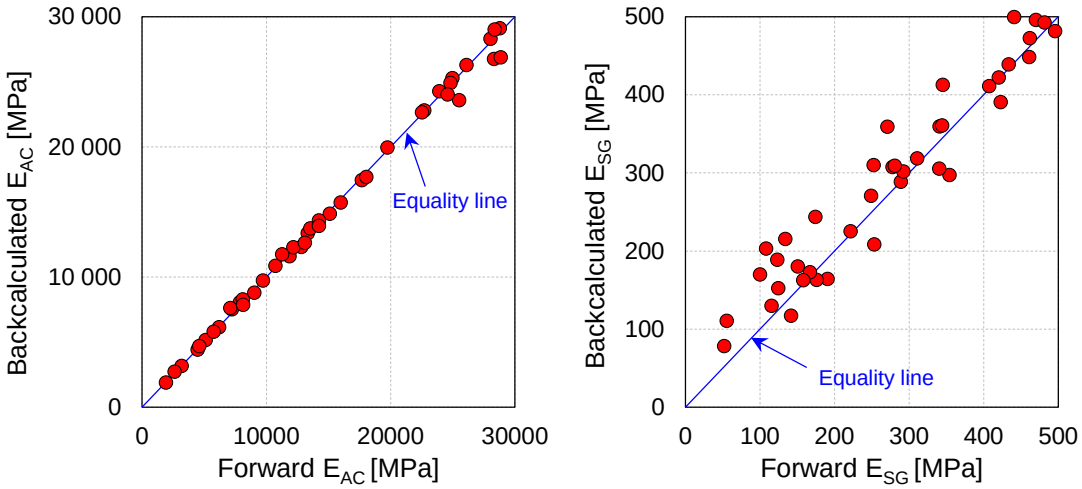


Figure 5.19 – Analyse inverse élastostatique de données simulées avec hypothèse élastodynamique pour une structure de chaussée bicouche

5. III. 1. c. Sur une structure de chaussée à trois couches

Enfin, l'étude de la non prise en compte des effets dynamiques est réalisée sur une chaussée composée de trois couches. Ce cas est jugé plus proche d'une chaussée réelle que les deux précédents. La structure de chaussée considérée est présentée dans le Tableau 5.10. Elle est composée de deux couches en enrobé bitumineux (AC_1 et AC_2) reposant sur un massif granulaire (SG). Les modules de toutes les couches, ainsi que les épaisseurs des couches AC1 et AC2, sont choisis au hasard au sein des gammes précisées dans le Tableau 5.10. Comme précédemment, pour chacune des 50 structures de chaussée, une analyse élastostatique (EL-STAT) est réalisée sur des données générées de façon élastodynamique (procédure décrite en Figure 5.17).

Tableau 5.10 – Structure de chaussée à trois couches

Layer	Thickness [cm]	Young Modulus [MPa]	Poisson's ratio [-]	Bulk density [kg/m^3]
Asphalt Concrete (AC1)	$H_{AC1} \in [10, 20]$	$E_{AC1} \in [300, 30\,000]$	0.30	2 500
Asphalt Concrete (AC2)	$H_{AC2} \in [10, 20]$	$E_{AC2} \in [300, 30\,000]$	0.30	2 500
Subgrade (SG)	∞	$E_{SG} \in [50, 500]$	0.30	2 000

Les résultats sont présentés en Figure 5.20. On observe que l'analyse élastostatique ne parvient pas à rétro-calculer les modules des couches AC_1 et AC_2 utilisés pour l'analyse directe élastodynamique. Cette incapacité pourrait être expliquée par un phénomène de compensation des propriétés mécaniques entre les couches AC_1 et AC_2. En effet, il apparaît que dans la plupart des cas, le module de la couche AC_1 obtenu par analyse EL-STAT est surestimé alors que celui de la couche

AC_2 est sous-estimé. La Figure 5.20 montre que l'analyse élastostatique (EL-STAT) permettrait en revanche une estimation raisonnable du module du massif SG. Cette estimation est dégradée par une légère surestimation de E_{SG}, en particulier pour les faibles valeurs de module.

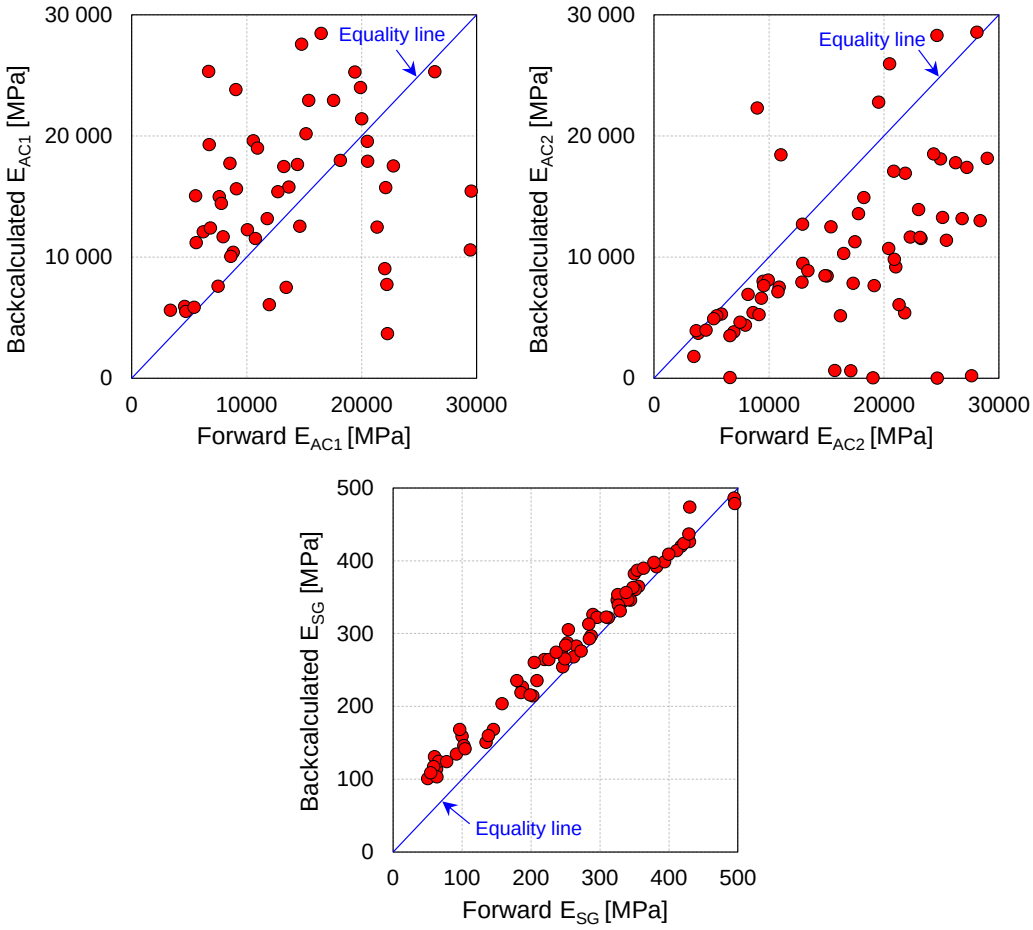


Figure 5.20 – Analyses inverses élastostatiques sur jeu de données simulées avec hypothèse élastodynamique

5. III. 2. Influence d'erreurs sur les paramètres fixés

Comme évoqué précédemment (§ 5. II. 1. a), les méthodes d'analyse inverse sont basées sur des paramètres fixés qui sont supposés connus et ne sont pas remis en question au cours des processus d'optimisation. Ces paramètres peuvent être mesurés à l'aide de différentes méthodes ou bien estimés selon des valeurs classiques. Ils sont en général de trois natures : paramètres de structure (ex : épaisseurs des couches), paramètres de comportement rhéologique (ex : coefficient de Poisson, masse volumique) et paramètres liés à la configuration de l'appareil F/HWD (ex : position des géophones). L'objectif de ce paragraphe est de déterminer des tendances et des gammes d'erreur en cas de sur- ou sous-estimation de ces paramètres.

La méthodologie, illustrée en Figure 5.21, consiste en la réalisation d'analyses inverses élastodynamiques (EL-DYN) sur des jeux de données générées sous hypothèse élastodynamique. Une erreur est volontairement introduite dans les paramètres fixés utilisés pour l'analyse inverse. Les différences observées entre le jeu de modules initial et le jeu de modules obtenu par analyse inverse sont donc les conséquences du biais introduit sur les paramètres. La structure de chaussée considérée est présentée dans le Tableau 5.11.

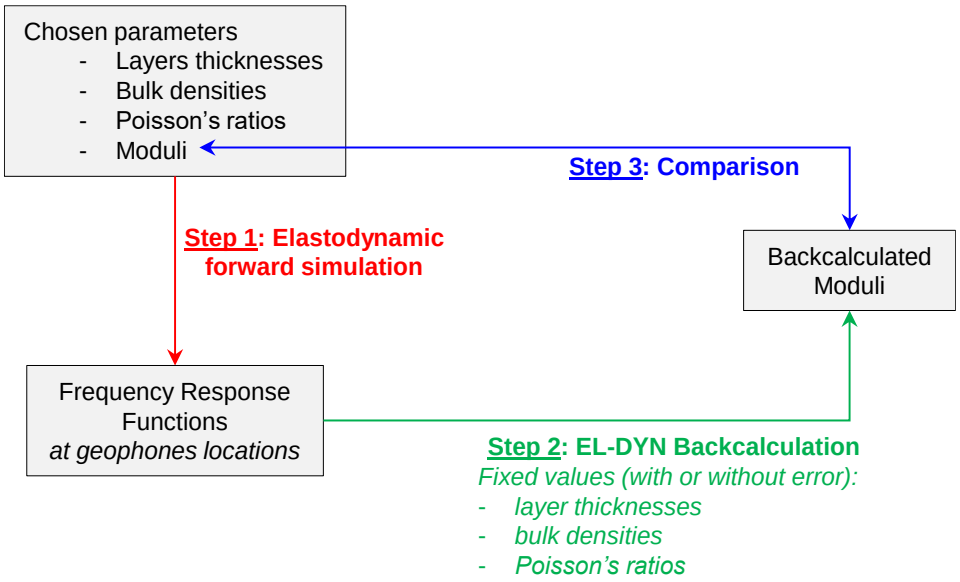


Figure 5.21 – Procédure pour évaluer l'influence d'incertitudes sur les paramètres fixés

Tableau 5.11 – Structure de chaussée de référence utilisée pour le calcul élastodynamique direct

Layer	Thickness [cm]	Young Modulus [MPa]	Poisson's ratio [-]	Bulk density [kg/m^3]
Asphalt Concrete (AC)	30	15 000	0.30	2 500
Subgrade (SG)	∞	200	0.30	2 000

5. III. 2. a. Effet d'une erreur de mesure des épaisseurs de couches

Les épaisseurs des couches constitutives de la chaussée sont en général mesurées à l'aide de carottages, éventuellement complétés par des mesures au géoradar, ou bien déduites de l'historique de travaux sur la chaussée. Elles entrent dans les procédures d'analyse inverse comme des paramètres fixés, qui ne sont pas remis en cause alors qu'il existe par nature une imprécision sur ces données. Il est également important d'étudier l'effet d'une erreur de mesure sur les épaisseurs des couches car ces dernières sont soumises à des variations locales.

Pour cette étude, la chaussée considérée possède une structure bicouche décrite dans le Tableau 5.11. La couche AC, en enrobé bitumineux, repose sur la couche SG faite de matériau granulaire. Un calcul direct élastodynamique est réalisé en tenant compte d'une épaisseur de 30 cm pour la couche AC et de modules E_{AC} et E_{SG} respectivement égaux à 15 000 MPa et 200 MPa. Des analyses inverses élastodynamiques (EL-DYN) sont appliquées en considérant des épaisseurs de couche AC faussées comprises entre 28 cm et 32 cm.

La Figure 5.22 et le Tableau 5.12 montrent que le module de la couche AC obtenu par analyse inverse est sous-estimé (resp. surestimé) lorsque l'épaisseur de couche est surestimée (resp. sous-estimée). Cela s'explique par une compensation de l'erreur sur l'épaisseur par une erreur sur le module pour l'obtention d'une rigidité globale (en surface) équivalente. On peut estimer, pour l'exemple proposé, qu'une erreur d'épaisseur de 1 mm engendre une erreur de module d'environ 1 % par analyse élastodynamique (EL-DYN). Le Tableau 5.12 permet d'affirmer qu'une erreur sur l'épaisseur de la couche supérieure a un effet non significatif sur le module de la couche profonde. Enfin, l'introduction d'un biais sur l'épaisseur de matériaux bitumineux engendre une erreur finale d'analyse inverse faible mais non nulle.

Tableau 5.12 – Résultats d'analyse inverse (EL-DYN) avec biais d'épaisseur pour la couche AC

Fixed	Backcalculated		Optimisation Final error
H [cm]	E_{AC} [MPa]	E_{SG} [MPa]	
32	12 394	200	0.4%
31	13 611	200	0.2%
30.5	14 282	200	0.1%
30.1	14 853	200	0.0%
29.9	15 150	200	0.0%
29.5	15 769	200	0.1%
29	16 593	200	0.2%
28	18 430	200	0.4%

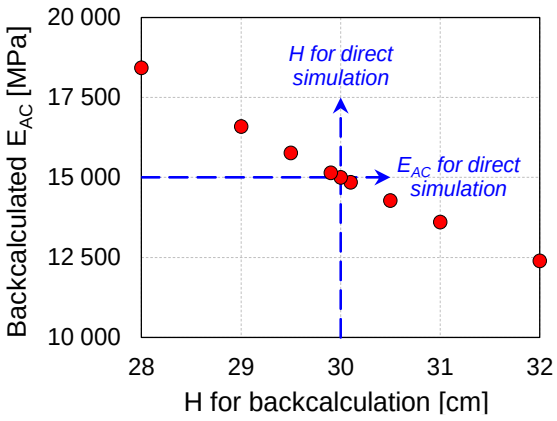


Figure 5.22 – Influence d'une erreur d'épaisseur sur les résultats d'analyse élastodynamique (EL-DYN)

5. III. 2. b. Effet d'une mauvaise estimation des coefficients de Poisson

Les coefficients de Poisson des matériaux constitutifs de la chaussée n'entrent généralement pas dans les paramètres à déterminer lors du processus d'analyse inverse. Cela dans le but de minimiser leur nombre. Ces paramètres sont fixés à des valeurs estimées grâce à la littérature disponible. L'objectif est donc de déterminer l'effet d'une erreur de coefficient de Poisson sur les résultats d'analyse inverse. Des analyses inverses sont appliquées aux données générées à partir de la structure de chaussée de référence précédemment présentée. Ces analyses tiennent compte de biais de ± 0.05 sur les coefficients de Poisson. Les résultats d'analyse inverse sont détaillés dans le Tableau 5.13.

Tableau 5.13 – Effet d'une mauvaise estimation des coefficients de Poisson

Fixed		Backcalculated		Difference regarding forward values		Optimisation Final error
ν_{AC} [-]	ν_{SG} [-]	E_{AC} [MPa]	E_{SG} [MPa]	E_{AC}	E_{SG}	
0.35	0.3	14 452	200	3.6 %	0.0 %	1.9%
0.25	0.3	15 465	200	3.1 %	0.0 %	0.0%
0.3	0.35	13 900	208	7.3 %	4.0 %	1.4%
0.3	0.25	16 004	192	6.7 %	4.0 %	1.2%

Les résultats compilés dans le Tableau 5.13 montrent qu'une erreur de ± 0.05 sur le coefficient de Poisson du matériau constitutif de la couche de surface conduit à une faible erreur sur le module de cette même couche, inférieure à 500 MPa dans le cas étudié. En revanche, la même erreur appliquée au matériau granulaire profond provoque une estimation faussée de plus de 1000 MPa sur le module de la couche de surface et de 8 Mpa (soit 4 %) sur le module de la couche granulaire.

5. III. 2. c. Effet d'une mauvaise estimation des masses volumiques

De la même façon que pour les coefficients de Poisson, les masses volumiques des matériaux de chaussée sont fixées à des valeurs estimées. La méthodologie employée ici consiste à réaliser des analyses inverses élastodynamiques (EL-DYN) en tenant compte d'une masse volumique faussée par rapport à celle du calcul direct (Tableau 5.11). Les valeurs obtenues par analyse inverse, dans le Tableau 5.14, montrent qu'une erreur de ± 100 kg/m^3 sur la masse volumique de la couche supérieure n'a quasiment pas d'impact sur les modules. En revanche, une erreur de même amplitude sur la masse

volumique de la couche profonde peut conduire à une mauvaise estimation des modules avec des erreurs allant jusqu'à 5 %.

Tableau 5.14 – Effet d'une mauvaise estimation des masses volumiques

Fixed		Backcalculated		Difference regarding forward values		Optimisation Final error
ρ_{AC} [kg/m^3]	ρ_{SG} [kg/m^3]	E_{AC} [MPa]	E_{SOL} [MPa]	E_{AC}	E_{SG}	
2500	2100	13 603	211	9.3 %	5.5 %	2.1%
2500	1900	16 614	190	10.7 %	5.0 %	2.2%
2600	2000	14 997	200	0.0 %	0.0 %	0.3%
2400	2000	15 002	200	0.0 %	0.0 %	0.3%

5. III. 3. Synthèse de l'évaluation des méthodes d'analyse inverse développées

L'évaluation des méthodes d'analyse inverse a permis de mettre en évidence que :

- la prise en compte des effets dynamiques est importante pour l'analyse inverse des essais F/HWD. La nature dynamique de l'essai F/HWD est indéniable en raison du contenu fréquentiel des signaux mesurés. Ces effets affectent les mesures de déflexion, en particulier lorsque la chaussée est composée de plusieurs couches, comme dans l'immense majorité des cas. La non prise en compte de ces effets pour l'analyse inverse des essais F/HWD conduit à des valeurs de module erronées.
- les incertitudes sur les paramètres fixés conduisent nécessairement à des incertitudes sur les valeurs obtenues par analyse inverse. Les conséquences de ces incertitudes sont plus importantes lorsqu'elles concernent les propriétés mécaniques des couches profondes. Cela est à mettre en relation avec la notion de ligne d'influence (Chapitre 1, § 1.III.3.b.ii).

5. IV. Application des méthodes d'analyse inverse aux essais HWD sur la planche du STAC

Cette partie est consacrée à l'application des trois méthodes d'analyse inverse précédemment développées et évaluées aux données HWD collectées lors de la campagne d'essais menée sur la planche du STAC. Pour rappel, cette campagne expérimentale, détaillée dans le Chapitre 2, comprend 25 essais HWD réalisés sur le même point à des températures moyennes de chaussée comprises entre 0°C et 30°C. Au-delà de la comparaison des méthodes d'analyse inverse développées, les études proposées permettent aussi la comparaison entre les propriétés rhéologiques tirées des essais HWD et celles prédites par la caractérisation en laboratoire des matériaux bitumineux.

5. IV. 1. Structure de chaussée et configuration de l'appareil HWD

L'appareil HWD utilisé pour la campagne d'essais, précédemment décrit dans le Chapitre 2 (§ 2.II.1), est équipé de 13 géophones dédiés à l'étude des chaussées souples. Leurs positions radiales sont rappelées dans le Tableau 5.15 et la totalité de ces capteurs sera exploitée dans les méthodes d'analyse inverse. La charge est transmise à la chaussée au moyen d'une plaque de chargement segmentée de 45 cm de diamètre.

Tableau 5.15 – Positions des géophones du HWD Carl Bro, en centimètres

Geophone	G_1	G_2	G_3	G_4	G_5	G_6	G_7	G_8	G_9	G_{10}	G_{11}	G_{12}	G_{13}
Radial distance [cm]	0	30	40	50	60	75	90	105	120	150	180	210	240

Tous les essais sont réalisés sur le même point de la planche d'essais afin de garantir l'unicité de la structure de chaussée, notamment en termes d'épaisseurs. La structure de chaussée est composée de quatre couches : un Béton Bitumineux Aéronautique (BBA) en couche de surface, une Grave Bitume (GB) en couche de base, une Grave Non Traitée (GNT) en couche de fondation et un sol support (SOL). Une auscultation géoradar, calibrée à partir de plusieurs carottages, a permis de déterminer les épaisseurs des couches sur toute la surface de la planche (STAC, 2012). Autour du point d'essai HWD, les épaisseurs moyennes des couches sont de 12.3 cm pour le BBA, 18.4 cm pour la GB et 52 cm pour la GNT. Le substratum se trouvant très en profondeur (> 6 m), la couche de sol support (SOL) sera considérée d'épaisseur infinie.

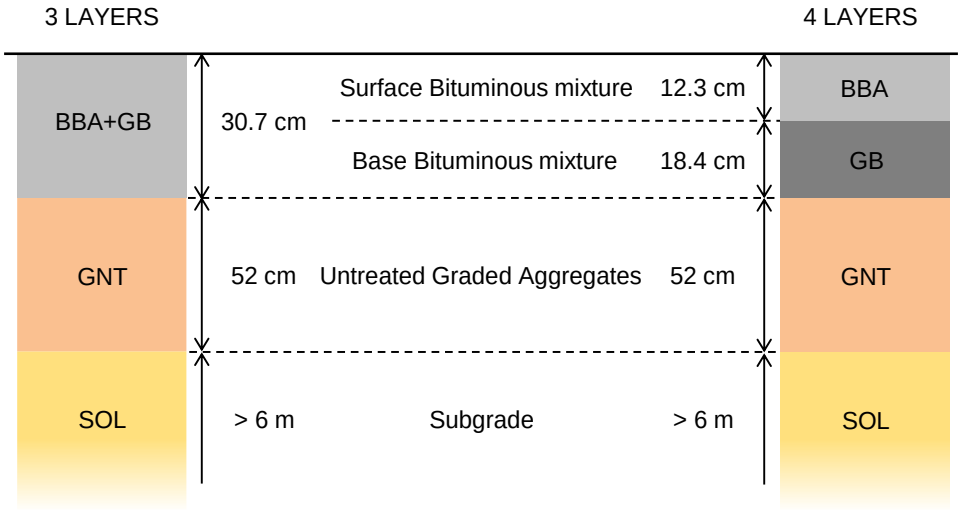


Figure 5.23 – Structures de chaussée considérées pour les analyses inverses

Les structures de chaussées idéalisées, utilisées pour les analyses inverses sont présentées en Figure 5.23. Dans la structure « *4 layers* », les quatre couches de chaussée sont considérées alors que dans la structure « *3 layers* », les deux matériaux bitumineux ne forment qu'une seule couche. Les analyses seront menées sur ces deux structures afin d'évaluer les potentiels phénomènes de compensation des propriétés mécaniques entre les deux couches de matériaux bitumineux. Toutes les interfaces entre couches de chaussée seront considérées parfaitement collées.

5. IV. 2. Résultats d'analyse inverse

Les résultats bruts d'analyse inverse des 25 essais HWD sont présentés pour les trois méthodes dans les Tableau 5.16 à Tableau 5.18 et sur les Figure 5.24 à Figure 5.26. Ces résultats sont comparés et interprétés dans les paragraphes suivants. L'intégralité des résultats d'analyse inverse (données mesurées et simulées) est disponible en Annexe C.

5. IV. 2. a. Application de la méthode d'analyse élastostatique (EL-STAT)

Tableau 5.16 – Résultats d'analyse inverse des essais HWD par la méthode élastostatique (EL-STAT)

				Elastostatic method (EL-STAT)								
				3 layers pavement structure				4 layers pavement structure				
HWD test Id.	Mean Temperatures			Bituminous mixture	Granular materials		Optimisation Final error F_{STAT}	Bituminous mixtures		Granular materials		Optimisation Final error F_{STAT}
	T_{BBA+GB} [°C]	T_{BBA} [°C]	T_{GB} [°C]	E_{BBA+GB} [MPa]	E_{GNT} [MPa]	E_{SOL} [MPa]		E_{BBA} [MPa]	E_{GB} [MPa]	E_{GNT} [MPa]	E_{SOL} [MPa]	
1	1.1	0.0	1.9	24 297	497	246	0.7%	21 916	27 889	448	250	0.51%
2	2.0	1.0	2.7	23 260	501	244	0.7%	20 631	27 279	451	248	0.52%
3	3.1	2.6	3.4	23 742	448	242	0.7%	22 144	26 652	398	247	0.50%
4	7.0	7.8	6.5	20 948	453	243	0.6%	22 787	20 376	404	247	0.51%
5	10.8	10.6	11.0	18 044	438	242	0.7%	21 383	16 672	388	245	0.56%
6	11.0	11.0	11.0	18 389	427	242	0.7%	20 188	17 928	377	246	0.53%
7	11.3	11.3	11.3	18 419	407	250	0.5%	23 529	14 879	387	252	0.34%
8	14.2	14.5	14.0	15 241	409	250	0.9%	12 479	17 030	397	254	0.66%
9	14.6	14.6	14.6	15 863	380	242	0.8%	19 912	12 257	384	242	0.52%
10	15.2	14.3	15.9	15 977	377	241	0.8%	21 667	12 299	357	243	0.54%
11	17.1	18.1	16.4	12 771	405	246	1.0%	13 732	11 394	382	249	0.70%
12	17.7	16.5	18.5	11 699	460	249	0.9%	13 693	10 262	419	252	0.65%
13	19.0	23.3	15.9	11 442	348	242	1.2%	8 366	12 818	364	244	0.86%
14	20.3	24.3	17.3	10 894	346	240	1.2%	7 935	12 343	364	242	0.91%
15	21.9	20.5	22.9	9 170	455	247	0.8%	7 595	9 531	464	248	0.65%
16	22.1	25.3	19.8	9 780	377	242	1.2%	7 522	10 930	387	244	0.91%
17	23.3	26.4	21.0	8 485	396	237	1.0%	8 958	8 372	371	240	0.75%
18	24.0	23.6	24.3	8 109	415	243	1.0%	8 984	6 966	407	245	0.70%
19	24.5	25.2	24.0	7 323	437	246	1.0%	6 215	7 807	434	249	0.92%
20	25.6	25.4	25.7	6 908	432	247	1.0%	6 393	6 364	441	249	0.90%
21	25.7	29.2	23.2	7 793	379	234	0.9%	7 338	7 684	381	235	0.74%
22	26.6	29.2	24.7	7 034	382	227	1.3%	5 513	7 735	392	229	1.06%
23	27.0	26.0	27.7	5 906	443	247	1.1%	8 507	4 852	403	249	0.88%
24	27.6	31.4	24.9	6 663	371	233	1.2%	5 801	6 641	382	235	1.09%
25	30.5	34.9	27.3	5 052	378	214	1.2%	6 071	4 910	352	217	1.07%
			Average	12928	414	241	0.9%	13 170	12 875	397	244	0.7%
			Standard deviation	6059	42	8	0.2%	6 801	6 796	30	8	0.2%
			Relative standard deviation	46.9%	10.1%	3.2%	-	51.6%	52.8%	7.6%	3.3%	-

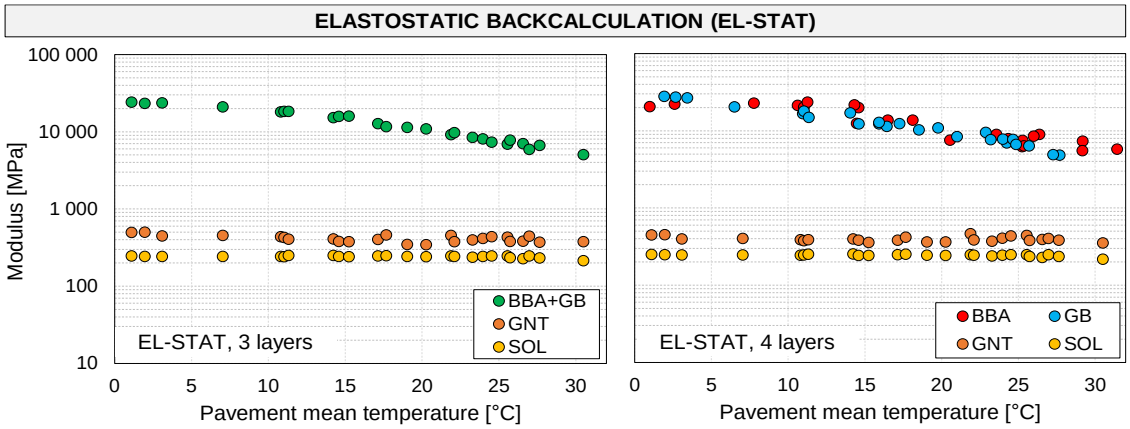


Figure 5.24 – Résultats d'analyse inverse selon la méthode EL-STAT

5. IV. 2. b. Application de la méthode d'analyse élastodynamique (EL-DYN)

Tableau 5.17 – Résultats d'analyse inverse des essais HWD par la méthode élastostatique (EL-DYN)

				Elastostatic method (EL-DYN)								
				3 layers pavement structure				4 layers pavement structure				
HWD test Id.	Mean Temperatures			Bituminous mixture	Granular materials		Optimisation Final error F_{DYN}	Bituminous mixtures		Granular materials		Optimisation Final error F_{DYN}
	T_{BBA+GB} [°C]	T_{BBA} [°C]	T_{GB} [°C]	E_{BBA+GB} [MPa]	E_{GNT} [MPa]	E_{SOL} [MPa]		E_{BBA} [MPa]	E_{GB} [MPa]	E_{GNT} [MPa]	E_{SOL} [MPa]	
1	1.1	0.0	1.9	14 889	1 011	125	5.2%	16 096	13 255	1 011	125	5.2%
2	2.0	1.0	2.7	14 127	1 027	124	5.5%	14 521	13 521	1 027	124	5.5%
3	3.1	2.6	3.4	13 908	1 000	125	5.5%	14 236	13 325	1 000	125	5.6%
4	7.0	7.8	6.5	12 340	968	123	6.7%	12 655	11 874	968	123	6.7%
5	10.8	10.6	11.0	10 514	945	125	7.2%	10 908	9 660	945	125	7.3%
6	11.0	11.0	11.0	10 432	965	124	7.5%	10 678	9 854	965	124	7.6%
7	11.3	11.3	11.3	8 715	1 112	124	8.0%	9 583	7 375	1 112	124	8.0%
8	14.2	14.5	14.0	8 993	862	140	9.2%	9 155	8 499	862	140	9.4%
9	14.6	14.6	14.6	8 322	953	124	8.3%	9 133	7 175	953	124	8.3%
10	15.2	14.3	15.9	7 922	1 005	125	7.8%	8 884	6 505	1 005	125	7.8%
11	17.1	18.1	16.4	7 697	791	140	10.5%	7 866	7 288	791	140	10.6%
12	17.7	16.5	18.5	6 974	876	140	10.6%	7 537	6 090	876	140	10.6%
13	19.0	23.3	15.9	6 566	803	126	10.3%	7 367	5 297	803	126	10.3%
14	20.3	24.3	17.3	6 901	656	140	12.7%	7 028	6 617	656	140	12.8%
15	21.9	20.5	22.9	5 478	862	141	11.6%	5 934	4 673	862	141	11.7%
16	22.1	25.3	19.8	5 493	834	126	11.1%	6 270	4 287	834	126	11.2%
17	23.3	26.4	21.0	4 616	865	126	11.7%	5 622	3 393	865	126	11.6%
18	24.0	23.6	24.3	4 658	892	126	11.4%	6 025	3 149	892	126	11.4%
19	24.5	25.2	24.0	4 584	817	141	13.3%	5 595	3 455	817	141	13.1%
20	25.6	25.4	25.7	4 150	835	142	13.5%	4 751	3 259	835	142	13.6%
21	25.7	29.2	23.2	4 760	672	141	14.4%	4 793	4 571	672	141	14.6%
22	26.6	29.2	24.7	5 103	480	160	16.3%	4 970	5 168	480	160	16.6%
23	27.0	26.0	27.7	4 069	696	160	15.4%	4 988	3 152	696	160	15.2%
24	27.6	31.4	24.9	4 860	499	160	17.4%	4 819	4 821	499	160	17.5%
25	30.5	34.9	27.3	3 360	597	142	15.0%	3 946	2 733	597	142	14.9%
			Average	7577	841	135	10.6%	8 134	6 760	841	135	10.7%
			Standard deviation	3416	164	12	3.5%	3 413	3 416	164	12	3.5%
			Relative standard deviation	45.1%	19.5%	8.9%	-	42.0%	50.5%	19.5%	9.0%	-

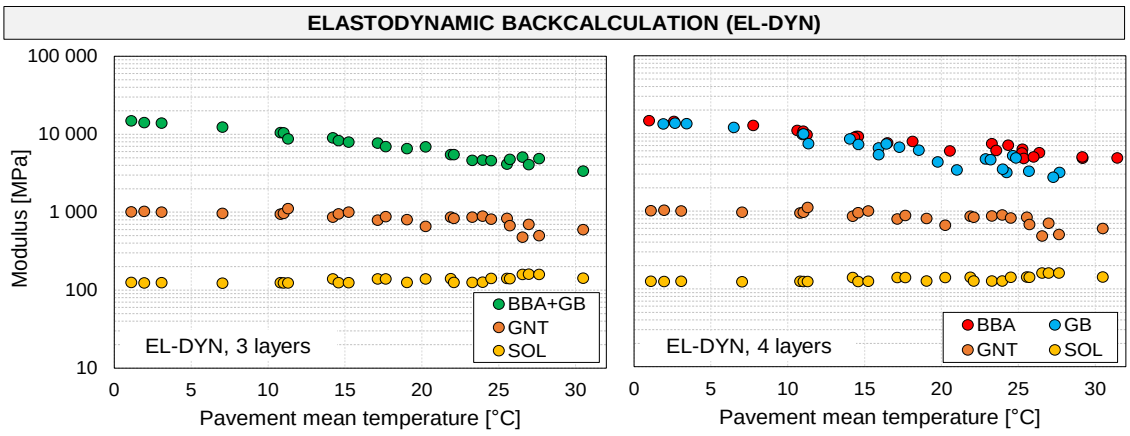


Figure 5.25 – Résultats d'analyse inverse selon la méthode EL-DYN

5. IV. 2. c. Application de la méthode d'analyse viscoélastique dynamique (VEL-DYN)

Tableau 5.18 - Résultats d'analyse inverse des essais HWD par la méthode viscoélastique dynamique (VEL-DYN)

				Viscoelastic dynamic method (VEL-DYN)														
				3 layers pavement structure						**4 layers pavement structure**								
HWD test Id.	Mean Temperatures			Bituminous mixture		Granular materials			Optimisation Final error F_{DYN}	Bituminous mixtures				Granular materials			Optimisation Final error F_{DYN}
	T_{BBA+GB} [°C]	T_{BBA} [°C]	T_{GB} [°C]	α_{BBA+GB} [MPa]	$\lvert E_{30Hz} \rvert_{BBA+GB}$ [MPa]	E_{GNT} [MPa]	E_{SOL} [MPa]	D [%]		α_{BBA} [MPa]	α_{GB} [MPa]	$\lvert E_{30Hz} \rvert_{BBA}$ [MPa]	$\lvert E_{30Hz} \rvert_{GB}$ [MPa]	E_{GNT} [MPa]	E_{SOL} [MPa]	D [%]	
1	1.1	0.0	1.9	6 656	21 191	686	139	2.1	2.0%	6 317	5 001	16 647	27 518	686	141	2.4	2.0%
2	2.0	1.0	2.7	7 921	21 899	669	139	1.7	1.8%	7 766	5 854	17 314	27 961	670	141	1.9	1.8%
3	3.1	2.6	3.4	7 832	21 939	622	141	1.8	2.2%	7 023	6 476	16 631	29 541	622	143	2.1	2.2%
4	7.0	7.8	6.5	8 244	19 280	662	136	2.2	1.8%	7 701	6 530	14 739	25 472	662	139	2.5	1.8%
5	10.8	10.6	11.0	7 923	17 438	615	141	2.6	2.3%	7 303	7 339	14 152	21 692	615	143	2.8	2.3%
6	11.0	11.0	11.0	8 314	17 418	646	138	2.8	2.0%	7 565	7 712	13 744	22 379	646	140	3.0	1.9%
7	11.3	11.3	11.3	8 818	15 536	760	141	3.2	2.0%	8 230	7 527	12 345	19 852	760	143	3.4	1.9%
8	14.2	14.5	14.0	6 895	14 234	632	149	3.6	2.6%	7 256	5 905	13 060	15 423	632	150	3.6	2.6%
9	14.6	14.6	14.6	8 327	15 454	617	141	2.9	2.4%	7 812	7 361	12 625	18 805	617	143	3.1	2.4%
10	15.2	14.3	15.9	8 213	15 019	638	145	2.9	2.5%	8 943	7 146	14 707	15 162	639	146	2.8	2.5%
11	17.1	18.1	16.4	6 732	12 807	588	147	3.9	2.8%	6 537	6 214	10 987	14 512	600	148	3.9	2.8%
12	17.7	16.5	18.5	6 825	12 034	651	148	4.1	2.7%	7 077	6 063	11 235	12 790	651	149	4.1	2.7%
13	19.0	23.3	15.9	7 727	13 026	482	147	4.3	3.0%	7 139	7 917	11 261	15 040	482	148	4.4	3.0%
14	20.3	24.3	17.3	5 968	10 892	511	143	5.3	3.4%	5 276	6 119	8 655	13 874	511	145	5.4	3.4%
15	21.9	20.5	22.9	6 521	10 358	628	150	4.4	3.2%	7 604	5 560	11 134	9 567	628	150	4.1	3.2%
16	22.1	25.3	19.8	6 577	10 589	542	145	5.0	3.5%	6 056	6 586	8 884	11 942	563	146	4.9	3.5%
17	23.3	26.4	21.0	6 878	10 171	540	146	5.1	3.3%	5 532	7 900	7 642	12 905	563	147	5.2	3.4%
18	24.0	23.6	24.3	5 539	8 857	601	146	5.5	3.7%	5 636	4 918	8 011	9 668	602	148	5.5	3.7%
19	24.5	25.2	24.0	5 950	8 861	594	151	5.4	3.7%	6 241	5 493	8 646	8 935	597	152	5.3	3.7%
20	25.6	25.4	25.7	5 933	8 456	603	152	5.5	3.6%	6 780	5 090	9 012	7 852	602	152	5.3	3.6%
21	25.7	29.2	23.2	6 699	9 790	492	142	5.3	3.6%	5 715	7 500	7 987	11 990	496	144	5.4	3.6%
22	26.6	29.2	24.7	6 119	9 341	440	143	5.1	3.7%	*did not converge*							
23	27.0	26.0	27.7	5 448	7 556	592	156	5.8	4.0%	6 395	4 609	8 364	6 712	595	156	5.5	4.0%
24	27.6	31.4	24.9	5 945	8 650	466	143	6.0	4.0%	5 514	6 257	7 772	9 635	466	144	6.1	4.0%
25	30.5	34.9	27.3	4 677	6 997	444	143	5.9	4.0%	4 785	4 464	6 748	7 212	444	144	5.9	4.0%
Average				6 907	13 112	589	145	4.1	3.0%	6 758	6 314	11 346	15 685	598	146	4	2.9%
Standard deviation				1 088	4 619	81	5	1.4	0.8%	1 039	1 066	3 222	6 932	75	4	1	0.8%
Relative standard deviation				15.7%	35.2%	13.7%	3.4%	34.6%	-	15.4%	16.9%	28.4%	44.2%	12.5%	2.9%	32.5%	-

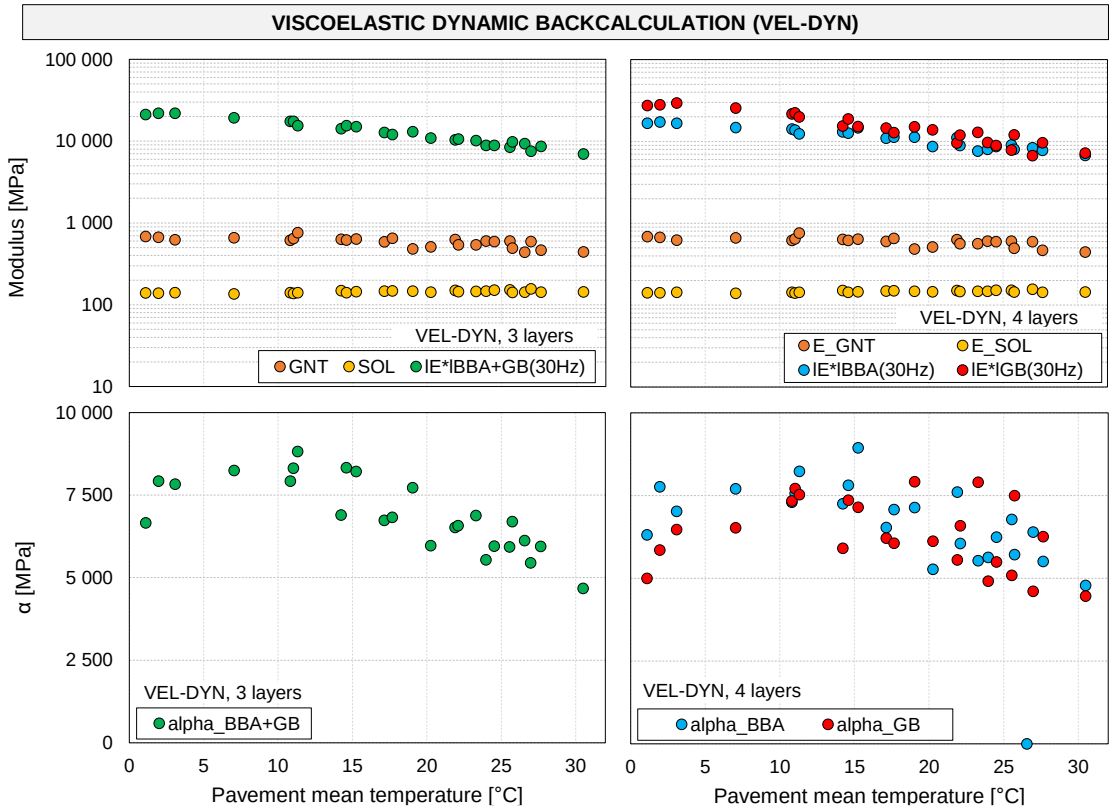


Figure 5.26 – Résultats d'analyse inverse selon la méthode VEL-DYN

5. IV. 3. Qualité des procédures d'analyse inverse

5. IV. 3. a. Valeurs initiales et convergence des méthodes d'analyse inverse

Les valeurs initiales, ainsi que les bornes supérieure et inférieure pour chaque paramètre sont précisées dans le Tableau 5.19. Les analyses inverses réalisées avec les méthodes EL-STAT et EL-DYN ont toutes convergé vers une solution pour laquelle les bornes ne sont pas atteintes. Concernant l'analyse VEL-DYN, une seule inversion n'a pas convergé (essai n°22, structure à 4 couches) au terme du nombre maximal d'itérations.

Tableau 5.19 – Valeurs initiales et bornes supérieures et inférieures des paramètres déterminés lors de l'analyse inverse selon les trois méthodes proposées

		Initial values	Boundaries	
			Low	High
Bituminous mixtures	E or $\lvert E_{30Hz} \rvert$ [MPa]	15 000	300	30 000
	α [MPa]	5 000	0	10 000
Granular materials	E [MPa]	300	50	1200
	D	3 %	0 %	10 %

5. IV. 3. b. Correspondance entre déflexions mesurées et simulées

5. IV. 3. b. i. Erreurs finales des méthodes d'analyse inverse

L'erreur finale permet de juger de la qualité de l'analyse inverse en évaluant la proximité entre les données simulées et mesurées. Bien qu'il ne s'agisse pas d'un critère de réception de l'analyse, l'examen des erreurs finales des trois méthodes d'analyse inverse permet un premier niveau de comparaison entre les trois méthodes proposées.

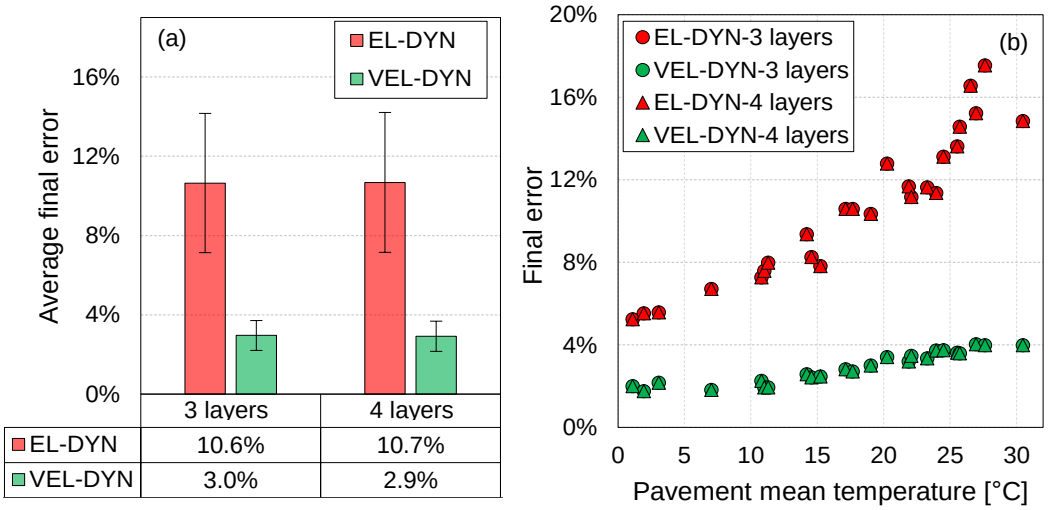


Figure 5.27 – Erreurs finales pour les méthodes d'analyse inverse dynamiques : (a) pour chaque essai HWD ; (b) valeurs moyennes et dispersion (écart-type)

La Figure 5.27a montre que, la plus forte erreur finale (moyennée sur l'analyse inverse des 25 essais HWD) est obtenue avec la méthode EL-DYN. Cette valeur est environ trois fois supérieure à l'erreur finale moyenne de la méthode VEL-DYN. Pour les méthodes dynamiques (DYN), cela signifie que la prise en compte du comportement viscoélastique linéaire des enrobés bitumineux permet une meilleure simulation des essais HWD. Bien que l'erreur finale moyenne calculée pour la méthode élastostatique (EL-STAT) soit très faible, elle ne peut pas être comparée directement aux erreurs des méthodes dynamiques (EL-DYN et VEL-DYN) car leurs définitions ne sont pas semblables (Equations 5.6 et 5.7).

La Figure 5.27b montre que les erreurs finales obtenues avec les méthodes dynamiques d'analyse augmentent avec la température de la chaussée au moment de l'essai. Cette diminution de la qualité des analyses inverses pourrait être symptomatique de la non (ou mauvaise) prise en compte d'un phénomène dépendant de la température. Rappelons que pour ces analyses, les interfaces sont parfaitement collées et la température est supposée constante sur l'épaisseur des matériaux bitumineux.

5. IV. 3. b. ii. Meilleures et moins bonnes optimisations pour chaque méthode

Les comparaisons entre données expérimentales et données simulées après analyse inverse sont présentées dans les Figure 5.28 à Figure 5.31 dans les cas où une structure de chaussée à quatre couches BBA/GB/GNT/SOL est considérée.

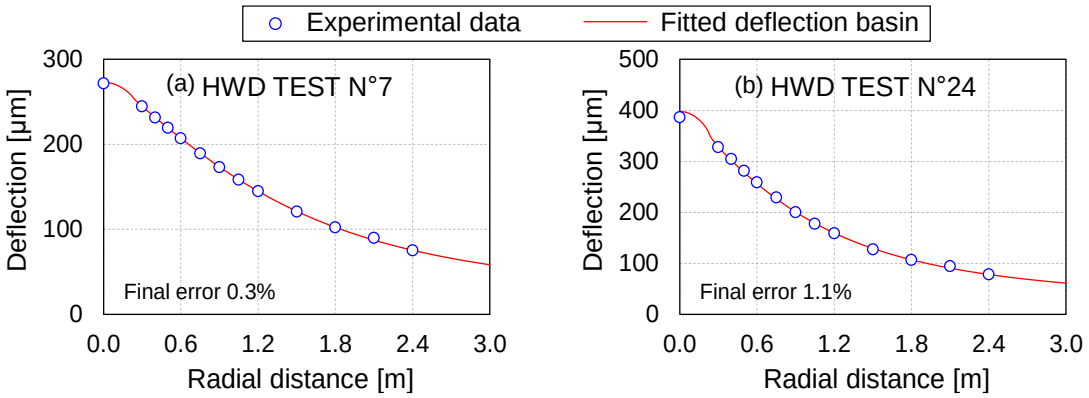


Figure 5.28 – Analyse inverse EL-STAT-4 layers : (a) Meilleure optimisation ; (b) Moins bonne optimisation

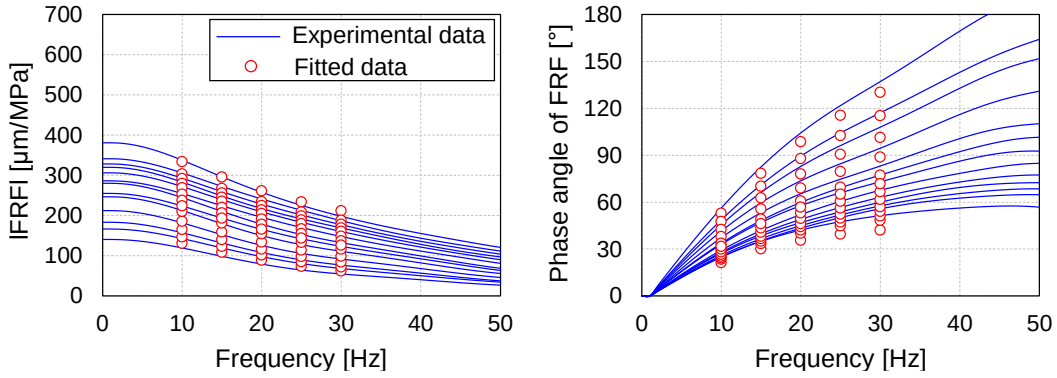


Figure 5.29 – Meilleure optimisation EL-DYN-4 layers. Erreur finale 5.2 % (HWD test n°1)

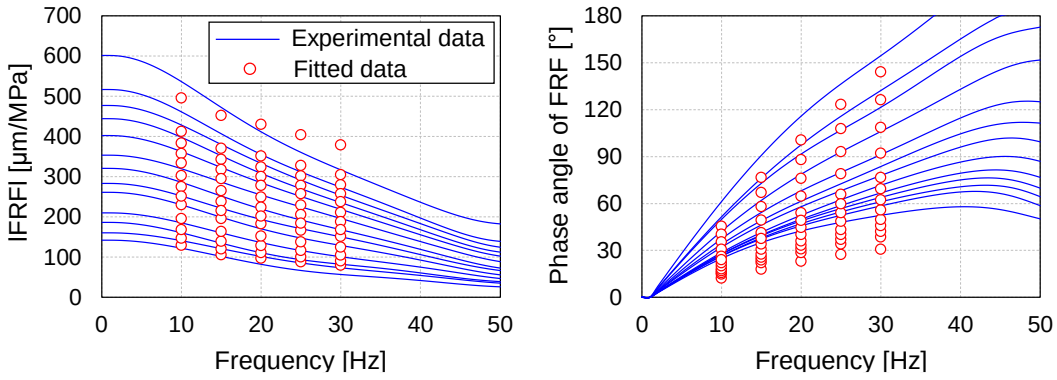


Figure 5.30 – Moins bonne optimisation EL-DYN-4 layers. Erreur finale 17.5 % (HWD test n°24)

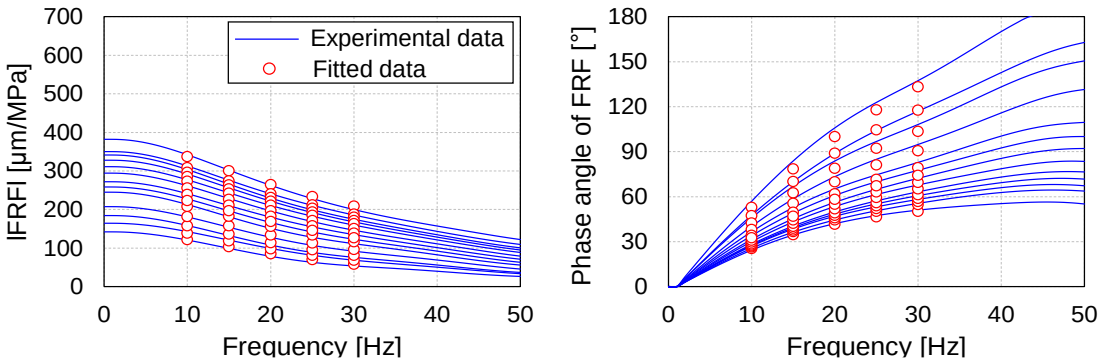


Figure 5.31 – Meilleure optimisation VEL-DYN-4 layers. Erreur finale 1.8 % (HWD test n°2)

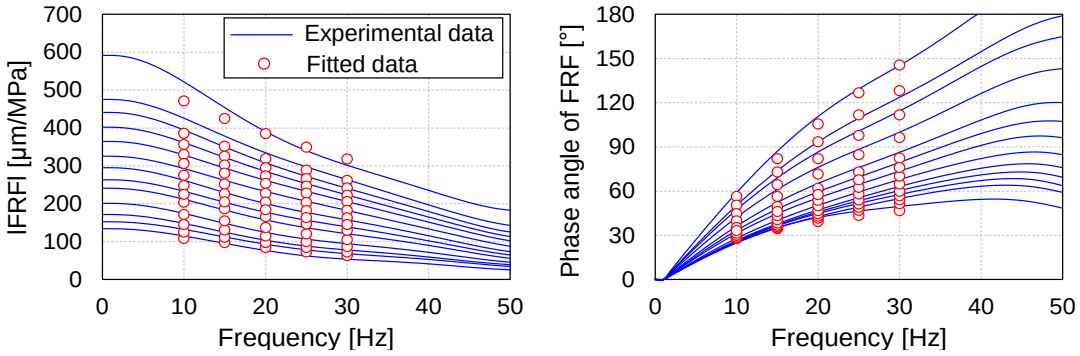


Figure 5.32 - Moins bonne optimisation VEL-DYN-4 layers. Erreur finale 4.0 % (HWD test n°23)

5. IV. 4. Etude comparative des résultats d'analyse inverse

L'objectif de cette section est de comparer les valeurs des paramètres obtenues grâce à chacune des trois méthodes d'analyse inverse proposées. Les comparaisons seront faites entre les différentes méthodes mais aussi entre les deux structures de chaussée étudiées (3 ou 4 couches). Une confrontation aux résultats des essais de laboratoire est également proposée.

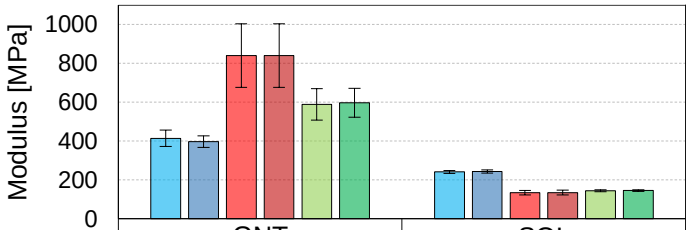
5. IV. 4. a. Propriétés mécaniques des matériaux granulaires

La comparaison des modules moyens des couches granulaires (GNT et SOL) obtenus par les trois méthodes d'analyse inverse est présentée en Figure 5.33. Pour chacune des trois méthodes d'analyse, les modules des couches granulaires obtenus en considérant une structure de chaussée à quatre couches ne sont pas significativement différents de ceux obtenus en considérant une chaussée à trois couches. En revanche, d'importantes différences sont observées entre les différentes méthodes. Les modules de GNT souffrent d'une dispersion plus importante sur l'analyse des 25 essais HWD avec un écart relatif supérieur à 10 %, tandis que celui des modules de SOL avoisine 3 %.

La Figure 5.34 permet d'apprécier l'évolution des modules de GNT et de SOL en fonction de la température moyenne mesurée dans les couches bitumineuses. Alors que par nature les modules des couches granulaires ne dépendent pas de la température, des tendances peuvent tout de même être identifiées dans certains cas. En particulier, les modules de GNT semblent être corrélés négativement à la température avec des coefficients pouvant aller, pour l'analyse élastodynamique, jusqu'à -15 MPa/°C. Cela peut à nouveau être expliqué par des compensations résultant d'une modélisation partielle (y compris pour l'analyse viscoélastique dynamique) de mécanismes dépendant de la température. Ces tendances restent malgré tout faibles en comparaison de celles observées pour les matériaux bitumineux (§ 5. IV. 4. b. i). Les modules de SOL peuvent être considérés indépendants de la température en raison de variations inférieures (en valeur absolue) à 1 MPa/°C.

Les coefficients d'amortissement obtenus par analyse inverse sont présentés en Figure 5.35. Rappelons que les méthodes EL-STAT et EL-DYN n'incluent pas d'amortissement pour les matériaux granulaires, d'où les valeurs nulles pour ces méthodes. Les coefficients d'amortissement déterminés par la méthode VEL-DYN ont des valeurs réalistes (au regard de celles disponibles dans la littérature) et comprises entre 2 % et 6 %. Une évolution en fonction de la température est observée. Cette tendance croissante n'a pas de sens physique réel car l'amortissement des couches granulaires ne devrait pas dépendre de la température. On peut dès lors supposer que cette augmentation témoigne d'un phénomène dépendant de la température non (ou partiellement) modélisé. Ajoutons que les

propriétés mécaniques des matériaux granulaires (module et coefficient d'amortissement) peuvent être dépendant de la teneur en eau.



	GNT	SOL
EL-STAT-3 layers	414	241
EL-STAT-4 layers	397	244
EL-DYN-3 layers	841	135
EL-DYN-4 layers	841	135
VEL-DYN-3 layers	589	145
VEL-DYN-4 layers	598	146

Figure 5.33 – Modules des couches granulaires GNT et SOL obtenus par les trois méthodes d'analyse inverse sur une structure de chaussée à trois et quatre couches

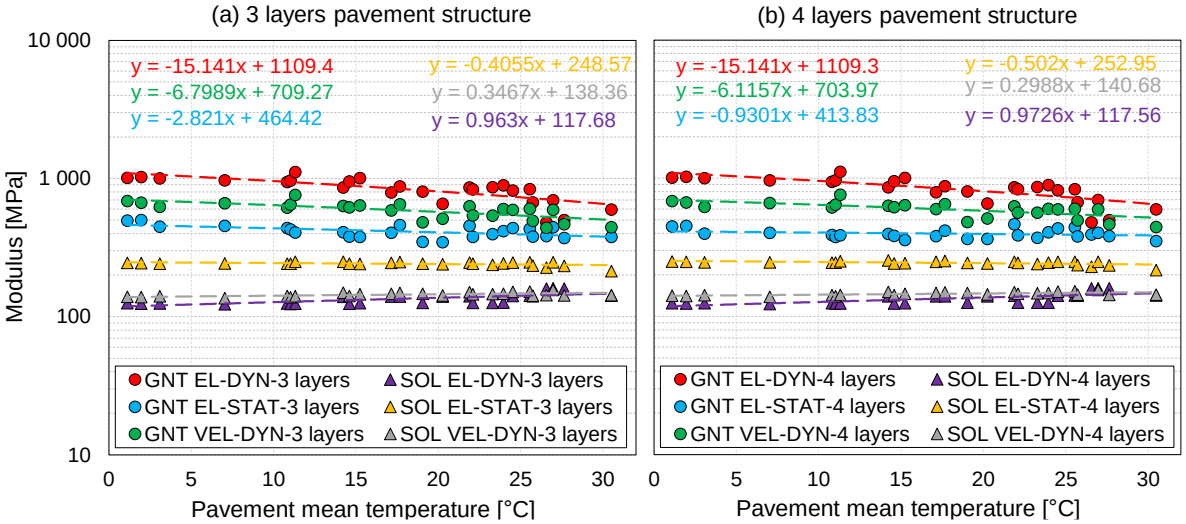


Figure 5.34 – Modules des matériaux granulaires obtenus par trois méthodes d'analyse inverse en considérant : (a) une structure de chaussée à trois couches ; (b) une structure de chaussée à quatre couches

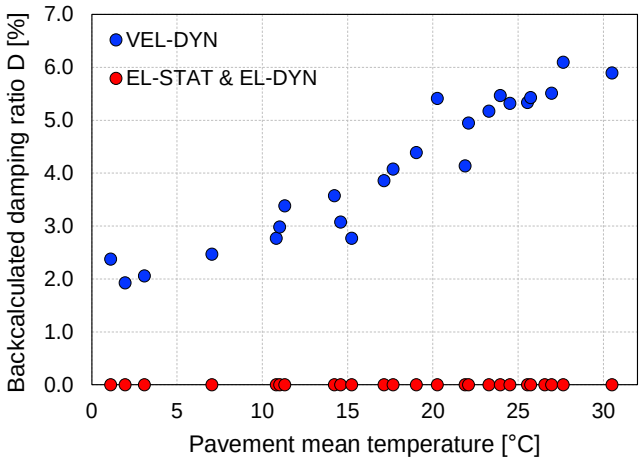


Figure 5.35 – Coefficients d'amortissement des couches granulaires obtenus par analyse inverse

5. IV. 4. b. Propriétés mécaniques des matériaux bitumineux

5. IV. 4. b. i. Evolution en fonction de la température

La Figure 5.36 présente les modules des couches bitumineuses obtenus par analyse inverse selon les méthodes EL-STAT et EL-DYN. Une forte dépendance à la température est observée. Les modules sont décroissants de l'ordre de -10^2 MPa/°C. Les modules obtenus par analyse élastostatique (EL-STAT) sont compris entre 30 000 MPa à basse température et 4 500 MPa à haute température et ceux de l'analyse élastodynamique (EL-DYN) entre 16 000 MPa à basse température et 2 000 MPa à haute température. Ces tendances et ces ordres de grandeur sont cohérents avec ceux observés sur les matériaux bitumineux BBA et GB grâce aux essais de laboratoire (Chapitre 4, § 4.III.2).

Les propriétés viscoélastiques des enrobés obtenues par analyse inverse (VEL-DYN) sont présentées en Figure 5.37. Elles sont décrites par la norme $|E_{30Hz}|$ et l'angle de phase φ_{30Hz} du module complexe à 30 Hz. Ces deux constantes exhibent également une dépendance à la température. Les modules $|E_{30Hz}|$ sont décroissants, avec une pente plus forte pour la GB que pour le BBA, alors que les angles de phase φ_{30Hz} croissent en fonction de la température.

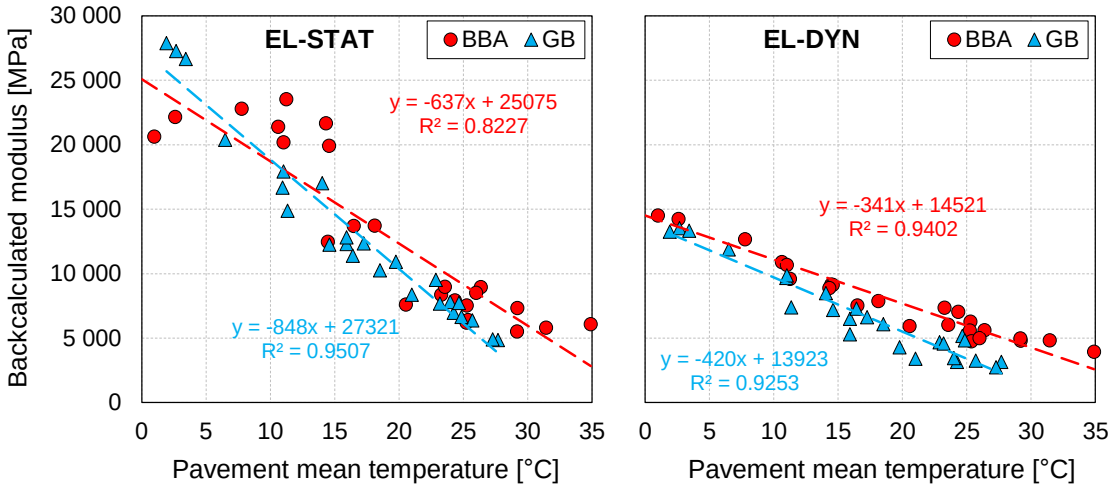


Figure 5.36 – Modules des matériaux BBA et GB obtenus par analyses inverses élastostatique (EL-STAT) et élastodynamique (EL-DYN) en fonction de la température moyenne des matériaux bitumineux

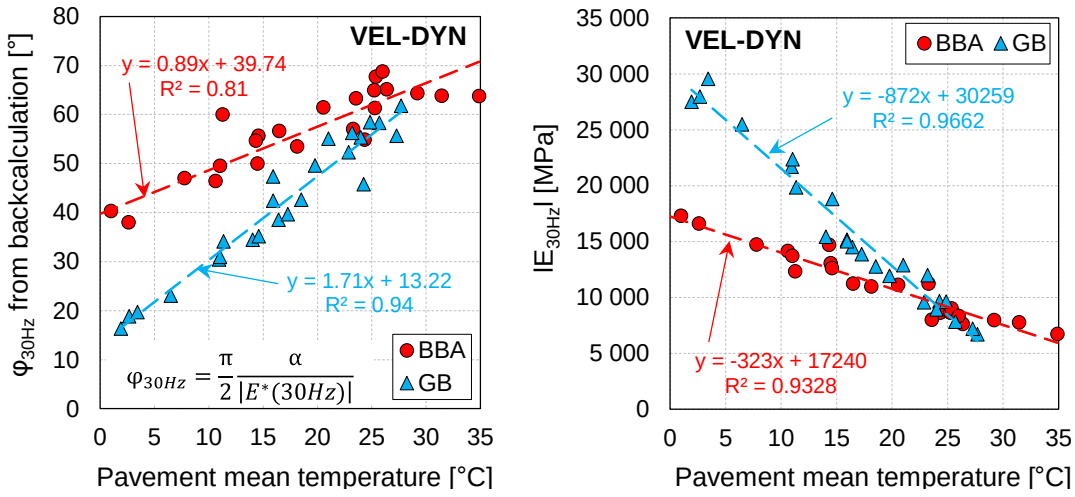


Figure 5.37 – Propriétés viscoélastiques linéaires α et $|E_{30Hz}|$ obtenues par analyse inverse viscoélastique dynamique (VEL-DYN) pour les matériaux BBA et GB

5. IV. 4. b. ii. Comparaison des modules obtenus par analyses élastostatique et élastodynamique

La comparaison des modules élastiques de BBA, de GB et de BBA+GB (deux couches fusionnées) est présentée en Figure 5.38. Les modules obtenus à partir d'une analyse élastostatique (EL-STAT) sont systématiquement plus élevés que ceux obtenus par analyse élastodynamique (EL-DYN). Il avait au contraire été observé précédemment (§ 5.IV.2.a) que les modules du matériau granulaire GNT issus de l'analyse élastodynamique (EL-DYN) sont plus élevés que ceux obtenus avec une analyse élastostatique (EL-STAT). Cela met donc en évidence un phénomène de compensation des modules entre les couches de matériaux bitumineux et la couche de fondation en GNT. La Figure 5.39 montre par ailleurs que les modules obtenus par la méthode d'analyse viscoélastique dynamique (VEL-DYN) sont significativement différents de ceux obtenus avec les méthodes EL-STAT et EL-DYN.

Les modules obtenus par analyse EL-STAT et EL-DYN sont comparés au module à 30 Hz de l'analyse VEL-DYN en Figure 5.39. Il semble que les modules EL-STAT soient proches des modules VEL-DYN à 30 Hz. Il avait cependant été précédemment démontré que l'analyse EL-STAT n'est pas adaptée à l'interprétation de données dynamiques.

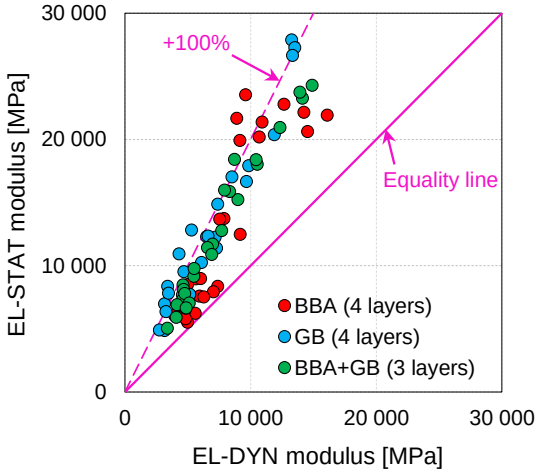


Figure 5.38 – Comparaison des modules obtenus par analyse élastostatique (EL-STAT) et élastodynamique (EL-DYN) pour les matériaux bitumineux BBA, GB et BBA+GB

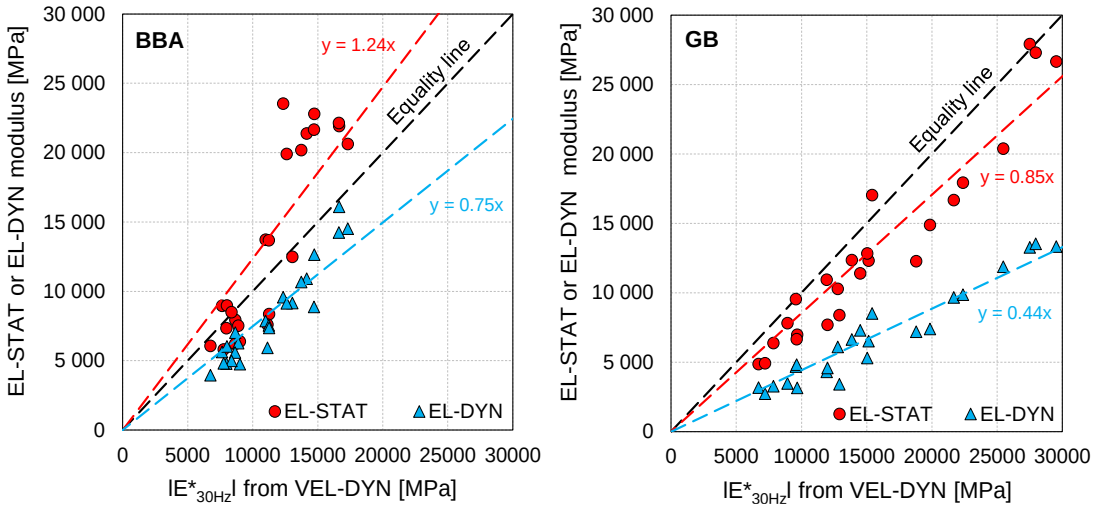


Figure 5.39 – Comparaison des modules obtenus par les méthodes élastiques (EL-STAT et EL-DYN) et des résultats de l'analyse inverse viscoélastique dynamique

5. IV. 4. b. iii. Comparaison des résultats d'analyse inverse avec la caractérisation viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux en laboratoire

Le lien entre les résultats d'essai *in situ* et en laboratoire est d'abord fait en déterminant une fréquence « équivalente ». Cette grandeur représente la fréquence à laquelle les modules obtenus en laboratoire (modélisés par le modèle 2S2P1D) sont égaux en norme aux modules déterminés par les méthodes d'analyse inverse élastostatique (EL-STAT) et élastodynamique (EL-DYN). Les fréquences équivalentes du modèle 2S2P1D sont calculées à la même température que les essais HWD (moyenne par couche). Les fréquences équivalentes calculées pour les matériaux BBA et GB sont présentées en Figure 5.40. On observe alors que la fréquence équivalente est dépendante de la température. Si une corrélation positive est observée avec la température pour la méthode EL-DYN, aucune tendance ne peut être dégagée pour la méthode EL-STAT. Il n'est dès lors pas possible de connaître *a priori* une fréquence équivalente des modules obtenus par analyse inverse des essais HWD.

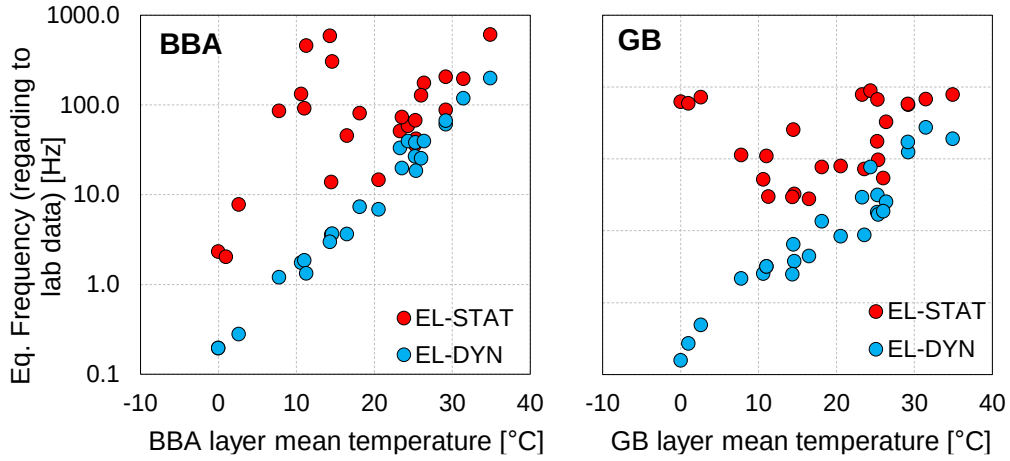


Figure 5.40 – Fréquences équivalentes des méthodes élastostatique (EL-STAT) et élastodynamique (EL-DYN) par rapport aux résultats d'essai de laboratoire

L'objectif est maintenant de comparer les valeurs de module complexe obtenues par analyse inverse viscoélastique dynamique (VEL-DYN) des essais HWD et celles déterminées grâce aux essais de laboratoire sur éprouvettes cylindriques. Ces deux méthodes d'obtention des propriétés viscoélastiques sont totalement différentes et une parfaite corrélation ne peut être attendue. Néanmoins, le but est de vérifier que les résultats d'analyse inverse sont cohérents et comparables aux résultats d'essais classiques de laboratoire.

Le premier niveau de comparaison est réalisé sur les isothermes. Les résultats d'analyse inverse des essais HWD n°2, 4, 7, 11 et 25 ont été choisis car ces derniers ont été réalisés à des températures moyennes de chaussée régulièrement espacées entre 0°C et 30°C. La comparaison des isothermes issues de l'analyse inverse VEL-DYN (sur la gamme 10-30 Hz) et des isothermes obtenues à partir des essais de laboratoire (modélisées par 2S2P1D) est présentée en Figure 5.41. Les cas présentés ont été analysés en considérant une structure de chaussée à quatre couches BBA/GB/GNT/SOL. Une correspondance satisfaisante est observée pour le matériau GB entre les résultats de laboratoire et d'analyse inverse avec une erreur inférieure à 30 % sur toutes les isothermes, en termes de norme et d'angle de phase du module complexe. La comparaison est moins bonne pour le matériau BBA, avec

des écarts allant jusqu'à 80 %. Cela pourrait être expliquée par le concept de la ligne d'influence (Chapitre 4, § 4.III.1). Il a en effet été montré que plus une couche est située en surface, moins il y a de géophones (en nombre) sensibles au comportement du matériau constitutif de la couche.

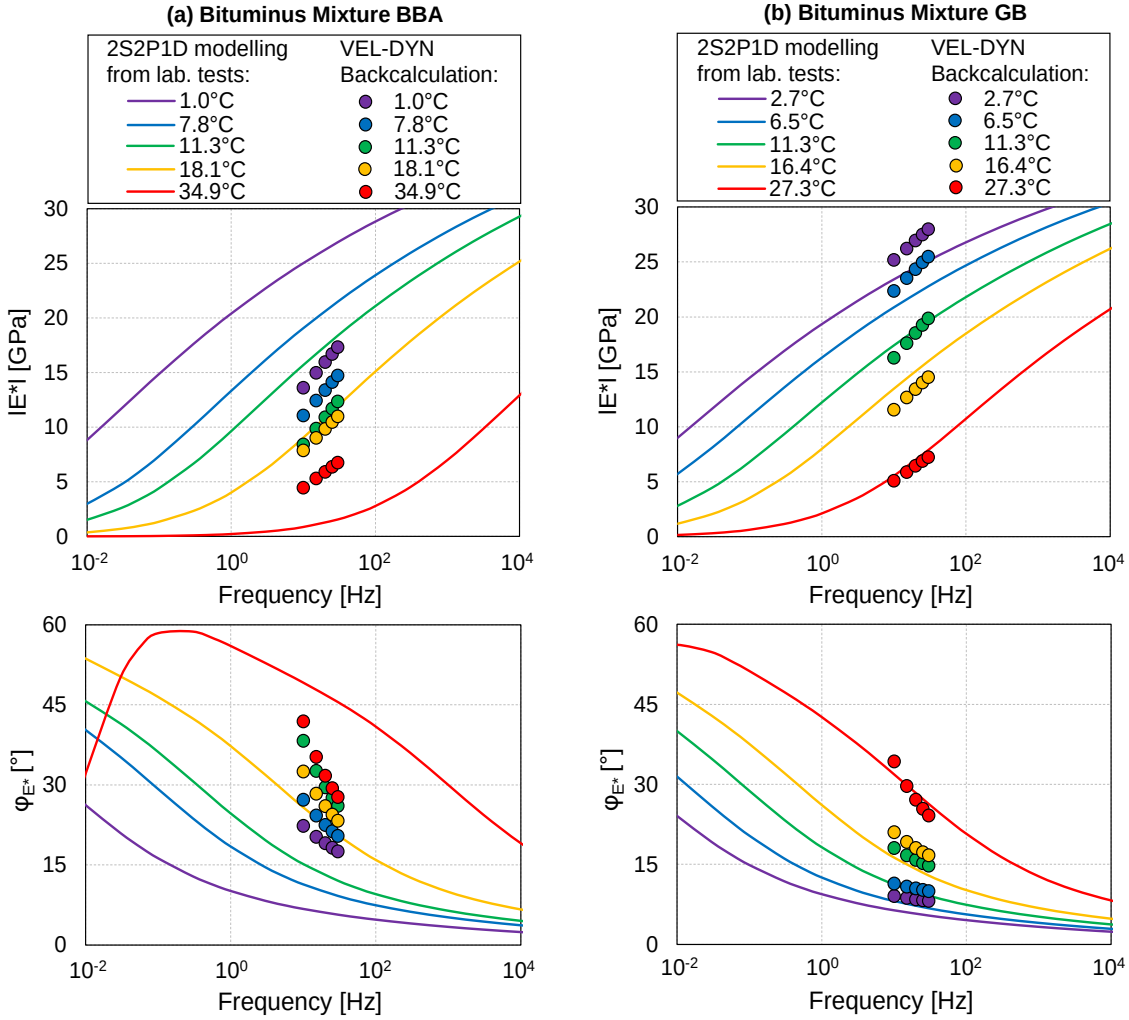


Figure 5.41 – Comparaison des résultats d'analyse inverse VEL-DYN et d'essai de laboratoire : (a) pour le matériau BBA ; (b) pour le matériau GB

Le second niveau de comparaison proposé consiste en l'application du principe de superposition temps-température dont la validité est supposée. Comme démontré dans le Chapitre 4 (§ 4.III.3.d), en raison du contenu fréquentiel du chargement produit par l'appareil HWD et des différentes températures d'essai (entre 0°C et 30°C), l'équivalence temps-température pourrait permettre la reconstitution partielle des courbes maîtresses des modules complexes. La méthode d'analyse inverse permet en effet de déterminer un module complexe entre 10 Hz et 30 Hz. Pour cela, des facteurs de translation a_T sont introduits. Ces facteurs sont déterminés pour chaque température de chaussée de sorte que l'ensemble des données de module complexe forme la meilleure courbe unique. Leur évolution en fonction de la température (par rapport à une température de référence T_{ref}) est modélisée par l'équation de Williams-Landel-Ferry (WLF) dont les deux constantes C_1 et C_2 sont calibrées sur les facteurs a_T

déterminés au moyen des données expérimentales. Les facteurs de translation ainsi que les modélisations WLF associées sont présentés en Figure 5.42.

Les courbes maîtresses ainsi construites et les modélisations 2S2P1D associées sont confrontées aux résultats d'essai de module complexe en laboratoire en Figure 5.43. Le décalage des fréquences permet une caractérisation viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux sur une gamme fréquentielle plus large que celle utilisée pour l'analyse inverse VEL-DYN (10-30 Hz). Les tendances observées sur les résultats de laboratoire sont respectées : le module complexe du matériau GB est supérieur à celui du matériau BBA en norme et inférieur en angle de phase. Les différences entre les résultats des essais HWD et des essais de laboratoire sont cependant très marquées.

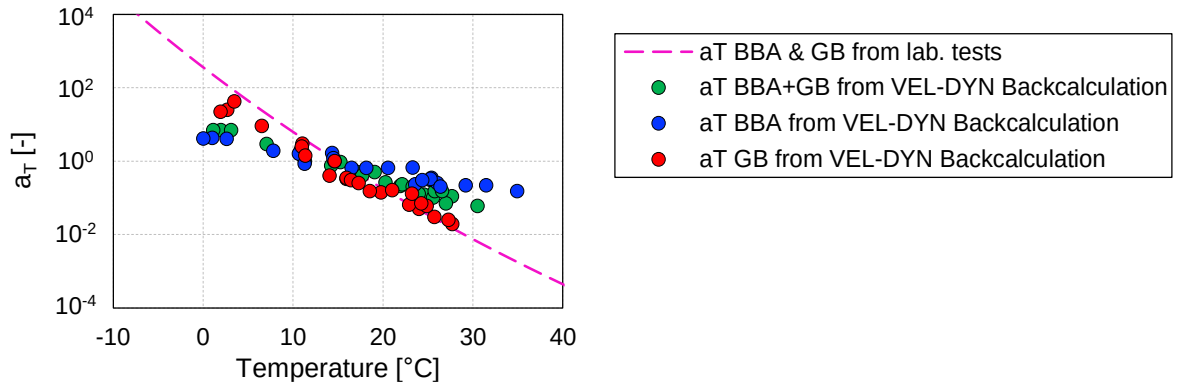


Figure 5.42 – Comparaison des coefficients de translation a_T déterminés pour les essais de laboratoire et pour les résultats des analyses inverses VEL-DYN (T_{ref} = 14.6°C)

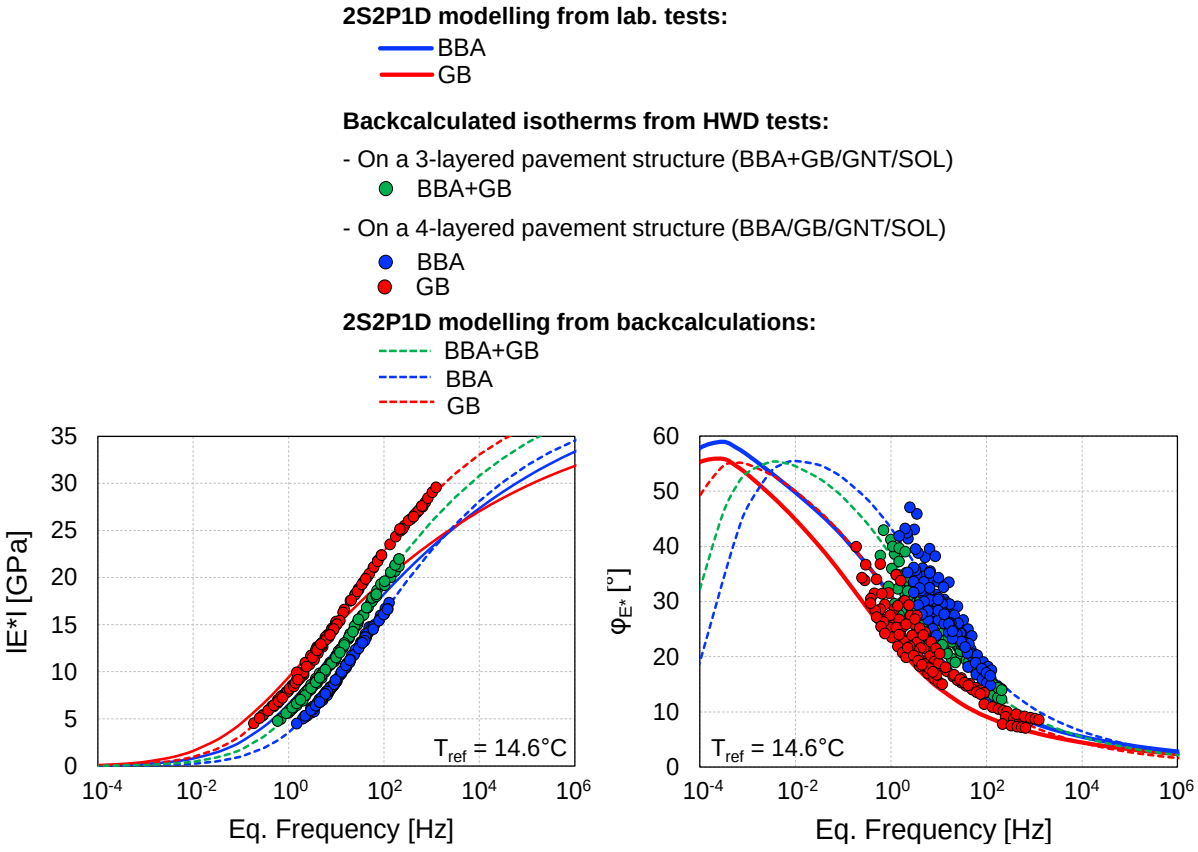


Figure 5.43 – Comparaison des courbes maîtresses et des modélisations 2S2P1D associées

Le Tableau 5.20 présente une comparaison des constantes des modélisations 2S2P1D calibrées sur les données des essais de laboratoire et sur les données des essais HWD. Il est nécessaire de souligner que les calibrations à partir des essais HWD sont imprécises en raison de la gamme fréquentielle limitée des courbes maîtresses expérimentales. De fait, les constantes E_{00}, et E_0 sont fixées à des valeurs standards. Il a également été remarqué qu'il n'est pas possible de déterminer les constantes β en raison de la dispersion des données expérimentales.

Tableau 5.20 – Comparaison des constantes du modèle 2S2P1D calibré à partir des essais de laboratoire et des essais HWD pour les matériaux BBA et GB

Material	Experimental method	2S2P1D constants						
		E_{00} [MPa]	E_0 [MPa]	k [-]	h [-]	δ [-]	τ_E [s]	β [-]
BBA	Tension-compression	9	39500	0.21	0.63	2.3	0.029	60
	HWD tests backcalculation	20*	39000*	0.21	0.74	1.7	0.008	100*
GB	Tension-compression	23	37500	0.17	0.55	1.6	0.071	100
	HWD tests backcalculation	20*	39000*	0.23	0.64	1.6	0.007	100*

**Fixed to standard values because of the frequency-range of experimental data*

5. V. Conclusion du Chapitre 5

Trois méthodes d'analyse inverse ont été développées, vérifiées sur des jeux de données simulées et appliquées aux 25 essais HWD de la campagne expérimentale.

- La méthode élastostatique (EL-STAT), basée uniquement sur les bassins pseudo-statiques de déflexion, montre des résultats cohérents et un très faible niveau d'erreur finale. Il s'agit également d'une méthode largement utilisée aujourd'hui pour l'interprétation des essais F/HWD. Cependant, les hypothèses sous-jacentes sont peu réalistes. Il avait été montré au Chapitre 4 que les effets dynamiques ont un impact significatif sur les déflexions. Ce Chapitre a permis de démontrer que l'analyse inverse statique n'est pas adaptée à l'interprétation de données dynamiques.
- La méthode élastodynamique (EL-DYN), qui tient compte des effets d'inertie, montre pourtant des niveaux d'erreur finale très élevés. Les propriétés mécaniques obtenues par analyse inverse sont donc imprécises.
- La méthode viscoélastique dynamique (VEL-DYN) permet une caractérisation viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux. La diminution des erreurs finales, par rapport à la méthode EL-DYN, témoigne d'une prise en compte plus fine du comportement de la chaussée.

Des différences sont malgré tout observées entre les déflexions mesurées et les déflexions simulées après analyse inverse. Ces écarts peuvent être dus à une modélisation imparfaite de la structure de chaussée. Ces travaux pourront être complétés par la prise en compte du comportement des interfaces, du gradient thermique réel dans la chaussée ou bien des non linéarités.

CONCLUSION GENERALE

Synthèse et discussion des résultats

Cette étude porte sur l'essai au *Falling* (ou *Heavy*) *Weight Deflectometer* (F/HWD). Cet appareil d'auscultation non destructive des chaussées permet de mesurer les déflexions de surface engendrées par un chargement impulsionnel. Malgré son utilisation très répandue sur tous types de chaussées, il s'avère que les données issues de cet appareil sont souvent interprétées dans le cadre d'hypothèses peu réalistes (régime quasi-statique et comportement élastique des matériaux de chaussée). En parallèle d'un travail de simulation numérique, des campagnes expérimentales ont été menées dans le but de mieux comprendre le fonctionnement de cet appareil et de collecter des données HWD sur lesquelles les procédures d'analyse développées ont pu être appliquées. L'essai au F/HWD a été simulé grâce à deux méthodes numériques (éléments finis et spectraux). Les résultats de ces méthodes ont été inter-validés et comparés. Le volet expérimental de ce travail comprend des essais préliminaires visant à mieux connaître l'appareil HWD utilisé, des mesures de déflexion avec cet appareil sur la planche du STAC ainsi que la caractérisation en laboratoire des matériaux bitumineux prélevés sur cette planche. Ces travaux ont abouti au développement de trois méthodes d'analyse des données F/HWD, basées sur la méthode des éléments spectraux et dont les hypothèses mécaniques (quasi-statique/dynamique) et de comportement des matériaux (élastique/viscoélastique) diffèrent.

Conclusions sur les mesures à l'aide de l'appareil HWD

- Les mesures de l'appareil HWD utilisé ont été vérifiées à l'aide d'une instrumentation externe comprenant un système de pesage dynamique et des accéléromètres. Malgré des données cohérentes avec celles de l'appareil HWD, la précision des mesures est toutefois difficile à estimer en conditions d'essai *in situ* ; des essais en laboratoire, avec des capteurs de référence, pourraient permettre de vérifier les performances métrologiques annoncées par le constructeur. L'analyse fine de mesures réalisées lors d'essais croisés pourrait également être une source d'informations intéressante.
- Les signaux de déflexion temporels mesurés par l'appareil F/HWD ne reviennent pas toujours à une valeur nulle à la fin de l'enregistrement qui dure en général 120 ms. L'étude du fonctionnement d'un géophone a montré qu'une correction des données brutes, mesurées aux bornes du capteur, est nécessaire afin de réamplifier les basses fréquences. Un géophone est en effet par nature un filtre passe-haut. En raison de cette correction, les signaux mesurés aux basses fréquences peuvent être imprécis.
- Pour assurer le retour à zéro des signaux de déflexion, une correction parabolique a été introduite sur les signaux temporels de déflexion au cours de l'étude. Cette correction ne modifie pas les valeurs maximales, qui ont été montrées cohérentes avec celles obtenues lors de mesures d'accélération, mais seulement la partie décroissante du signal pour aboutir à une valeur nulle. Cette correction donne un accès moins bruité au contenu fréquentiel des données F/HWD. La correction proposée ne peut toutefois pas être appliquée lorsque les signaux de déflexion contiennent d'importantes oscillations en régime libre (cas d'un substratum peu profond par exemple).

Conclusions sur l'implication des effets dynamiques

- Les effets dynamiques ont une influence significative sur les déflexions. Cela a été montré par comparaison entre des simulations quasi-statiques et dynamiques en considérant les mêmes structures de chaussée. Outre les décalages temporels des déflexions relatifs à la propagation des ondes, les différences entre régime quasi-statique et dynamique sont également observées sur les valeurs maximales de déflexion. La présence d'interfaces entre couches de chaussée, matérialisées par des discontinuités de propriétés mécaniques, semble influencer (amplifier) l'importance des effets dynamiques.
- L'application d'une méthode d'analyse inverse élastostatique à des données obtenues lors d'une simulation directe avec l'hypothèse élastodynamique ne permet pas de retrouver précisément les modules utilisés pour la génération du jeu de données. Bien que dans les meilleurs cas les modules des matériaux granulaires puissent être estimés par l'analyse élastostatique, ceux des matériaux liés ne peuvent pas être déterminés dès lors que la chaussée est composée de plus de deux couches bitumineuses. Cela confirme l'inefficacité de la méthode élastostatique pour l'analyse de données provenant d'un essai dynamique par nature.
- L'application des analyses élastostatique et élastodynamique aux données collectées lors de la campagne expérimentale montrent que les modules « statiques » des enrobés sont systématiquement plus élevés par rapport aux modules « dynamiques ». L'utilisation de résultats d'analyse statique des essais F/HWD comme outil de décision pour l'entretien d'une chaussée fournit ainsi des résultats qui ne vont pas dans le sens de la sécurité.

Conclusions sur le comportement des matériaux bitumineux

- Il a été montré au moyen de simulations numériques que le comportement viscoélastique des matériaux bitumineux ne peut pas être approximé par un comportement élastique équivalent car le contenu fréquentiel des signaux de déflexion est étendu jusqu'à environ 100 Hz. De plus, l'amortissement lié au module complexe des matériaux bitumineux ne peut pas être reproduit par un module élastique.
- L'analyse des bassins pseudo-statiques mesurés sur la planche d'essais du STAC montre que les déflexions sont sensibles à la température dans une zone proche du chargement. La température est de fait un facteur d'influence important qui, si elle n'est pas mesurée précisément pendant les essais, peut conduire à une mauvaise estimation de la capacité structurelle de la chaussée.
- Le contenu fréquentiel des signaux mesurés lors de l'essai F/HWD permet une caractérisation viscoélastique sur une gamme fréquentielle donnée. Cette gamme est limitée entre 10 Hz et 30 Hz en raison des instabilités numériques aux basses fréquences (< 10 Hz) et du manque d'énergie des signaux F/HWD au-delà de 30 Hz.
- Le couplage des propriétés viscoélastiques des matériaux bitumineux avec différentes températures d'essai a permis de reconstituer des courbes maîtresses en supposant la validité du principe de superposition temps-température. Les courbes maîtresses obtenues sont comparables à celles issues de la caractérisation des matériaux bitumineux en laboratoire.

Perspectives

Ces travaux ont montré que l'essai au F/HWD constitue un sujet de recherche complexe à la frontière entre les simulations numériques, la mécanique analytique et les expérimentations *in situ*. Bien que des éléments de réponse à la problématique aient été apportés, plusieurs interrogations ont été soulevées.

Tout d'abord, en dépit des bons résultats fournis par la méthode d'analyse inverse viscoélastique dynamique (VEL-DYN), il a été observé que l'erreur finale croît avec la température de la chaussée. Cela pourrait être dû à une modélisation partielle de la structure de chaussée. Autrement dit, le modèle viscoélastique dynamique, impliqué dans l'analyse inverse ne suffirait pas à modéliser précisément l'essai au F/HWD. Le phénomène négligé pourrait être dépendant de la température. Rappelons que les interfaces entre les couches en enrobé bitumineux sont considérées parfaitement collées. Or le comportement de ces interfaces, constituées d'un matériau bitumineux, dépend de la température et pourrait expliquer l'augmentation de l'erreur finale avec la température. Des progrès sont donc envisageables pour affiner encore la méthode de simulation de l'essai F/HWD. Il faut cependant conserver un nombre raisonnable de constantes à déterminer par analyse inverse. Cette problématique a motivé l'initiation du développement au STAC d'un nouvel essai d'ovalisation, adapté au chargement HWD, pour la caractérisation in situ des interfaces entre couches de chaussée.

Bien que la différence entre les régimes quasi-statique et dynamique ait été analysée de façon numérique dans ces travaux, des validations expérimentales sont nécessaires. En particulier, il serait intéressant d'étudier l'effet de la durée du pic de chargement sur les déflexions mesurées. Cela permettrait de vérifier (i) que les bassins pseudo-statiques de déflexion tendent bien vers le bassin statique de déflexion lorsque la durée du chargement augmente et (ii) que le bassin de déflexion à 0 Hz (extrait par analyse fréquentielle) correspond bien au bassin de déflexion statique. Les principales difficultés de ces essais sont de concevoir un dispositif capable de solliciter une chaussée avec différentes vitesses de chargement et de pouvoir mesurer avec précision les déflexions depuis une référence fixe. A ce titre, une expérimentation à l'aide d'un portique de chargement et de méthodes innovantes pour la mesure de déflexion est en cours au Centre d'Expertise et de Recherche de Rouen dans le cadre d'une collaboration STAC-CEREMA.

Le fonctionnement de l'appareil F/HWD, en raison de sa conception complexe, conserve quelques zones d'ombre. La répartition du chargement à la surface de la chaussée n'est pas connue avec précision. Bien que des travaux ont amorcé l'étude de cette question avec l'utilisation de membranes de mesure de la distribution de la pression, des compléments sont nécessaires. En particulier, des investigations doivent être poursuivies pour les deux types de plaque de chargement (rigide et segmentée). Les résultats permettront soit de valider l'hypothèse d'une charge répartie uniformément soit d'identifier la nécessité d'améliorer les modèles numériques sur ce point pour aboutir à une meilleure simulation de l'essai F/HWD.

Enfin, la durée moyenne actuelle d'un chargement F/HWD, d'environ 30 ms, ne permet pas d'affirmer que l'essai se déroule en régime quasi-statique car les effets dynamiques ne sont pas négligeables. Pour autant, seules les basses fréquences sont excitées (< 100 Hz). La compréhension du mécanisme de génération du pic de chargement permettrait peut-être la modification de la conception de l'appareil F/HWD pour contrôler la durée du pic. Deux solutions sont alors envisageables : (i) L'augmentation de la durée du pic, pour que le régime de l'essai soit rapproché de conditions quasi-statiques. L'obtention d'un pic plus long, de l'ordre de la centaine de millisecondes, renforcerait la

validité des méthodes d'analyse quasi-statiques, notamment l'analyse élastostatique. (ii) La réduction de la durée du pic à quelques millisecondes permettrait l'excitation de plus hautes fréquences. L'analyse dynamique serait alors possible sur une plus large bande fréquentielle, rendant la détermination des propriétés viscoélastiques linéaires plus fiable. Il serait dès lors pertinent que les fabricants prévoient des évolutions du matériel en ce sens, en concevant des appareils pour lesquels la durée du signal de charge est réglable.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Achùtegui viada, F., Sanchez Lopez, B., & Sanchez Salinero, I. (1997). Comparaison entre les déflexions mesurées avec le curviamètre MT 15 et la poutre Benkelman. Essais réalisés en 1992 et 1993 en Espagne. *Bulletin Des Laboratoires Des Ponts et Chaussées*, *209*, 13–17.

Al-Khoury, R., Scarpas, A., Kasbergen, C., & Blaauwendraad, J. (2001a). Spectral element technique for efficient parameter identification of layered media. Part II: Inverse calculation. *International Journal of Solids and Structures*, *38*(9), 1605–1623.

Al-Khoury, R., Scarpas, A., Kasbergen, C., & Blaauwendraad, J. (2001b). Spectral element technique for efficient parameter identification of layered media Part I: Forward calculation. *International Journal of Solids and Structures*, *38*(48–49), 8753–8772.

Al-Khoury, R., Scarpas, A., Kasbergen, C., & Blaauwendraad, J. (2002). Spectral element technique for efficient parameter identification of layered media. Part III: Viscoelastic aspects. *International Journal of Solids and Structures*, *39*(8), 2189–2201.

Al-Qadi, I., Carpenter, S. H., Leng, Z., Ozer, H., & Trepanier, J. S. (2009). *Tack Coat Optimization for HMA Overlays: Accelerated Pavement Test Report*.

Andersen, S., Levenberg, E., & Andersen, M. B. (2020). Efficient reevaluation of surface displacements in a layered elastic half-space. *International Journal of Pavement Engineering*, *21*(4), 408–415.

ASTM D4694-09. (2015). Standard test method for deflections with a Falling-Weight-Type impulse device. *US Standard*.

ASTM D4695-03. (2015). Standard guide for general pavement deflection measurements. *US Standard*.

Athanasiadis, N., & Zoulis, P. (2019). *Viscoelastic pavement modeling for use with the Dynatest Raptor*. (Master thesis). Technical University of Denmark.

Attia, T. (2020). *Interfaces between pavement layers in bituminous mixtures*. (Thèse de Doctorat). ENTPE.

Attia, T., Di Benedetto, H., Sauzéat, C., Olard, F., & Pouget, S. (2017). Hollow Cylinder Apparatus to characterize interfaces between pavement layers. *International Conference on Advances in Construction Materials and Systems Proceedings*, vol. 4, 401-410.

Attia, T., Di Benedetto, H., Sauzéat, C., & Pouget, S. (2020). 2T3C HCA, a new hollow cylinder device using Digital Image Correlation to measure properties of interfaces between asphalt layers. *Construction and Building Materials*, *247*, 118499.

Attia, T., Di Benedetto, H., Sauzéat, C., & Pouget, S. (2018). Experimental Investigation of the Mechanical Behaviour of Interfaces Between Pavement Layers. In X. Shi, Z. Liu, & J. Liu (Eds.), *Proceedings of GeoShanghai 2018 International Conference: Transportation Geotechnics and Pavement Engineering* (pp. 344–352). Springer Singapore.

Babadopulos, L., Sauzéat, C., & Di Benedetto, H. (2017a). Softening and local self-heating of bituminous mixtures during cyclic loading. *Road Materials and Pavement Design*, *18*(sup2), 164–177.

Babadopulos, L., Sauzéat, C., & Di Benedetto, H. (2017b). Thermomechanical Coupling in Bituminous Mixtures Considered as Bonded Granular Media. *Poromechanics 2017 - Proceedings of the 6th Biot Conference on Poromechanics*, 610–617.

Barriera, M., Lebental, B., & Pouget, S. (2019). Towards road pavement response under moving loads. *Road Materials and Pavement Design*, *20*(sup1), S480–S499.

Bazi, G., & Assi, T. B. (2020). Asphalt concrete master curve using dynamic backcalculation. *International Journal of Pavement Engineering*, 1–12.

Boltzmann, L. (1878). Zur Theorie der elastischen Nachwirkung. *Annalen Der Physik*, *241*(11), 430–432.

Bonitzer, J., & Leger, P. (1967). LCPC studies on pavement design. *International Conference on Structure Design of Asphalt Pavements*, 652–663.

Booij, H. C., & Thoone, G. P. J. M. (1982). Generalization of Kramers-Kronig transforms and some approximations of relations between viscoelastic quantities. *Rheologica Acta*, *21*(1), 15–24.

Boussinesq, J. (1885). Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. *Mémoire de La Société Des Sciences, de l'agriculture et Des Arts*, *13*, 359.

Bretonnière, S. (1963). Etude d'un déflectomètre à boulet. *Bulletin de Liaison Des Laboratoires Routiers*, *2*(43), 5–16.

Broutin, M. (2010). *Assessment of flexible airfield pavements using Heavy Weight Deflectometers*. (Thèse de Doctorat). Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Broutin, M., & Belon, S. (2017). F/HWD international round robin tests on the STAC's test facility. *Proceedings of the 10th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, BCRRA 2017*, 609–613.

Broutin, M., & Duprey, A. (2017). Towards Improved Temperature Correction for NDT Data Analyses. *Proceedings of the International Conference on Highway Pavements and Airfield Technology 2017*, 244–255.

Burmister, D. M. (1945). The general theory of stresses and displacements in layered soil systems II. *Journal of Applied Physics*, *16*(3), 126–127.

Cao, D., Zhao, Y., Liu, W., Li, Y., & Ouyang, J. (2018). Comparisons of asphalt pavement responses computed using layer properties backcalculated from dynamic and static approaches. *Road Materials and Pavement Design*, *20*(5), 1–17.

Carret, J.-C. (2018). *Linear viscoelastic characterization of bituminous mixtures from dynamic tests back analysis*. (Thèse de Doctorat). ENTPE.

Carret, J.-C., Di Benedetto, H., & Sauzéat, C. (2018). Multi Modal Dynamic Linear Viscoelastic Back Analysis for Asphalt Mixes. *Journal of Nondestructive Evaluation*, *37*(2), 1–11.

Carret, J.-C., Pedraza, A., Di Benedetto, H., & Sauzéat, C. (2018). Comparison of the 3-dim linear viscoelastic behavior of asphalt mixes determined with tension-compression and dynamic tests. *Construction and Building Materials*, *174*, 529–536.

CEREMA. (2016). *Diagnostic et conception des renforcements de chaussées*.

Chabot, A., Chupin, O., Deloffre, L., & Duhamel, D. (2010). ViscoRoute 2.0 A: Tool for the Simulation of Moving Load Effects on Asphalt Pavement. *Road Materials and Pavement Design*, *11*(2), 227–250.

Chabot, A., Tamagny, P., Poché, D., & Duhamel, D. (2006). Visco-elastic modelling for asphalt pavements - software ViscoRoute. *10th International Conference on Asphalt Pavements*, *2*, 10.

Champion, L. (1999). *Etude des comportements rhéologique et mécanique de liants routiers purs ou modifiés par un polymère*. (Thèse de Doctorat). INSA Lyon.

Chang, D.-W., Rosset, J. M., & Stokoe, K. H. (1992). Nonlinear Effects in Falling Weight Deflectometer Tests. *Transportation Research Record*, *1355*, 1–7.

Chatti, K., & El Mohtar, C. S. (2004). Effect of different axle configurations on fatigue life of asphalt concrete mixture. *Transportation Research Record*, *1891*(1891), 121–130.

Chatti, K., Ji, Y., & Harichandran, R. (2004). Dynamic Time Domain Backcalculation of Layer Moduli, Damping, and Thicknesses in Flexible Pavements. *Transportation Research Record*, *1869*(1), 106–116.

Chupin, O., Chabot, A., Piau, J.-M., & Duhamel, D. (2010). Influence of sliding interfaces on the response of a layered viscoelastic medium under a moving load. *International Journal of Solids and Structures*, *47*(25–26), 3435–3446.

Combescure, A., Hoffmann, A., & Pasquet, P. (1982). The Cast3M Finite Element System. *Springer, Berlin, Heidelberg*, 115–125.

Corté, J.-F., & Di Benedetto, H. (2004). Matériaux routiers bitumeux 1. In *Editions Lavoisier* (Vol. 1).

Corté, J.-F., & Goux, M.-T. (1996). Design of Pavement Structures: The French Technical Guide. *Transportation Research Record*, *1539*(1), 116–124.

Crespo-Chacón, I., García-De-La-Oliva, J. L., & Santiago-Recuerda, E. (2016). On the Use of Geophones in the Low-Frequency Regime to Study Rail Vibrations. *Procedia Engineering*, *143*, 782–794.

CROW. (2019). *Falling Weight Deflectometer Correlation Trial 2019*.

de L. Kronig, R. (1926). On the Theory of Dispersion of X-Rays. *Journal of the Optical Society of America*, *12*(6), 547.

Di Benedetto, H., & Corté, J.-F. (2004). Matériaux routiers bitumineux 2. In *Editions Lavoisier* (Vol. 2).

Di Benedetto, H., De La Roche, C., Baaj, H., Pronk, A., & Lundström, R. (2004). Fatigue of bituminous mixtures. *Materials and Structures*, *37*(267), 202–216.

Di Benedetto, H., Delaporte, B., & Sauzéat, C. (2007). Three-Dimensional Linear Behavior of Bituminous Materials: Experiments and Modeling. *International Journal of Geomechanics*, *7*(2), 149–157.

Di Benedetto, H., Nguyen, Q. T., & Sauzéat, C. (2011). Nonlinearity, heating, fatigue and thixotropy during cyclic loading of asphalt mixtures. *Road Materials and Pavement Design*, *12*(1), 129–158.

Di Benedetto, H., Sauzéat, C., Delaporte, B., & Olard, F. (2004). Linear viscoelastic behaviour of bituminous materials: From binders to mixes. *Road Materials and Pavement Design*, *5*, 163–202.

Di Benedetto, H., Sauzéat, C., Neifar, M., & Olard, F. (2007). Three-dimensional Thermo-viscoplastic Behaviour of Bituminous Materials: The DBN Model. *Road Materials and Pavement Design*, *8*(2), 285–315.

Diakhaté, M., Millien, A., Petit, C., Phelipot-Mardelé, A., & Pouteau, B. (2011). Experimental investigation of tack coat fatigue performance: Towards an improved lifetime assessment of pavement structure interfaces. *Construction and Building Materials*, *25*(2), 1123–1133.

Diakhaté, M., Phelipot, A., Millien, A., & Petit, C. (2006). Shear fatigue behaviour of tack coats in pavements. *Road Materials and Pavement Design*, *7*(2), 201–222.

Dobry, R., & Vucetic, M. (1987). Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits. *International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Ciudad de México*, *May*, 51–87.

Doré, G., & Zubeck, H. (2009). Cold regions pavement engineering. In *ASCE Press*.

Doubbaneh, E. (1995). *Comportement mécanique des enrobés bitumineux en "petites" et "moyennes" déformations*. (Thèse de Doctorat). ENTPE.

Doyle, J. F. (1989). Wave Propagation in Structures. In *Wave Propagation in Structures*. Springer US.

Duncan, J. M., Monismith, C. L., & Wilson, E. L. (1968). Finite Element Analyses of Pavements. *Highway Research Board*, *38*, 18–33.

Duong, N. S., Blanc, J., Hornych, P., Menant, F., Lefeuvre, Y., & Bouveret, B. (2018). Monitoring of pavement deflections using geophones. *International Journal of Pavement Engineering*, *0*(0), 1–11.

El Ayadi, A., Picoux, B., Lefeuve-Mesgouez, G., Mesgouez, A., & Petit, C. (2012). An improved dynamic model for the study of a flexible pavement. *Advances in Engineering Software*, *44*(1), 44–53.

Elseifi, M. A., Abdel-Khalek, A. M., Gaspard, K., Zhang, Z., & Ismail, S. (2012). Evaluation of continuous deflection testing using the rolling wheel deflectometer in Louisiana. *Journal of Transportation Engineering*, *138*(4), 414–422.

Erlingsson, S., & Ahmed, A. (2013). Fast layered elastic response program for the analysis of flexible pavement structures. *Road Materials and Pavement Design*, *14*(1), 196–210.

FHWA. (2000). LTPP - Temperature predictions and adjustment factors for asphalt pavement. *Federal Highway Administration Publications*.

FHWA. (2011). FWD Calibration Center and Operational Improvements: Redevelopment of the Calibration Protocol and Equipment. *Federal Highway Administration Publications*, 268.

FHWA. (2017). Enhanced Analysis of Falling Weight Deflectometer Data for Use With Mechanistic-Empirical Flexible Pavement Design and Analysis and Recommendations for Improvements to Falling Weight Deflectometers, FHWA-HRT-15-063. *Federal Highway Administration Publications*, 324.

Foinquinos-Mera, R. (1996). *Dynamic nondestructive testing of pavements* (Issue 234) [(Thèse de Doctorat). University of Texas].

Foinquinos, R., Roesset, J. M., & Stokoe, K. H. (1995). Response of pavement systems to dynamic loads imposed by nondestructive tests. In *Transportation Research Record* (Issue 1504).

Freire, R., Di Benedetto, H., Sauzéat, C., Pouget, S., & Lesueur, D. (2018). Linear Viscoelastic Behaviour of Geogrids Interface within Bituminous Mixtures. *KSCE Journal of Civil Engineering*, *22*(6), 2082–2088.

Frigo, M., & Johnson, S. G. (1998). FFTW: An adaptive software architecture for the FFT. *ICASSP, IEEE International Conference on Acoustics, Speech and Signal Processing - Proceedings*, *3*, 1381–1384.

Fu, G., Zhao, Y., Zhou, C., & Liu, W. (2020). Determination of effective frequency range excited by falling weight deflectometer loading history for asphalt pavement. *Construction and Building Materials*, *235*, 9.

Garg, N., & Flynn, M. (2016). Debonding in airfield pavement hot mix asphalt layers. *8th RILEM International Conference on Mechanisms of Cracking and Debonding in Pavements, RILEM Bookseries*, *13*, 557–562.

Gharbi, M., Broutin, M., Boulkhemair, I., Nguyen, M. L., & Chabot, A. (n.d.). Analysis of Ovalization Measurements on Flexible Airfield Pavement under HWD Dynamic Impulse Load. *International RILEM Symposium on Bituminous Materials (ISBM), RILEMBookseries, Springer*.

Gharbi, M., Broutin, M., Schneider, T., Stephane, M., & Chabot, A. (2020). Towards an Adapted Ovalization System for Flexible Airfield Pavement Interface Characterization Using Rolling-Wheel or HWD Loads. *In: Chabot A., Hornych P., Harvey J., Loria-Salazar L. (Eds) Accelerated Pavement Testing to Transport Infrastructure Innovation, Lecture Notes for Civil Engineering. Springer, Cham.*, *96*, 516–525.

Goodman, J., & Popov, E. (1968). Layered Beam Systems with Interlayer Slip. *Journal of the Structural Division*, *94*(11), 2535–2548.

Graves, R. C., & Drnevich, V. P. (1991). Calculating Pavement Deflections with Velocity Transducers. *Transportation Research Record*, *1293*, 12–25.

Grellet, D., Doré, G., Chupin, O., & Piau, J.-M. (2018). Highlighting of the viscoelastic behaviour of interfaces in asphalt pavements–a possible origin to top-down cracking. *Road Materials and Pavement Design*, *19*(3), 581–590.

Grenier, S. (2007). *Analyse Dynamique du Déflectomètre à Boulet*. (Thèse de Doctorat). Université de Laval.

Grenier, S., & Konrad, J.-M. (2009). Dynamic interpretation of falling weight deflectometer tests on flexible pavements using the spectral element method: backcalculation. *Canadian Journal of Civil Engineering*, *36*(6), 957–968.

Grenier, S., Konrad, J.-M., & LeBœuf, D. (2009). Dynamic simulation of falling weight deflectometer tests on flexible pavements using the spectral element method: forward calculations. *Canadian Journal of Civil Engineering*, *36*(6), 944–956.

Gudmarsson, A., Carret, J.-C., Pouget, S., Nilsson, R., Ahmed, A., Di Benedetto, H., & Sauzéat, C. (2019). Precision of modal analysis to characterise the complex modulus of asphalt concrete. *Road Materials and Pavement Design*, *20*(sup1), S217–S232.

Guzina, B. B., & Osburn, R. H. (2002). Effective Tool for Enhancing Elastostatic Pavement Diagnosis. *Transportation Research Record*, *1806*(1), 30–37.

Haas, R., Walls, J., & Carroll, R. G. (1988). Geogrid reinforcement of granular bases in flexible pavements. *Transportation Research Record*, *1188*, 19–27.

Hadidi, R., & Gucunski, N. (2010). Comparative study of static and dynamic falling weight deflectometer back-calculations using probabilistic approach. *Journal of Transportation Engineering*, *136*(3), 196–204.

Hammoum, F., Chabot, A., St-Laurent, D., Chollet, H., & Vulturescu, B. (2010). Effects of accelerating and decelerating tramway loads on bituminous pavement. *Materials and Structures*, *43*(9), 1257–1269.

Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972a). Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, *98*(SM7), 1459–1484.

Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972b). Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, *98*(SM6), 603–624.

Harr, M. E., & Ng-A-Qui, N. T. (1977). *Noncontact nondestructive determination of pavement deflections under moving loads*.

Hecht, F. (2012). New development in FreeFem++. *Journal of Numerical Mathematics*, *20*(3–4), 251–265.

Hildebrand, G., & Rasmussen, S. (2002). Development of a high speed deflectograph. In *Danish Road Institute*.

Hildebrand, G., Rasmussen, S., & Andrés, R. (2008). Development of a Laser-Based High Speed Deflectograph. In *Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli: Third Volume* (pp. 457-457–13). ASTM International.

Homsi, F., Bodin, D., Yotte, S., Breysse, D., & Balay, J. (2012). Fatigue life modelling of asphalt pavements under multiple-axle loadings. *Road Materials and Pavement Design*, *13*(4), 749–768.

Horak, E. (1987). The use of surface deflection basin measurements in the mechanistic analysis of flexible pavements. *Proceedings of the Sixth International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements*, *1*, 990–1001.

Huet, C. (1963). *Étude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés*.

Ike, C. C. (2019). *Love Stress Function Method for Solving Axisymmetric Elasticity Problems of the Eleastic Half-Space*. *May*, 663.

Irwin, L. H. (2002). Backcalculation : An Overview and Perspective. *FWD Backcalculation Workshop 3 – 6th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields - BCRA 2002*, *June*, 24–26.

Isailović, I., Falchetto, A. C., & Wistuba, M. (2017). Fatigue investigation on asphalt mixture layers' interface. *Road Materials and Pavement Design*, *18*, 514–534.

Jung, F. W. (1988). Direct calculation of maximum curvature and strain in asphalt concrete layers of pavements from load deflection basin measurements. *Transportation Research Record*, *1196*, 125–132.

Kang, Y. V. (1998). Multifrequency Back-Calculation of Pavement-Layer Moduli. *Journal of Transportation Engineering*, *124*(1), 73–81.

Kausel, E. (1994). Thin-layer method: Formulation in the time domain. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, *37*(6), 927–941.

Kerzrhéro, J.-P., Hornych, P., Chabot, A., Deloffre, L., Trichet, L., Coirier, G., & Gouy, T. (2012). Evaluation of the aggressiveness of different multi-axle loads using accelerated pavement tests. In Advances in Pavement Design Through Full-Scale Accelerated Pavement Testing. *Advances in Pavement Design Through Full-Scale Accelerated Pavement Testing - Proceedings of the 4th International Conference on Accelerated Pavement Testing (Pp. 505–517). Taylor and Francis - Balkema*, 505–517.

Khazanovich, L., & Booshehrian, A. (2015). Dynamic viscoelastic analysis of falling weight deflectometer deflections for rigid and flexible pavements. *Transportation Research Record*, *2525*(2525), 31–39.

Khazanovich, L., & Levenberg, E. (2018). Analytical solution for a viscoelastic plate on a Pasternak foundation. *Road Materials and Pavement Design*, *0629*, 1–21.

Khazanovich, L., & Wang, Q. (2007). MnLayer: High-performance layered elastic analysis program. *Transportation Research Record*, *2037*, 63–75.

Kobisch, R., & Peyronne, C. (1979). L'ovalisation : une nouvelle méthode de mesure des déformations élastiques des chaussées. In *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussees* (Issue 102, pp. 59–71).

Kramers, H. A. (1927). La diffusion de la lumiere par les atomes [The diffusion of light by atoms]. *Atti Cong. Intern. Fisica (Transactions of Volta Centenary Congress)*, *2*, 545.

Kreyszig, E., Kreyszig, H., & Norminton, E. (2009). *Advanced engineering mathematics* (John Wiley & Sons (ed.); Tenth Edit).

Kruntcheva, M. R., Collop, A. C., & Thom, N. H. (2005). Effect of bond condition on flexible pavement performance. *Journal of Transportation Engineering*, *131*(11), 880–888.

Kutay, E., Chatti, K., & Lei, L. (2011). Backcalculation of Dynamic Modulus Mastercurve from Falling Weight Deflectometer Surface Deflections. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, *3*(2227), 87–96.

Lagarias, J. C., Reeds, J. A., Wright, M. H., & Wright, P. E. (1998). Convergence properties of the Nelder-Mead simplex method in low dimensions. *SIAM Journal on Optimization*, *9*(1), 112–147.

LCPC-Airbus-STBA. (2001). *A380 Pavement Experimental Program*.

LCPC. (1997). Méthode d'essai LPC n°39 - Études routières Déformabilité de surface des chaussées Exécution et exploitation des mesures. *Techniques et Méthodes Des Laboratoires Des Ponts et Chaussées*, 71.

LCPC. (2002). L'emploi des finisseurs pour le répandage des matériaux de couches de chaussées. In *Techniques et Méthodes des laboratoires des ponts et chaussées*.

LCPC. (2003). Compactage des enrobés hydrocarbonés à chaud. In *Techniques et Méthodes des laboratoires des ponts et chaussées*.

Le Boursicaud, V. (2018). *Nouvelles utilisations des mesures de bassins de déflexion pour caractériser l'état structurel des chaussées*. (Thèse de Doctorat). Ecole Centrale de Nantes.

Lee, H. S. (2014). Viscowave - A new solution for viscoelastic wave propagation of layered structures subjected to an impact load. *International Journal of Pavement Engineering*, *15*(6), 542–557.

Lee, H. S. (2019). Effect of Moving Dynamic Loads on Pavement Performance. *FWD User Group Meeting*.

Lee, H. S., Ayyala, D., & Von Quintus, H. (2017). Dynamic backcalculation of viscoelastic asphalt properties and master curve construction. *Transportation Research Record*, *2641*, 29–38.

Lee, H. S., Steele, D., & Von Quintus, H. (2019). Who Says Backcalculation Is Only about Layer Moduli? *Transportation Research Record*, *2673*(1), 317–331.

Leiva-Villacorta, F. (2012). *Advanced computing techniques in structural evaluation of flexible pavements using the Falling Weight Deflectometer*. *August*, 32.

Lekarp, F., & Dawson, A. (1998). Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Construction and Building Materials*, *12*(1), 9–18.

Lepert, P., Aussedat, G., & Simonin, J.-M. (1997). Évaluation du curviamètre MT 15. *Bulletin Des Laboratoires Des Ponts et Chaussees*, *209*, 3–11.

Lepert, P., Simonin, J.-M., & Kobisch, R. (1997). Le FWD : Performances, utilisations en France et en Europe. *Bulletin Des Laboratoires Des Ponts et Chaussees*, *209*, 19–28.

Lesueur, D. (1996). *Propriétés mécaniques des liants routiers. Relation Structure-Propriétés*. (Thèse de Doctorat). INSA Lyon.

Levenberg, E., Pettinari, M., Baltzer, S., & Christensen, B. M. L. (2018). Comparing Traffic Speed Deflectometer and Falling Weight Deflectometer Data. *Transportation Research Record*, *2672*(40), 22–31.

Levenberg, E., & Rocchi, I. (2019). On the thermal sensitivity of unbound granular pavement layers. *Journal of Chemical Information and Modeling*, *53*(9), 1689–1699.

Li, M., & Wang, H. (2019). Development of ANN-GA program for backcalculation of pavement moduli under FWD testing with viscoelastic and nonlinear parameters. *International Journal of Pavement Engineering*, *20*(4), 490–498.

Li, M., Wang, H., Xu, G., & Xie, P. (2017). Finite element modeling and parametric analysis of viscoelastic and nonlinear pavement responses under dynamic FWD loading. *Construction and Building Materials*, *141*(October), 23–35.

Liu, N., Yan, K., Shi, C., & You, L. (2018). Influence of interface conditions on the response of transversely isotropic multi-layered medium by impact load. *Journal of the Mechanical Behavior of Biomedical Materials*, *77*, 485–493.

Loizos, A., Plati, C., & Tsaimou, C. (2016). The effect of interface bonding criterion on pavement design reinforcement. *8th RILEM International Conference on Mechanisms of Cracking and Debonding in Pavements, RILEM Bookseries*, *13*, 541–546.

Loizos, A., & Scarpas, A. (2005). Verification of falling weight deflectometer backanalysis using a dynamic finite elements simulation. *International Journal of Pavement Engineering*, *6*(2), 115–123.

Love. (1929). The stress produced in a semi-infinite solid by pressure on part of the boundary. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, *228*(659–669), 377–420.

Love, A. E. H. (1920). A Treatise on the Mathematical Theory of Elasticity, 3rd Edition. *Nature*, *105*(2643), 511–512.

Love, March, R., June, R., Rendus, C., & Love, A. E. H. (1929). IX. The stress produced in a semi-infinite solid by pressure on part of the boundary. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical or Physical Character*, *228*(659–669), 377–420.

Lukanen, E. O. (1992). Effects of buffers on falling weight deflectometer loadings and deflections. *Transportation Research Record*, *1355*, 37–51.

Lytton, R. L. (1989). Backcalculation of Pavement Layer Properties. In *Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli* (pp. 7–32).

Madsen, S. S. (2016). *Dynamic Modeling of Pavements with Application to Deflection Measurements*. (Thèse de Doctorat). Technical University Denmark.

Madsen, S. S., & Levenberg, E. (2017, April 3). Dynamic backcalculation with different load-time histories. *Road Materials and Pavement Design*, 1–20.

Madsen, S. S., & Pedersen, N. L. (2019). Backcalculation of raptor (RWD) measurements and forward prediction of FWD deflections compared with FWD measurements. *International Airfield and Highway Pavements Conference 2019*, 382–391.

Magnuson, A. H. (1988). *Dynamic Analysis of Falling Weight Deflectometer Data*.

Mandel, J. (1978). *Propriétés mécaniques des matériaux* (Eyrolles).

Mangiafico, S. (2014). *Linear viscoelastic properties and fatigue of bituminous mixtures produced with Reclaimed Asphalt Pavement and corresponding binder blends*. (Thèse de Doctorat). ENTPE.

Mangiafico, S., Babadopulos, L., Sauzéat, C., & Di Benedetto, H. (2018). Nonlinearity of bituminous mixtures. *Mechanics of Time-Dependent Materials*, *22*(1), 29–49.

Manyo, E. Y. (2019). *Modélisation avancée du contact pneu-chaussée pour l'étude des dégradations des chaussées en surface* [(Thèse de Doctorat). Université de Limoges].

Michalak, C. H., & Scullion, T. (1987). *MODULUS 5.0: User's Manual*.

Mohammad, L. (2012). Optimization of Tack Coat for HMA Placement. In *NCHRP Report 712*.

Morgan, P., & Mulder, A. (1995). *The Shell bitumen industrial handbook*.

Mousa, M., Elseifi, M. A., Elbagalati, O., & Mohammad, L. N. (2019). Evaluation of interface bonding conditions based on non-destructing testing deflection measurements. *Road Materials and Pavement Design*, *20*(3), 554–571.

Nazarian, S., & Boddapati, K. (1995). Pavement-falling weight deflectometer interaction using dynamic finite-element analysis. *Transportation Research Record*, *1482*(1482), 33–43.

Nazarian, S., & Bush, A. J. (1989). Determination of deflection of pavement systems using velocity transducers. *Transportation Research Record*, *1227*, 147–158.

Nelder, J. A., & Mead, R. (1965). A Simplex Method for Function Minimization. *The Computer Journal*, *7*(4), 308–313.

NF EN 12697-5. (2018). Mélanges bitumineux - Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud - Partie 5 : Masse Volumique Réelle (MVR). *European Standard*.

NF EN 12697-7. (2014). Matériaux bitumineux - Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud - Partie 7 : Détermination de la masse volumique apparente des éprouvettes bitumineuses par les rayons gamma. *European Standard*.

NF EN 12697-8. (2018). Mélanges bitumineux - Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud - Partie 8 : détermination de la teneur en vides caractéristiques des matériaux bitumineux. *European Standard*.

NF EN 13043. (2005). Granulats pour mélanges hydrocarbones et pour enduits superficiels utilisés dans la construction des chaussées, aérodromes et d'autres zones de circulation. *European Standard*.

NF EN 13108-1. (2007). Mélanges bitumineux - Spécifications des matériaux - Partie 1 : enrobés bitumineux. *European Standard*.

NF EN 13285. (2018). Graves non traitées - Spécifications. In *European standard*.

NF P94-093. (2014). Sols : reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor Normal - Essai Proctor modifié. *French Standard*.

NF P98-150-1. (2010). Exécution des assises de chaussées, couches de liaison et couches de roulement. *French Standard*.

NF P98-200-2. (1992). Essais relatifs aux chaussées - Mesure de la déflexion engendrée par une charge roulante - Partie 2 : détermination de la déflexion et du rayon de courbure avec le déflectomètre Benkelman modifié. *French Standard*.

NF P98-200-3. (1993). Essais relatifs aux chaussées - Mesure de la déflexion engendrée par une charge roulante - Partie 3 : détermination de la déflexion avec le déflectographe 02. *French Standard*.

NF P98-200-4. (1993). Essais relatifs aux chaussées - Mesure de la déflexion engendrée par une charge roulante - Partie 4 : détermination de la déflexion avec le déflectographe 03. *French Standard*.

NF P98-200-5. (1993). Essais relatifs aux chaussées - Mesure de la déflexion engendrée par une charge roulante - Partie 5 : détermination de la déflexion avec le déflectographe 04. *French Standard*.

NF P98-200-7. (1997). Essais relatifs aux chaussées - Mesure de la déflexion engendrée par une charge roulante - Partie 7 : détermination de la déflexion et du rayon de courbure avec un curviamètre. *French Standard*.

NF P98-203-1. (1997). Essais relatifs aux chaussées - Déformations dans les couches de chaussée - Partie 1 : essai d'ovalisation. *French Standard*.

NF P98-728-1. (2013). Matériels de construction et d'entretien des routes - Installations de fabrication d'enrobés bitumineux à chaud - Définition des équipements constitutifs, des caractéristiques et vérification des réglages initiaux - Partie 1 : installations de fabrication. *French Standard*.

NF P98-728-2. (2013). Matériels de construction et d'entretien des routes - Installations de fabrication d'enrobés bitumineux à chaud - Définition des équipements constitutifs, des caractéristiques et vérification des réglages initiaux - Partie 2 : installations de fabrication. *French Standard*.

Nguyen, H. M., Pouget, S., Di Benedetto, H., & Sauzéat, C. (2009). Time-temperature superposition principle for bituminous mixtures. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, *13*(9), 1095–1107.

Nguyen, M. L., Sauzéat, C., Di Benedetto, H., & Tapsoba, N. (2013). Validation of the time-temperature superposition principle for crack propagation in bituminous mixtures. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, *46*(7), 1075–1087.

Nguyen, Q. T. (2011). *Comportement thermomécanique des enrobés bitumineux sous sollicitations cycliques dans les domaines linéaire et non-linéaire [Thermomechanical behavior of bituminous mixtures under cyclic loading in the linear and non-linear domains]*. (Thèse de Doctorat). ENTPE.

Nguyen, Q. T., Di Benedetto, H., Sauzéat, C., & Tapsoba, N. (2013). Time temperature superposition principle validation for bituminous mixes in the linear and nonlinear domains. *Journal of Materials in Civil Engineering*, *25*(9), 1181–1188.

Nielsen, C. P. (2019). Visco-Elastic Back-Calculation of Traffic Speed Deflectometer Measurements. *Transportation Research Record*.

Olard, F., & Di Benedetto, H. (2003). General "2S2P1D" Model and Relation Between the Linear Viscoelastic Behaviours of Bituminous Binders and Mixes. *Road Materials and Pavement Design*, *4*(2), 185–224.

Pedraza, A. (2018). *Propriétés thermomécaniques d'enrobés multi-recyclés* [(Thèse de Doctorat). ENTPE].

Petit, C., Chabot, A., Destrée, A., & Raab, C. (2018a). Interface debonding behavior. In *RILEM State-of-the-Art Reports* (Vol. 28, pp. 103–153). Springer Netherlands.

Petit, C., Chabot, A., Destrée, A., & Raab, C. (2018b). Recommendation of RILEM TC 241-MCD on interface debonding testing in pavements. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, *51*(4), 1–11.

Petit, C., Diakhaté, M., Millien, A., Phelipot-Mardelé, A., & Pouteau, B. (2009). Pavement design for curved road sections: Fatigue performance of interfaces and longitudinal top-down cracking in multilayered pavements. *Road Materials and Pavement Design*, *10*(3), 609–624.

Petitjean, J., & Fabre, C. (2002). A380 flexible pavement experimental program: data acquisition and treatment process, first numerical simulations and material testing. *Federal Aviation Administration Airport Technology Transfer Conference*, 14.

Picoux, B., El Ayadi, A., & Petit, C. (2009). Dynamic response of a flexible pavement submitted by impulsive loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *29*(5), 845–854.

Pouget, S. (2011). *Influence des propriétés élastiques ou viscoélastiques des revêtements sur le comportement des ponts à dalle orthotrope* [(Thèse de Doctorat). ENTPE-INSA].

Pouget, S., Sauzéat, C., Di Benedetto, H., & Olard, F. (2012a). Viscous Energy Dissipation in Asphalt Pavement Structures and Implication for Vehicle Fuel Consumption. *Journal of Materials in Civil Engineering*, *24*(5), 568–576.

Pouget, S., Sauzéat, C., Di Benedetto, H., & Olard, F. (2012b). Modeling of viscous bituminous wearing course materials on orthotropic steel deck. *Materials and Structures*, *45*(7), 1115–1125.

Pożarycki, A., Górnaś, P., & Wanatowski, D. (2019). The influence of frequency normalisation of FWD pavement measurements on backcalculated values of stiffness moduli. *Road Materials and Pavement Design*, *20*(1), 1–19.

Proctor, R. . (1933). Description of field and laboratory methods. *Eng. News Record*, *111*(10), 286–289.

Ragni, D., Ferrotti, G., Petit, C., & Canestrari, F. (2020). Analysis of shear-torque fatigue test for bituminous pavement interlayers. *Construction and Building Materials*, *254*, 119309.

Ragni, D., Montillo, T., Marradi, A., & Canestrari, F. (2020). Fast falling weight accelerated pavement testing and laboratory analysis of asphalt pavements reinforced with geocomposites. In *Lecture Notes in Civil Engineering* (Vol. 48, pp. 417–430). Springer.

Rasmussen, S., Krarup, R. A., & Hildebrand, G. (2002). Non-Contact Deflection Measurement at High Speed. *6th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*, 1–8.

Rizzi, S. A., & Doyle, J. F. (1992a). Spectral-Analysis of Wave Motion in Plane Solids with Boundaries. *Journal of Vibration and Acoustics-Transactions of the Asme*, *114*(2), 133–140.

Rizzi, S. A., & Doyle, J. F. (1992b). A spectral element approach to wave motion in layered solids. *Journal of Vibration and Acoustics*, *114*(October 1992), 569–577.

Rocha, S., Tandon, V., & Nazarian, S. (2004). Falling Weight Deflectometer Fleet: Repeatability and Reproducibility. *Road Materials and Pavement Design*, *5*(2), 215–238.

Roesset, J. M. (1998). Nondestructive dynamic testing of soils and pavements. *Tamkang Journal of Science and Engineering*, *1*(2), 61–81.

Romanoschi, S. A., & Metcalf, J. B. (2003). The Errors in Pavement Layer Moduli Backcalculation due to Improper Modeling of Layer Interface Condition. *Transportation Research Board*, *1778*(785), 1–19.

Roussel, J.-M., Di Benedetto, H., Sauzéat, C., & Broutin, M. (n.d.). Influence of linear viscoelastic behaviour of layers interface for Heavy Weight Deflectometer test. *International RILEM Symposium on Bituminous Materials (ISBM), RILEMBookseries, Springer*, 6.

Roussel, J.-M., Di Benedetto, H., Sauzéat, C., & Broutin, M. (2020a). Simulation of Heavy Weight Deflectometer Test: Spectral Element Method vs Finite Element Method. *Lecture Notes in Civil Engineering*, *76*, 699–708.

Roussel, J.-M., Di Benedetto, H., Sauzéat, C., & Broutin, M. (2020b). Spectral element simulation of heavy weight deflectometer test including layer interface conditions and linear viscoelastic behaviour of bituminous materials. *Lecture Notes in Civil Engineering*, *96 LNCE*, 658–665.

Roussel, J.-M., Sauzéat, C., Di Benedetto, H., & Broutin, M. (2019). Numerical simulation of falling/heavy weight deflectometer test considering linear viscoelastic behaviour in bituminous layers and inertia effects. *Road Materials and Pavement Design*, *20*(sup1), S64–S78.

Sadoun, A., Broutin, M., & Simonin, J.-M. (2016). Assessment of HWD ability to detect debonding of pavement layer interfaces. *8th RILEM International Conference on Mechanisms of Cracking and Debonding in Pavements, RILEM Bookseries*, *13*, 763–769.

Salençon, J. (2009). Viscoélasticité pour le calcul des structures. In *Editions de l'Ecole Polytechnique*.

Salinas, A., Al-Qadi, I., Hasiba, K., Ozer, H., Leng, Z., & Parish, D. (2013). Interface layer tack coat optimization. *Transportation Research Record*, *2372*, 53–60.

Sayegh, G. (1965). *Variation des modules de quelques bitumes purs et enrobés bitumineux*. (Thèse de Doctorat). Faculté des Sciences de l'Université de Paris.

Sebaaly, B., Davis, T. G., & Mamlouk, M. S. (1986). Dynamics of the Falling Weight Deflectometer. *Journal of Transportation Engineering*, *I*(6), 618–632.

Sebaaly, B., Mamlouk, M. S., & Davis, T. G. (1986). Dynamic analysis of falling weight deflectometer data. *Transportation Research Record*, *1070*, 63–67.

Semblat, J.-F. (1997). Rheological interpretation of Rayleigh damping. *Journal of Sound and Vibration*, *206*(5), 741–744.

Semblat, J.-F., & Pecker, A. (2009). Waves and vibrations in soils: earthquakes, traffic, shocks, construction works. In *Pavia: IUSS Press*.

SETRA-LCPC. (1994). Conception et dimensionnement des structures de chaussée — guide technique. In *Ministère de l'Equipement, des Transports et du Tourisme*.

SETRA-LCPC. (2000). *Guide des terrassements routiers - Réalisation des remblais et des couches de forme, 2e édition*.

SETRA. (2004). Moyens et critères de réception des matériaux mis en oeuvre en chaussée. In *Guide Technique*.

Simonin, J.-M., Geffard, J., & Hornych, P. (2015). Performance of Deflection Measurement Equipment and Data Interpretation in France. *International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE)*, 1–10.

Simonin, J.-M., Lièvre, D., Rasmussen, S., & Hildebrand, G. (2005). Assessment of the Danish High Speed Deflectograph in France. *Proceedings 7th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, 27-29 Juin 2005*, 27–29.

Skar, A., Levenberg, E., Andersen, S., & Andersen, M. B. (2020). Analysis of a moving measurement platform based on line profile sensors for project-level pavement evaluation. *Road Materials and Pavement Design*.

STAC. (2009). Enrobés hydrocarbonés et enduits superficiels pour chaussées aéronautiques - Guide d'application des normes. In *Guide d'application des normes*.

STAC. (2012). *Manuel technique de la planche instrumentée du STAC*.

STAC. (2014). Auscultation des chaussées souples aéronautiques au HWD. In *Technical guide*.

STAC. (2016). Rational design methodology for flexible airfield pavement. *Technical Guide*.

Stolle, D. (1991). Modelling of dynamic response of pavements to impact loading. *Computers and Geotechnics*, *11*(1), 83–94.

Stolle, D., & Guo, P. (2005). A practical approach to falling-weight deflectometer (FWD) data reduction. *Pożarycki, A., Górnaś, P., & Wanatowski, D. (2019). The Influence of Frequency Normalisation of FWD Pavement Measurements on Backcalculated Values of Stiffness Moduli. Road Materials and Pavement Design, 20(1), 1–19. Stolle, D., & Guo, P. (2005). A Practi*, *42*(2), 641–645.

Stolle, D., & Hein, D. (1989). Parameter Estimates of Pavement Structure Layers and Uniqueness of the Solution. *Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli*, 313–322.

Straube, E., & Jansen, D. (2009). Temperature Correction of Falling-Weight-Deflectometer Measurements. *Proceedings of the 8th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*, 789–798.

Tapsoba, N., Sauzéat, C., & Di Benedetto, H. (2013). Analysis of fatigue test for bituminous mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, *25*(6), 701–710.

Tapsoba, N., Sauzéat, C., Di Benedetto, H., Baaj, H., & Ech, M. (2014). Behaviour of asphalt mixtures containing reclaimed asphalt pavement and asphalt shingle. *Road Materials and Pavement Design*, *15*(2), 330–347.

Tatsuoka, F., Iwasaki, T., & Takagi, Y. (1978). Hysteretic damping of sands under cyclic loading and its relation to shear modulus. *Soils and Foundations*, *18*(2), 25–40.

Tautou, R. (2016). *Modélisation dynamique de la thermo-viscoélasticité des matériaux bitumineux - Application aux essais FWD sur les structures de chaussées*. (Thèse de Doctorat). Université de Limoges.

Tautou, R., Picoux, B., & Petit, C. (2017). Temperature Influence in a Dynamic Viscoelastic Modeling of a Pavement Structure. *Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements*, *143*(3), 04017012.

Tebaldi, G., Apeagyei, A., Jelagin, D., & Falchetto, A. C. (2018). Advanced measurement systems for crack characterization. In *RILEM State-of-the-Art Reports* (Vol. 28, pp. 155–227). Springer Netherlands.

Tholen, O., & Hedstrom, H. I. (1977). *Apparatus for bearing capacity measurement with a falling weight deflectometer* (Patent No. US4116041A).

Tholen, O., Sharma, J., & Terrel, R. L. (1985). Comparison of Falling Weight Deflectometer with other deflection testing devices. *Transportation Research Record*, 20–26.

Tiouajni, S., Di Benedetto, H., Sauzéat, C., & Pouget, S. (2011). Approximation of Linear Viscoelastic Model in the 3 Dimensional Case with Mechanical Analogues of Finite Size. *Road Materials and Pavement Design*, *12*(4), 897–930.

Touma, B. E., Crovetti, J. A., & Shanin, M. Y. (1991). Effect of Various Load Distributions on Backcalculated Moduli Values in Flexible Pavements. *Transportation Research Record*, *1293*, 31–41.

Ullidtz, P., & Stubstad, R. (1985). Analytical-empirical pavement evaluation using the falling weight deflectometer. *Transportation Research Record*, *1022*, 36–44.

Uzan, J. (1994). Dynamic linear back calculation of pavement material parameters. *Journal of Transportation Engineering*, *120*(1), 109–126.

Uzan, J., & Lytton, R. L. (1990). Analysis of pressure distribution under falling weight deflectometer loading. *Journal of Transportation Engineering*, *116*(2), 246–250.

Van Cauwelaert, F. (2004). *Pavement Design and Evaluation. The Required Mathematics and its Applications* (Marc Stet (ed.)).

Varma, S., & Kutay, E. (2016). Backcalculation of viscoelastic and nonlinear flexible pavement layer properties from falling weight deflections. *International Journal of Pavement Engineering*, *17*(5), 388–402.

Varma, S., Kutay, E., & Levenberg, E. (2013). Viscoelastic Genetic Algorithm for Inverse Analysis of Asphalt Layer Properties from Falling Weight Deflections. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, *2369*, 38–46.

Vialletel, H., & Simonin, J. (1997). Le déflectrographe Flash. *Bulletin Des Laboratoires Des Ponts et Chaussées*, *208*, 49–52.

Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering*, *117*(1), 89–107.

Wang, H., & Li, M. (2015). Evaluation of effects of variations in aggregate base layer properties on flexible pavement performance. *Transportation Research Record*, *2524*(December), 119–129.

Wang, H., Li, M., & Garg, N. (2017). Investigation of shear failure in airport asphalt pavements under aircraft ground manoeuvring. *Road Materials and Pavement Design*, *18*(6), 1288–1303.

Wang, H., Li, M., Garg, N., & Zhao, J. (2018). Multi-wheel gear loading effect on load-induced failure potential of airfield flexible pavement. *International Journal of Pavement Engineering*, 1–12.

Wang, H., Xie, P., Ji, R., & Gagnon, J. (2020). Prediction of airfield pavement responses from surface deflections: comparison between the traditional backcalculation approach and the ANN model. *Road Materials and Pavement Design*, 1–16.

Wang, J., & Birgisson, B. (2007). A time domain boundary element method for modeling the quasi-static viscoelastic behavior of asphalt pavements. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, *31*(3), 226–240.

Westover, T. M., & Guzina, B. B. (2007). Engineering framework for self-consistent analysis of falling weight deflectometer data. *Transportation Research Record*, *2005*(2005), 55–63.

White, G. (2019). Use of Falling Weight Deflectometer for Airport Pavements. *Transportation and Geotechniques: Materials, Sustainability and Climate. GeoChina 2018. Sustainable Civil Infrastructures. Springer*, 119–133.

Williams, M. L., Landel, R. F., & Ferry, J. D. (1955). The Temperature Dependence of Relaxation Mechanisms in Amorphous Polymers and Other Glass-forming Liquids. *Journal of American Chemical Society*, *77*(12), 3701–3707.

Xu, Q., & Prozzi, J. A. (2014). Static versus viscoelastic wave propagation approach for simulating loading effects on flexible pavement structure. *Construction and Building Materials*, *53*, 584–595.

You, L., Yan, K., Hu, Y., & Zollinger, D. G. (2016). Spectral element solution for transversely isotropic elastic multi-layered structures subjected to axisymmetric loading. *Computers and Geotechnics*, *72*, 67–73.

Zhang, B., Sonyok, D. R., & Zhang, J. (2008). Temperature effects on falling weight deflectometer measurement. *Geotechnical Special Publication*, *179*, 396–403.

Zhao, Y., Cao, D., & Chen, P. (2015). Dynamic backcalculation of asphalt pavement layer properties using spectral element method. *Road Materials and Pavement Design*, *16*(4), 870–888.

Zhao, Y., Zhou, C., Zeng, W., & Ni, Y. (2015). Accurate determination of near-surface responses of asphalt pavements. *Road Materials and Pavement Design*, *16*(1), 186–199.

Zheng, Y., Zhang, P., & Liu, H. (2017). Correlation between pavement temperature and deflection basin form factors of asphalt pavement. *International Journal of Pavement Engineering*, *20*(8), 874–883.

Zofka, A., Graczyk, M., & Rafa, J. (2015). *Qualitative evaluation of stochastic factors affecting the traffic speed deflectometer results*.

Zofka, A., & Sudyka, J. (2015). Traffic Speed Deflectometer (TSD) Measurements for Pavement Evaluation. *International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE)*, 15–19.

Zofka, A., Sudyka, J., Maliszewski, M., & Harasim, P. (2014). Alternative Approach for Interpreting Traffic Speed Deflectometer Results. *Transportation Research Record*, 12–18.

ANNEXE A : DONNEES DES ESSAIS HWD SUR LA PLANCHE DU STAC

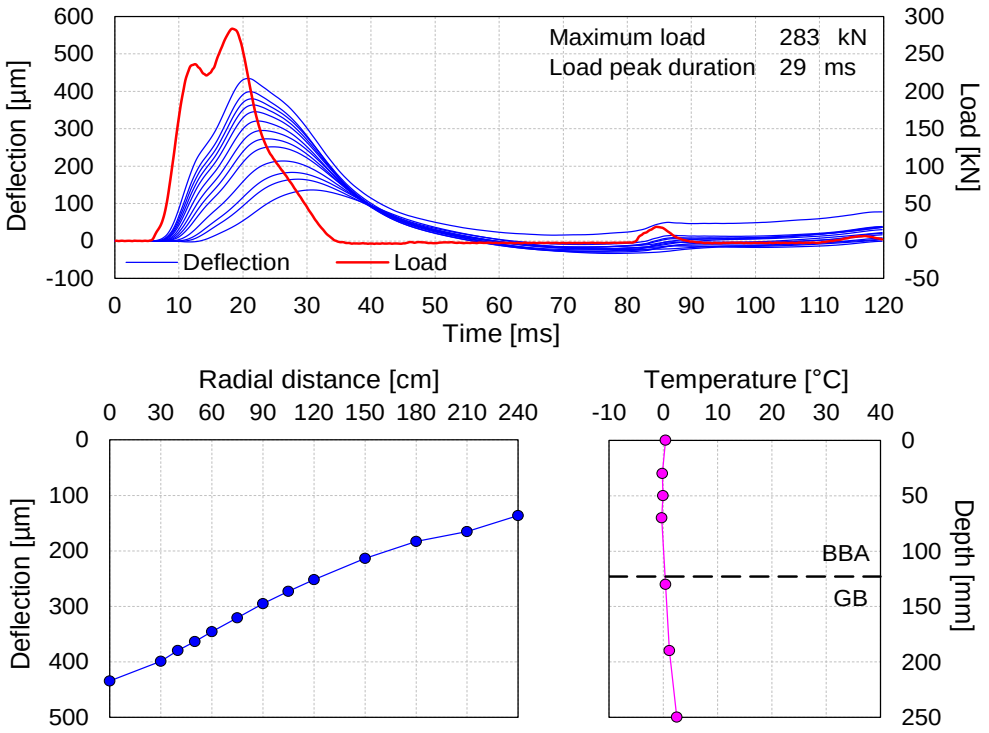


Figure A.1 – Essai HWD n°1

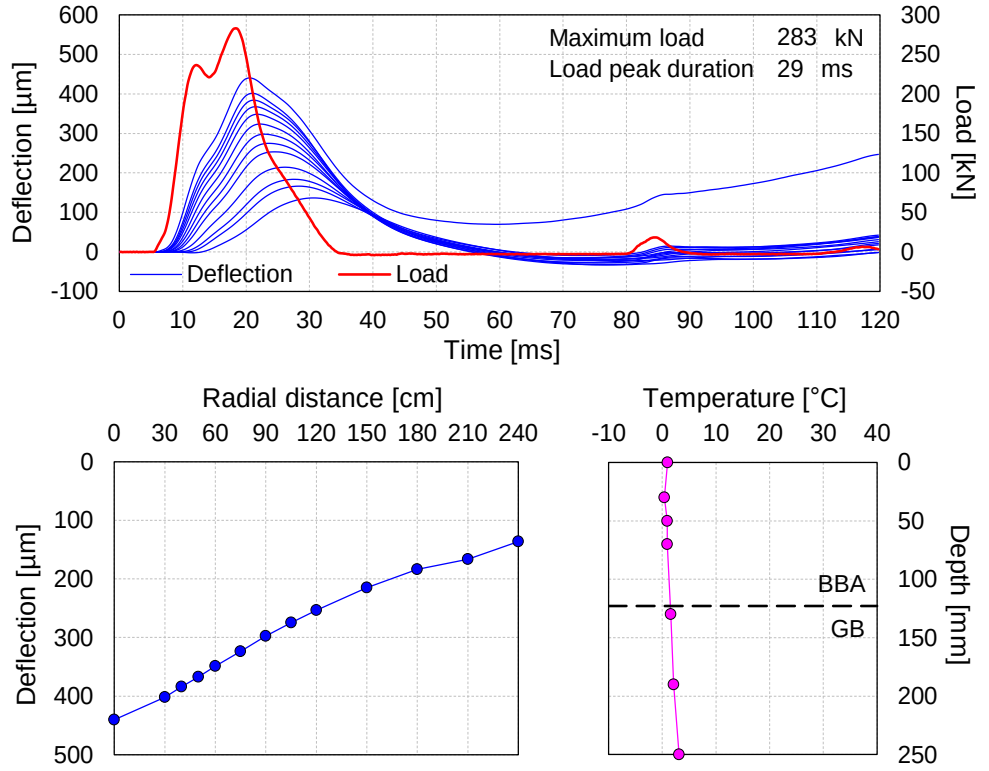


Figure A.2 – Essai HWD n°2

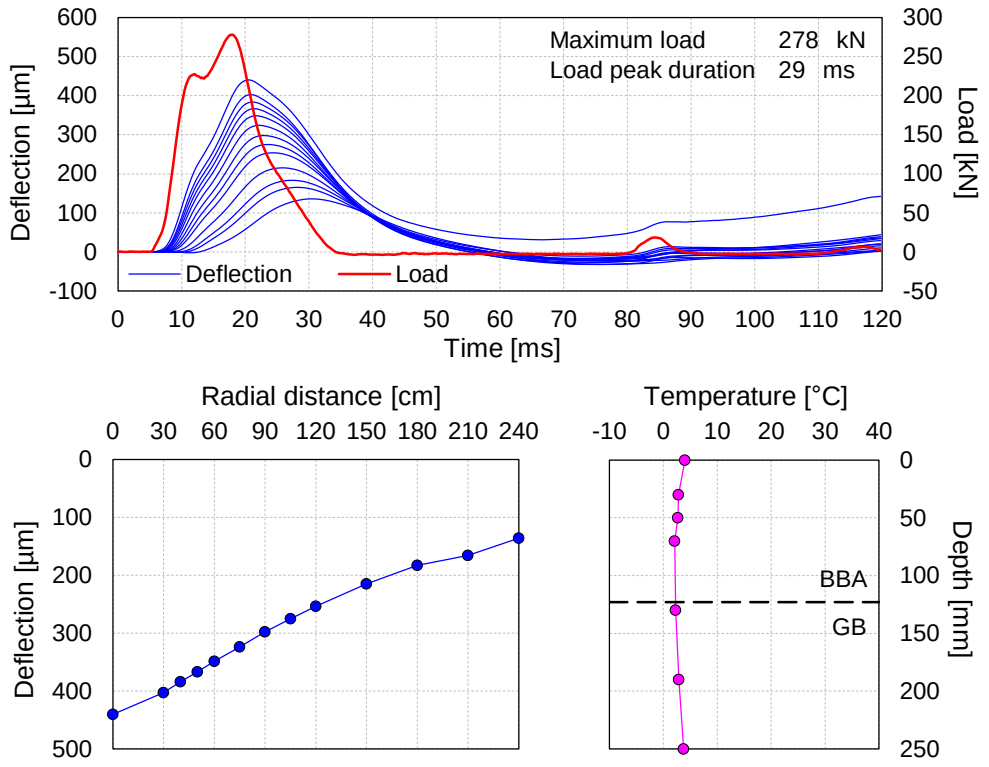


Figure A.3 – Essai HWD n°3

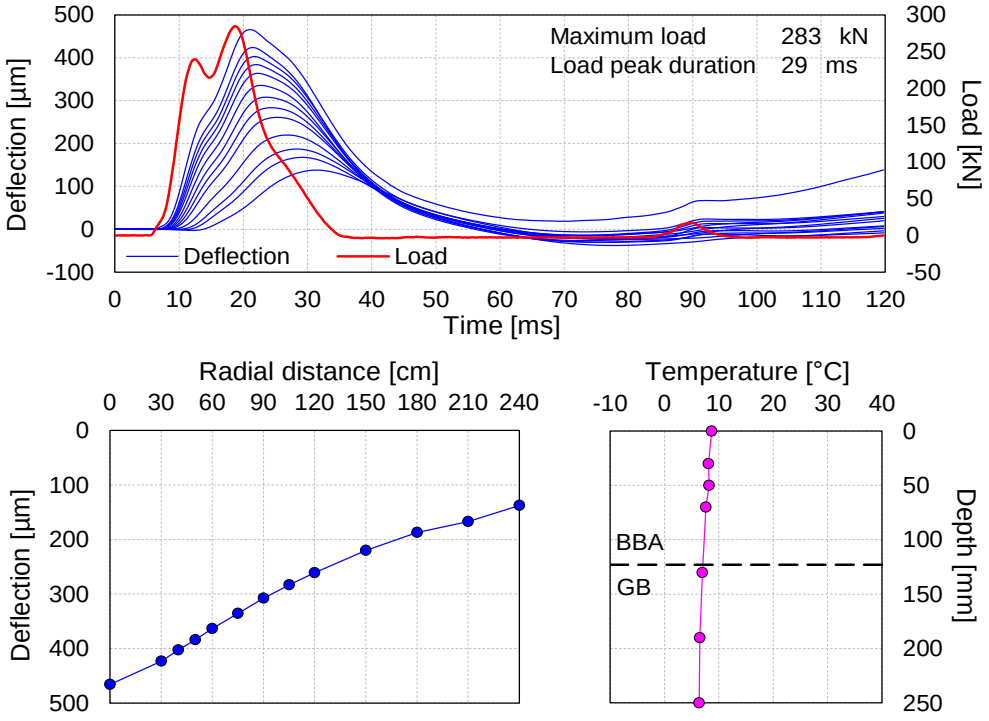


Figure A.4 – Essai HWD n°4

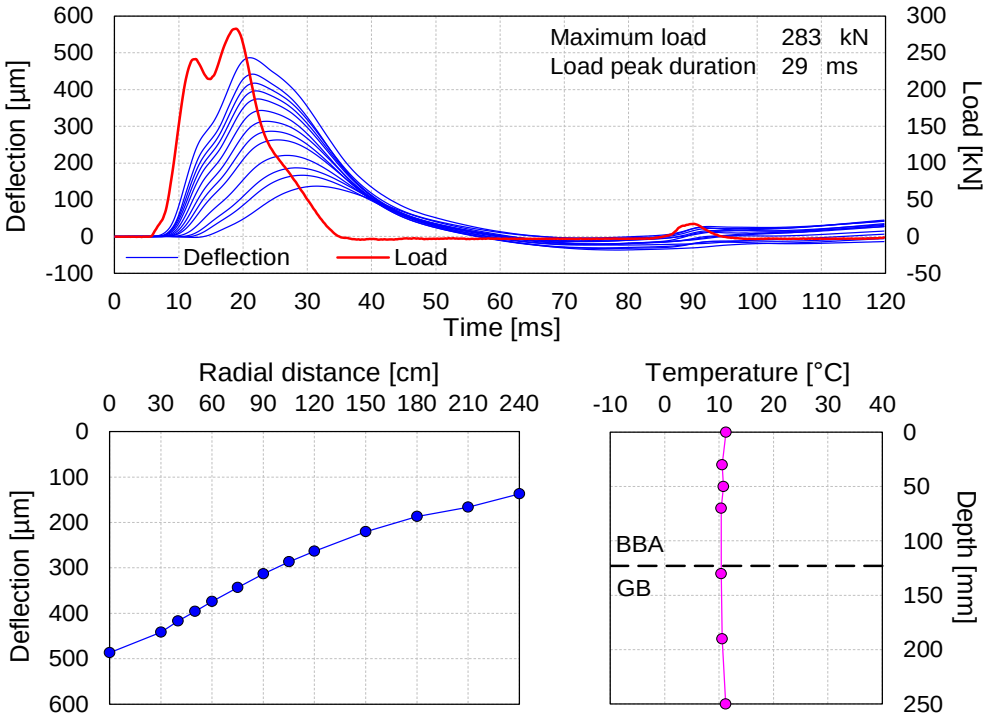


Figure A.5 – Essai HWD n°5

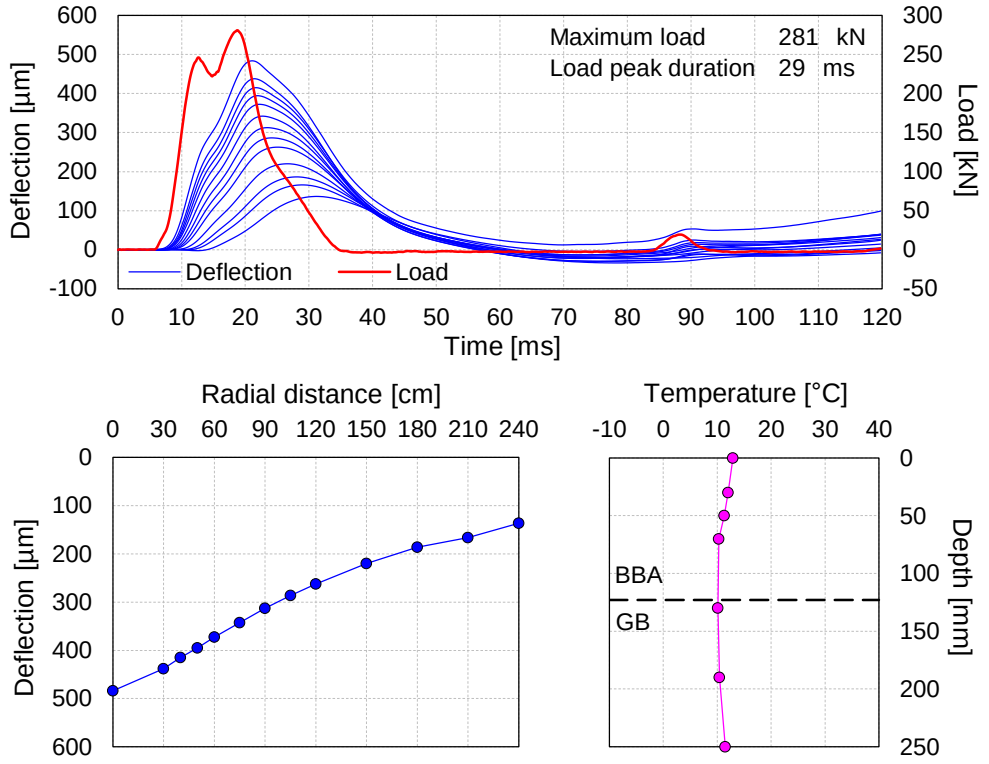


Figure A.6 – Essai HWD n°6

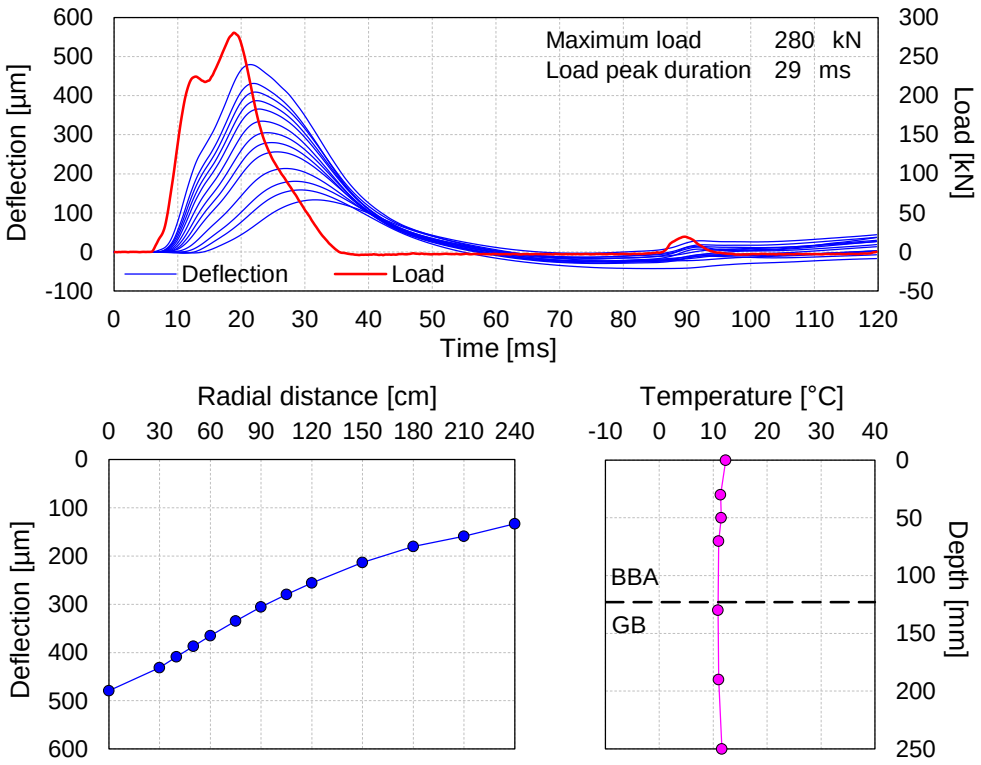


Figure A.7 – Essai HWD n°7

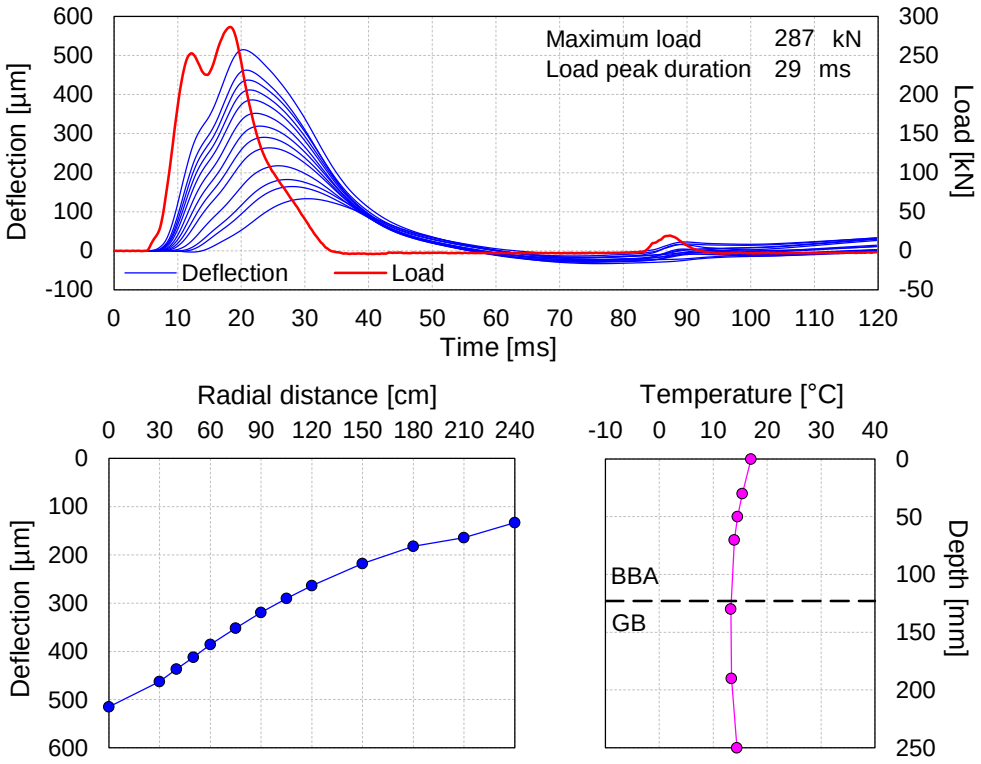


Figure A.8 – Essai HWD n°8

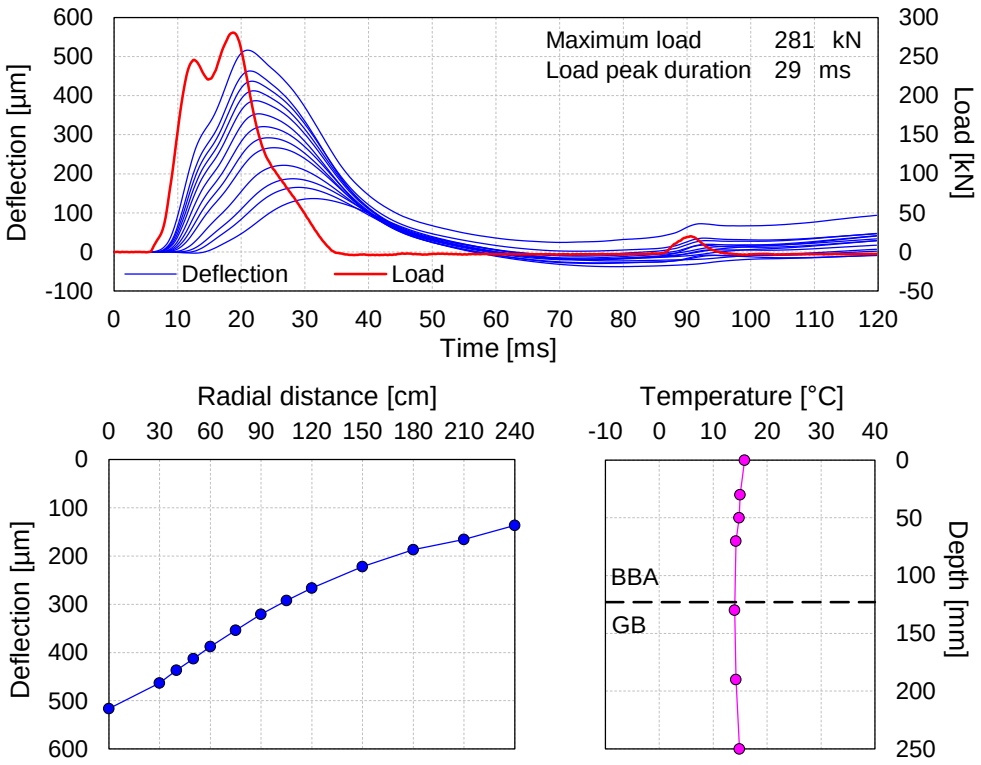


Figure A.9 – Essai HWD n°9

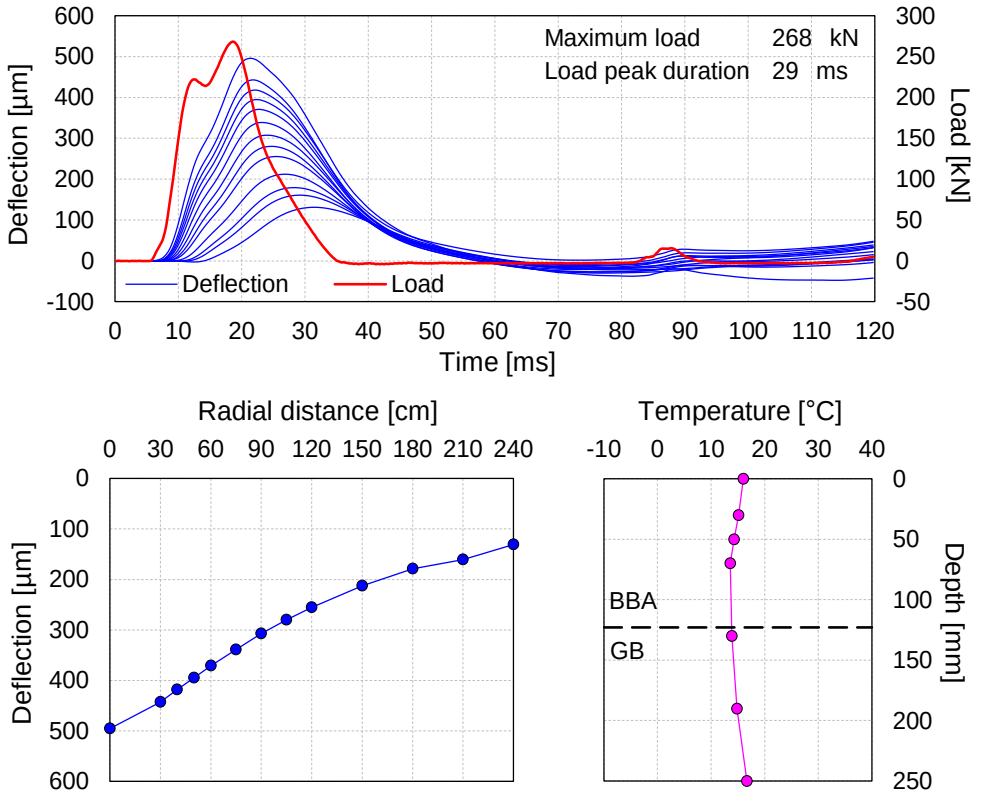


Figure A.10 – Essai HWD n°10

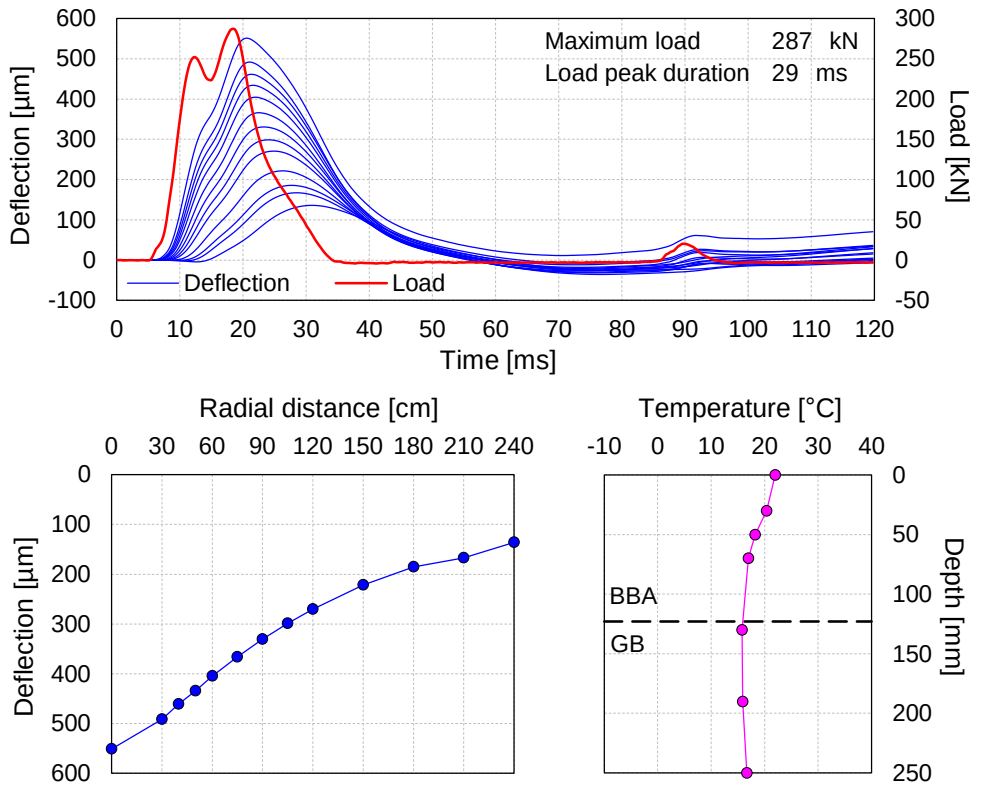


Figure A.11 – Essai HWD n°11

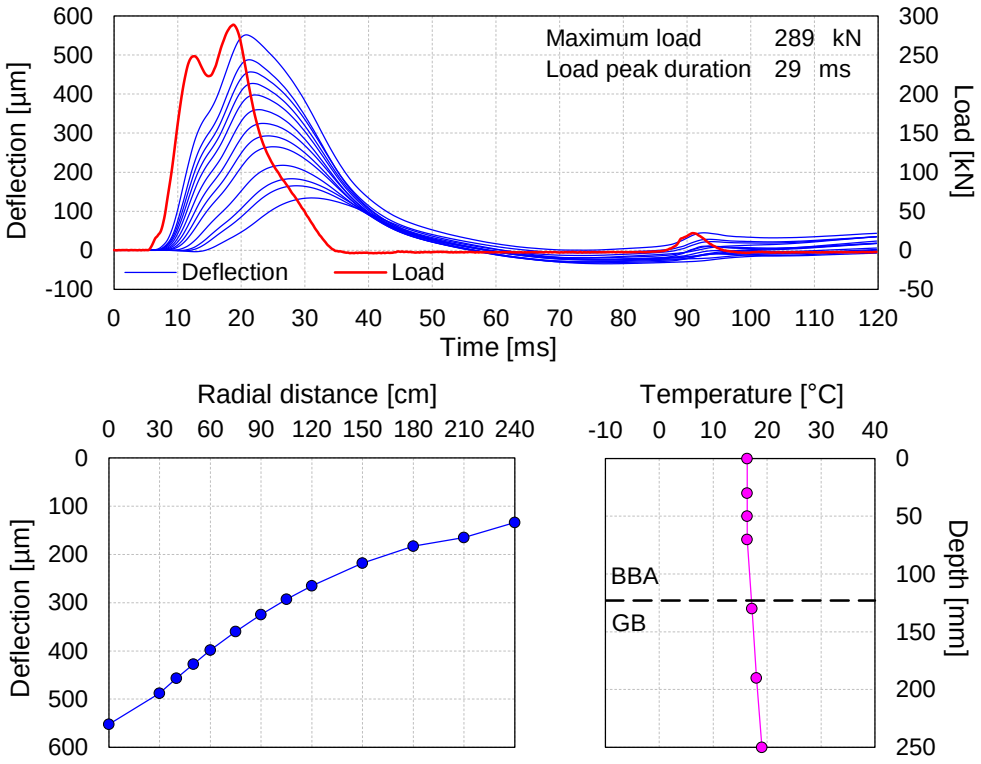


Figure A.12 – Essai HWD n°12

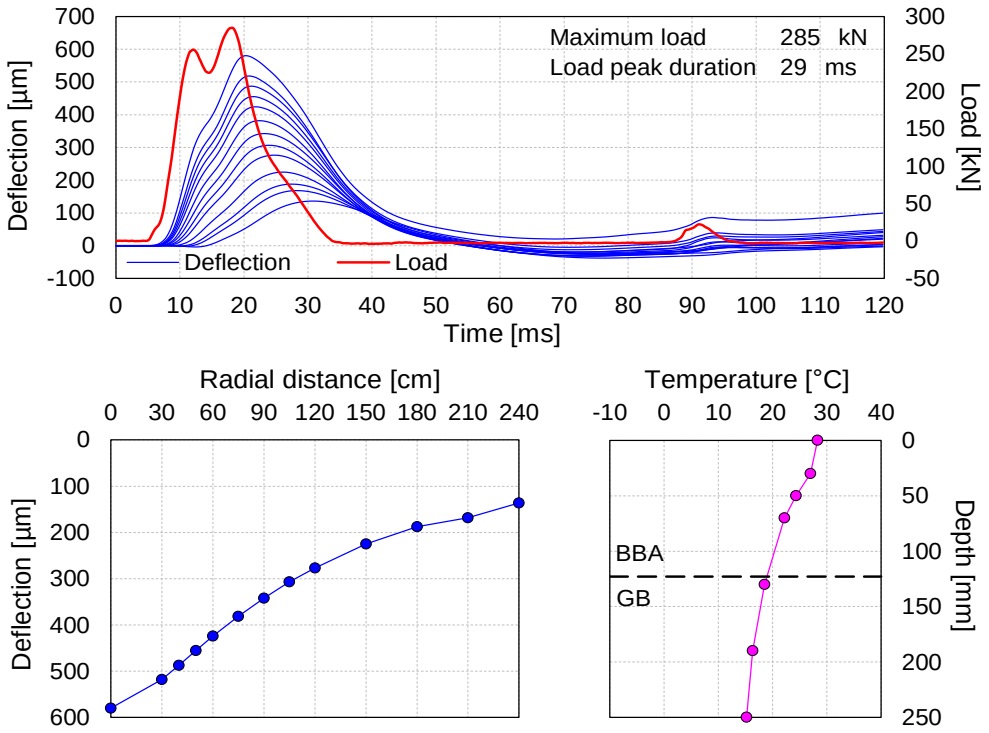


Figure A.13 – Essai HWD n°13

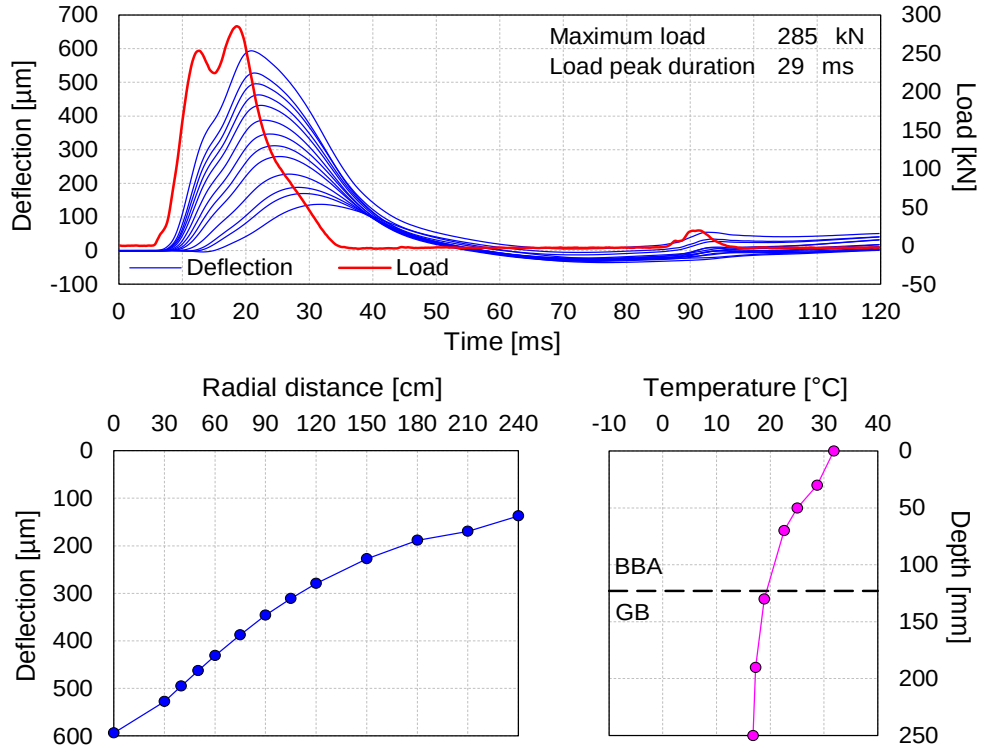


Figure A.14 – Essai HWD n°14

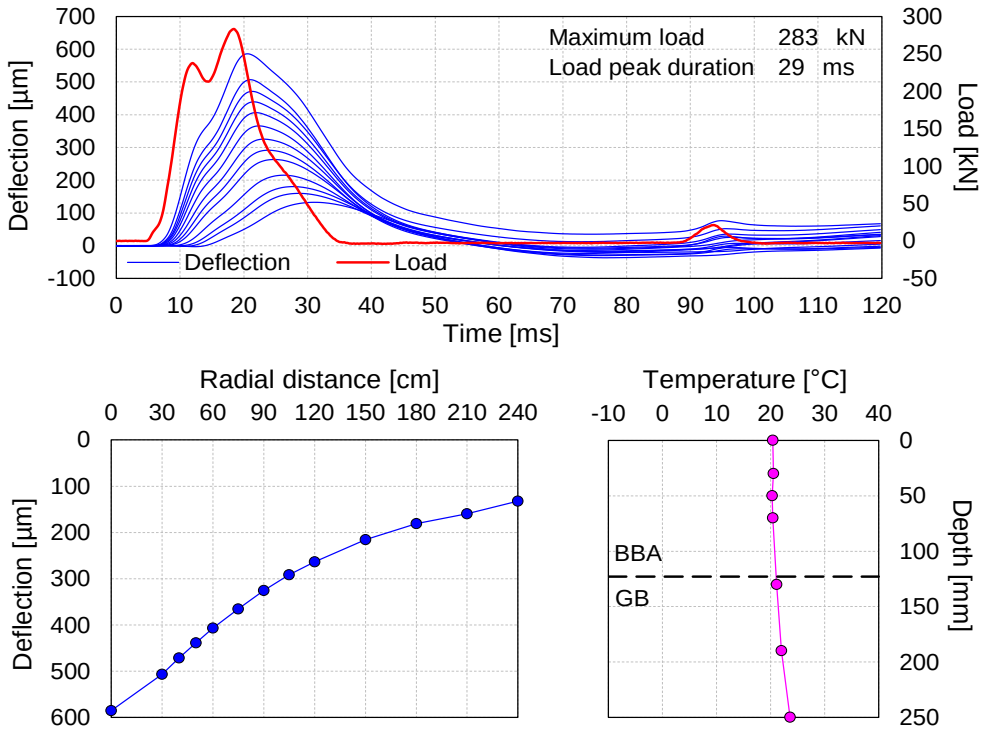


Figure A.15 – Essai HWD n°15

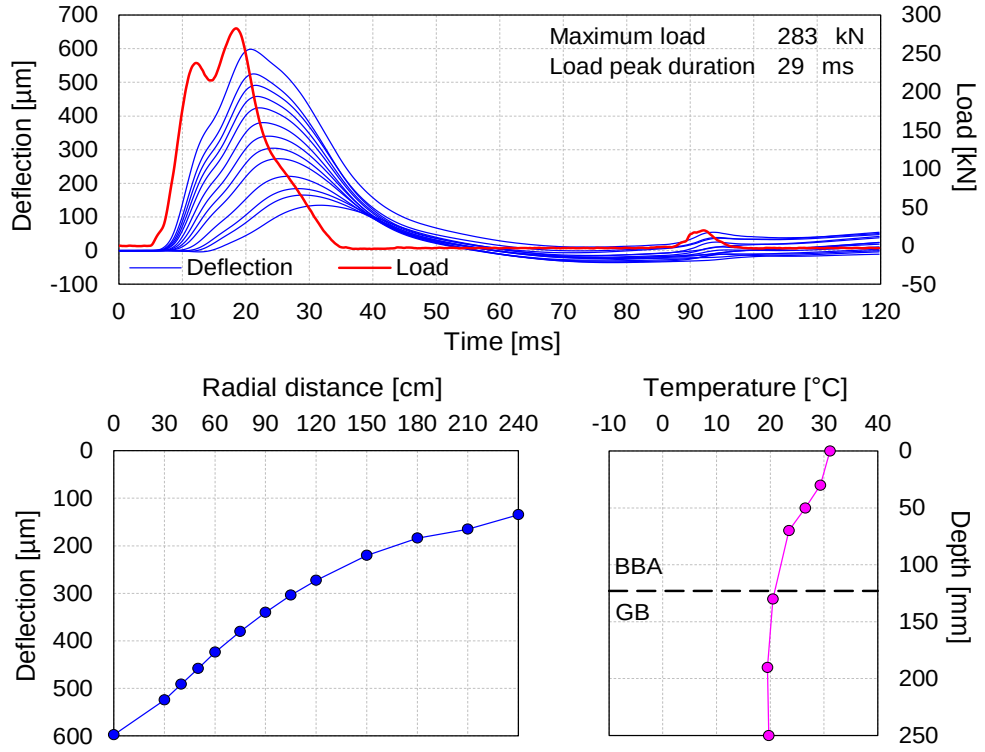


Figure A.16 – Essai HWD n°16

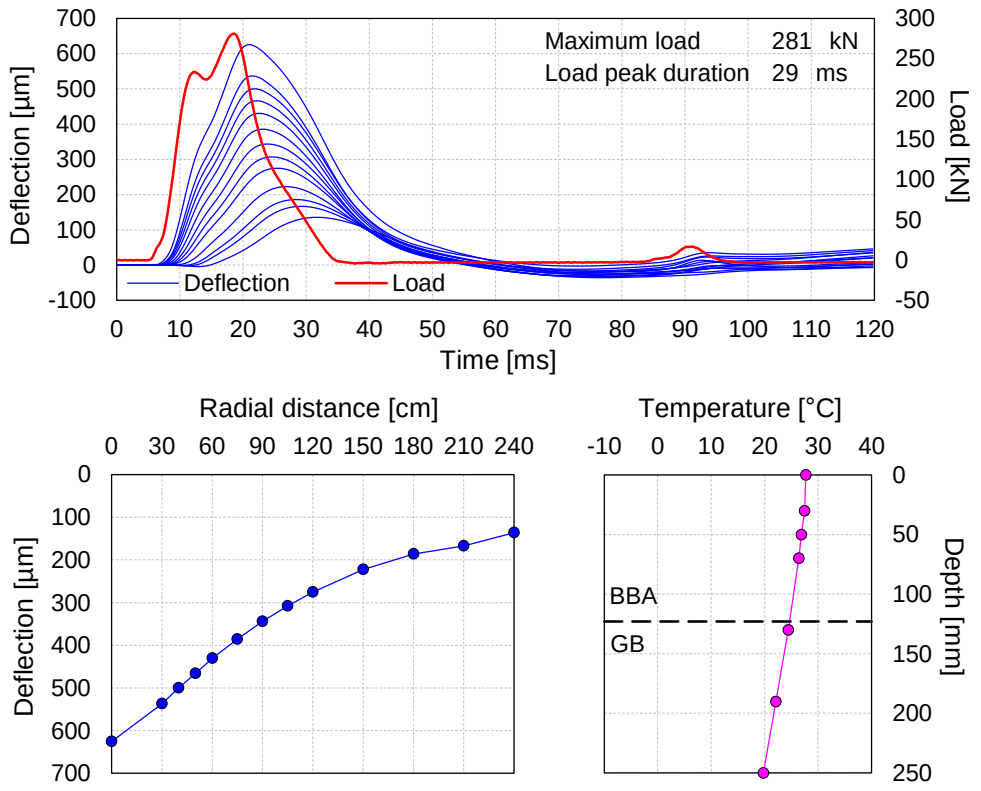


Figure A.17 – Essai HWD n°17

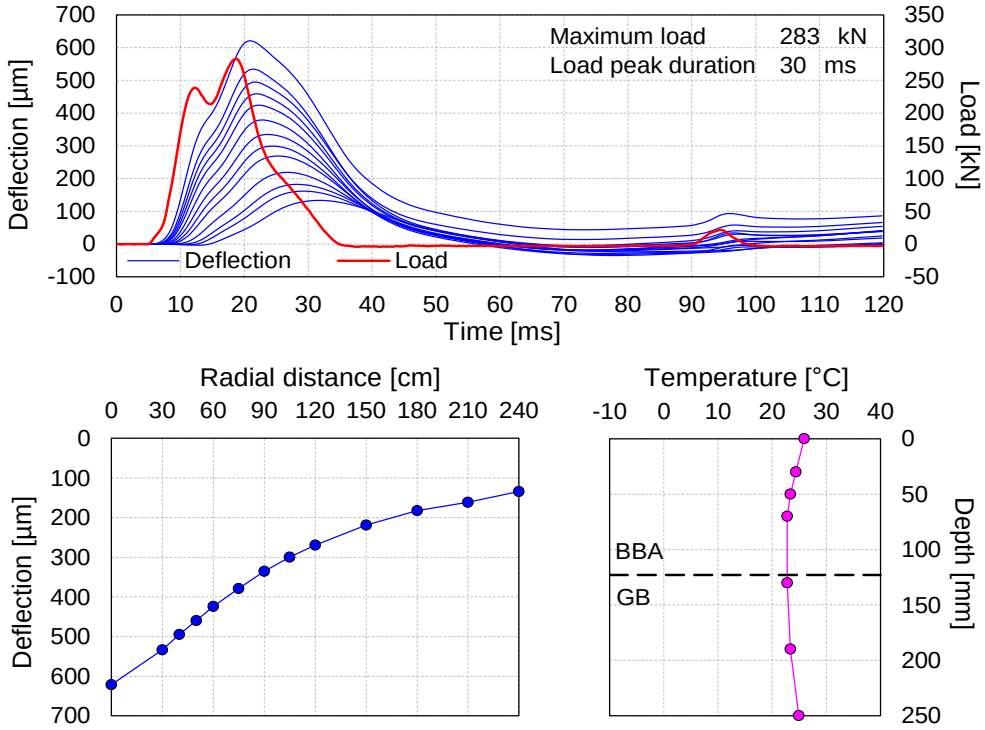


Figure A.18 – Essai HWD n°18

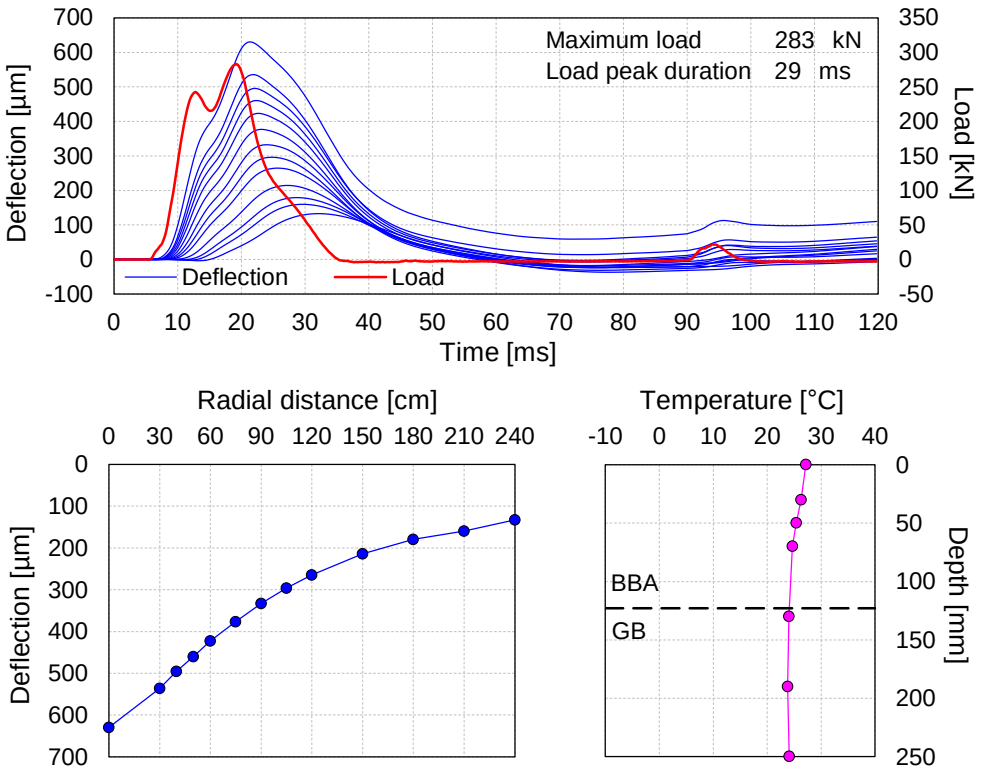


Figure A.19 – Essai HWD n°19

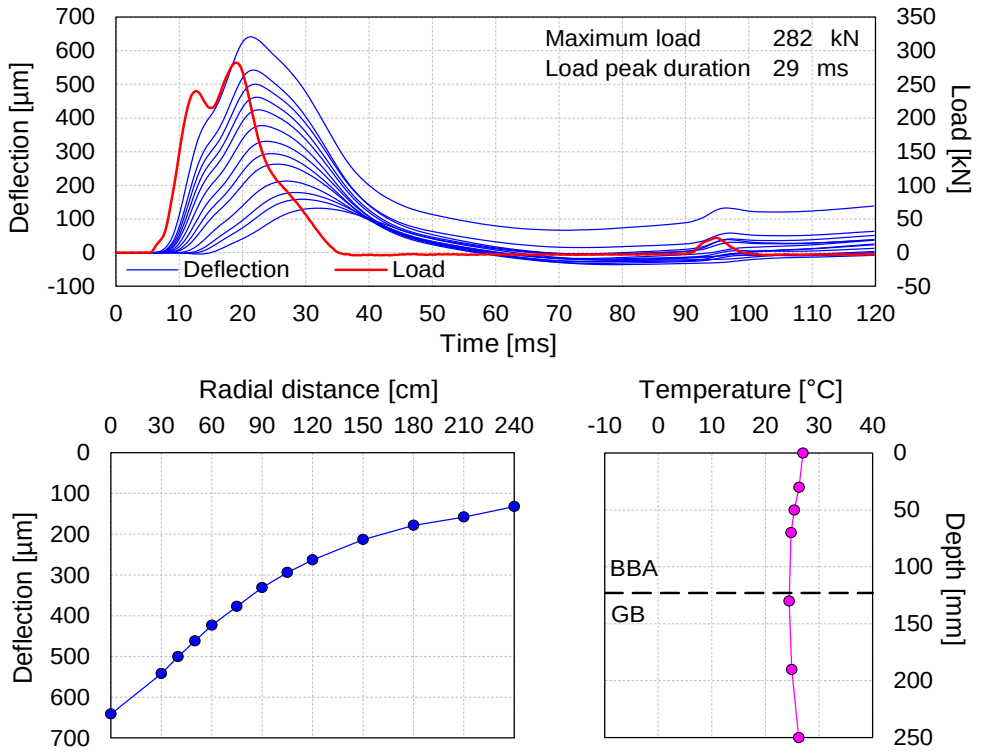


Figure A.20 – Essai HWD n°20

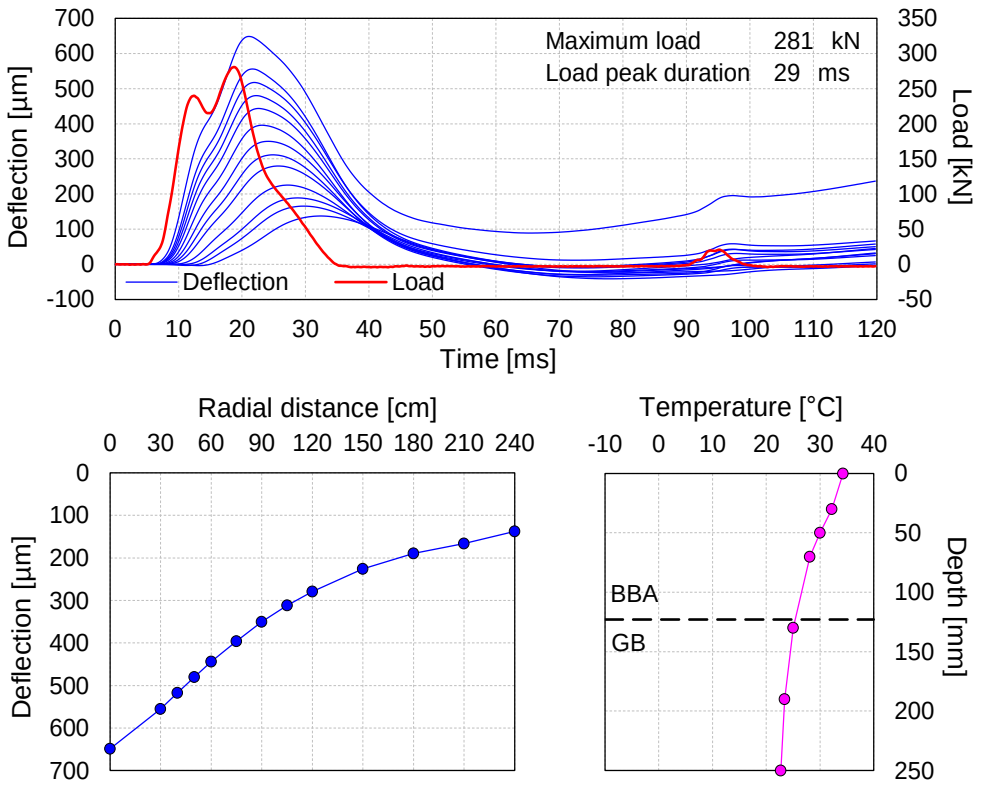


Figure A.21 – Essai HWD n°21

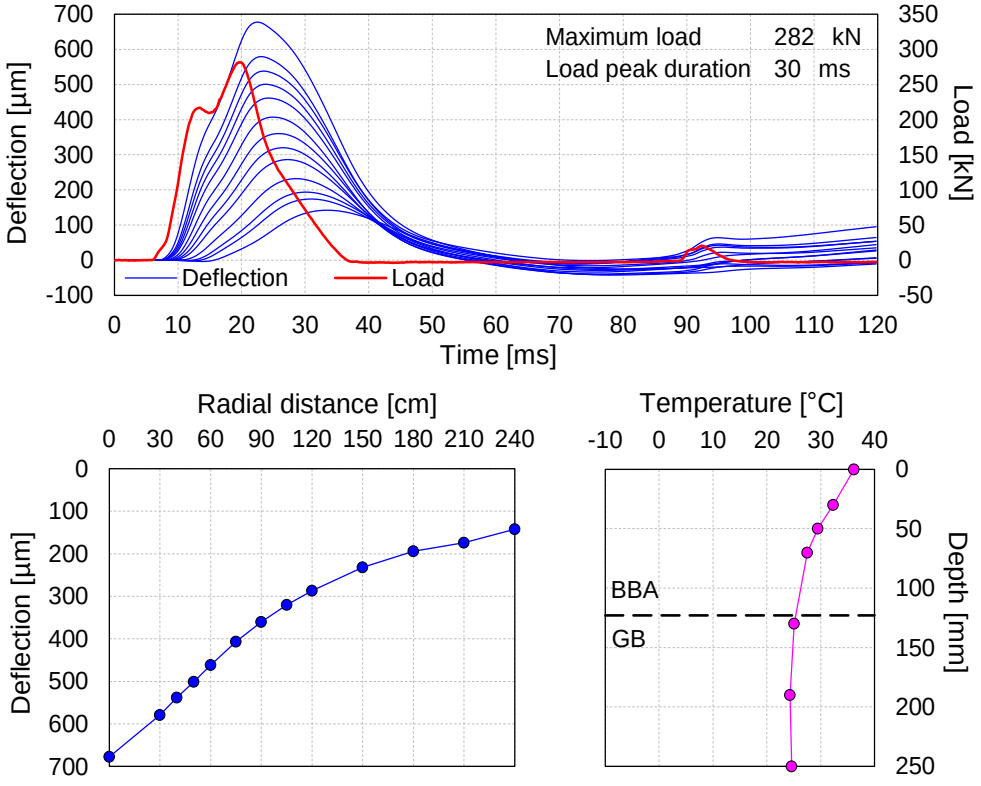


Figure A.22 – Essai HWD n°22

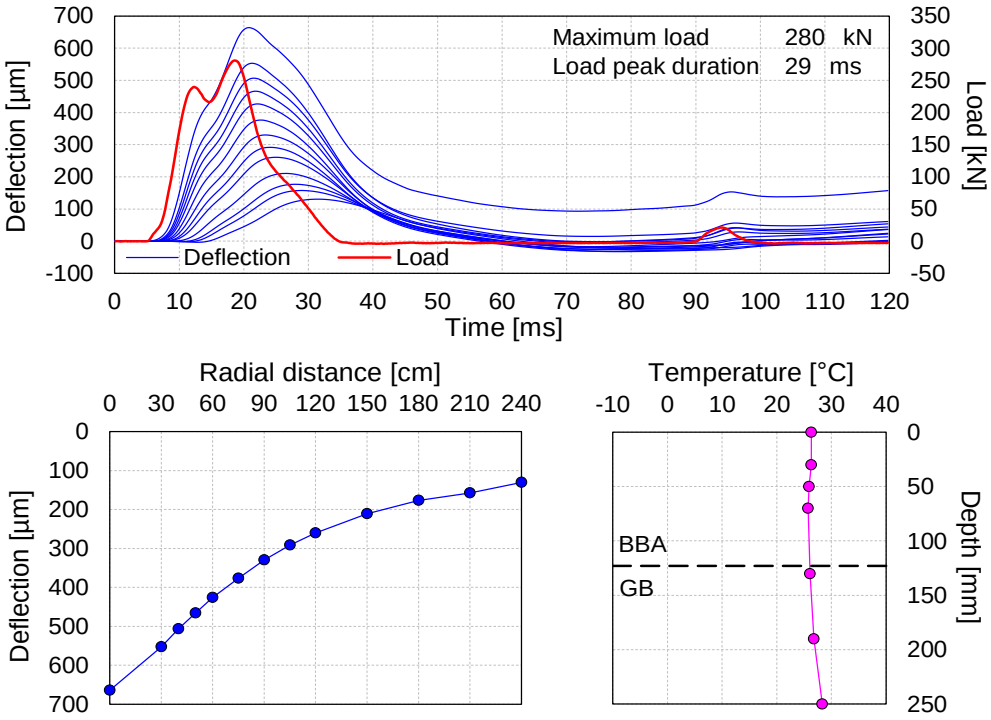


Figure A.23 – Essai HWD n°23

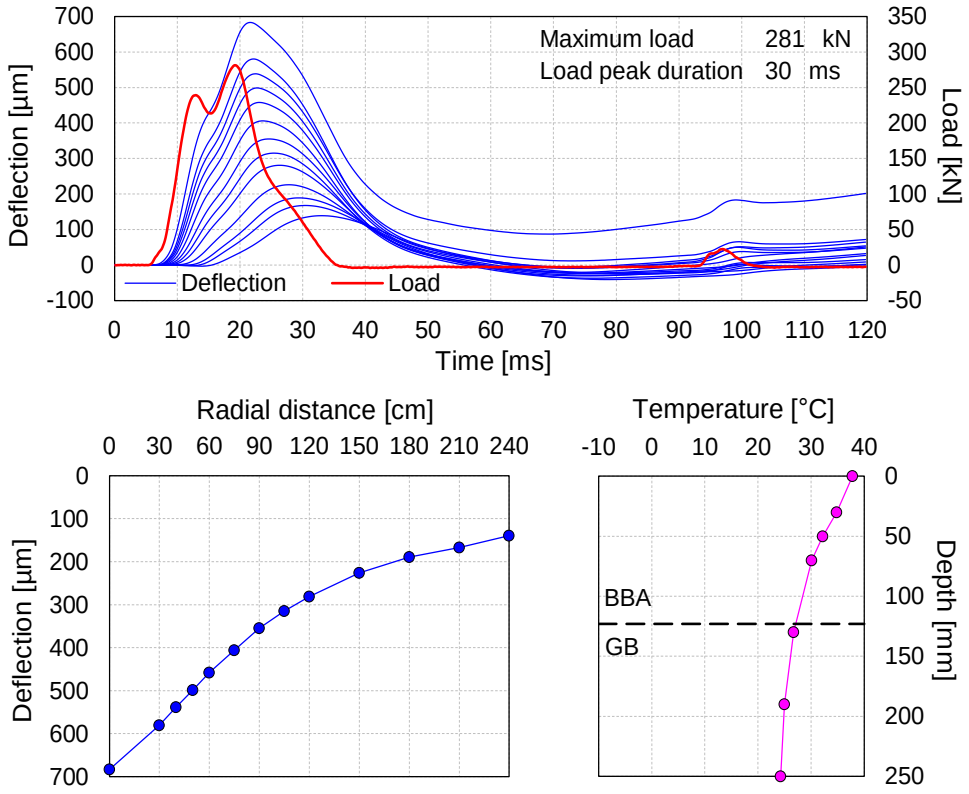


Figure A.24 – Essai HWD n°24

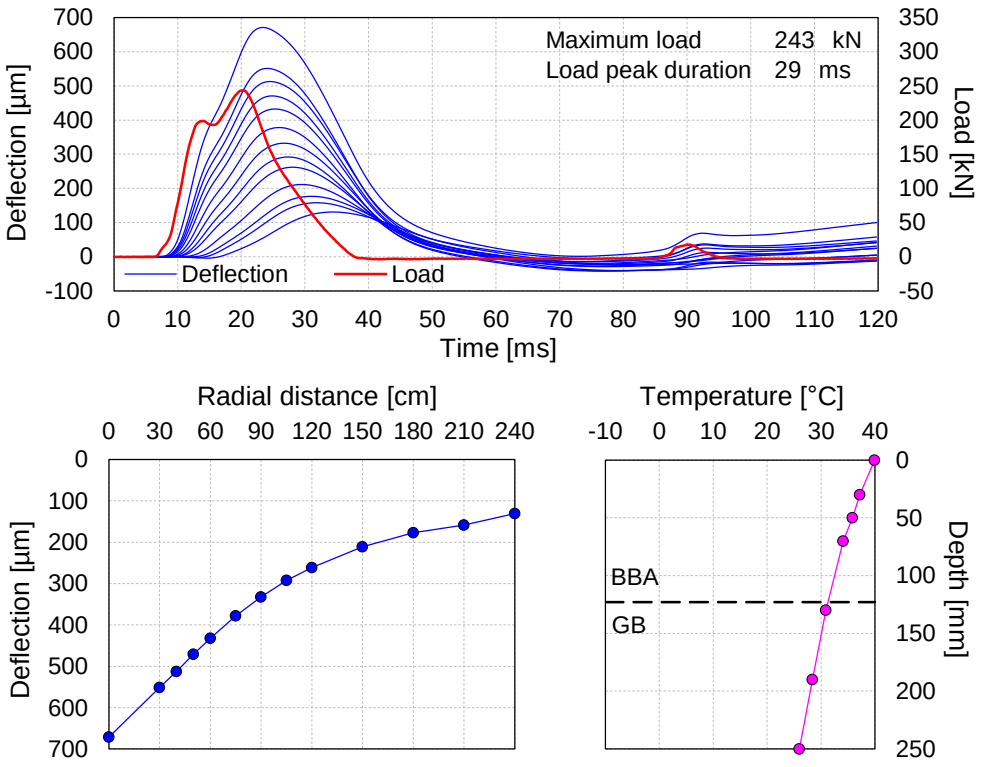


Figure A.25 – Essai HWD n°25

ANNEXE B : MESURES DE DENSITE AU BANC GAMMADENSIMETRIQUE

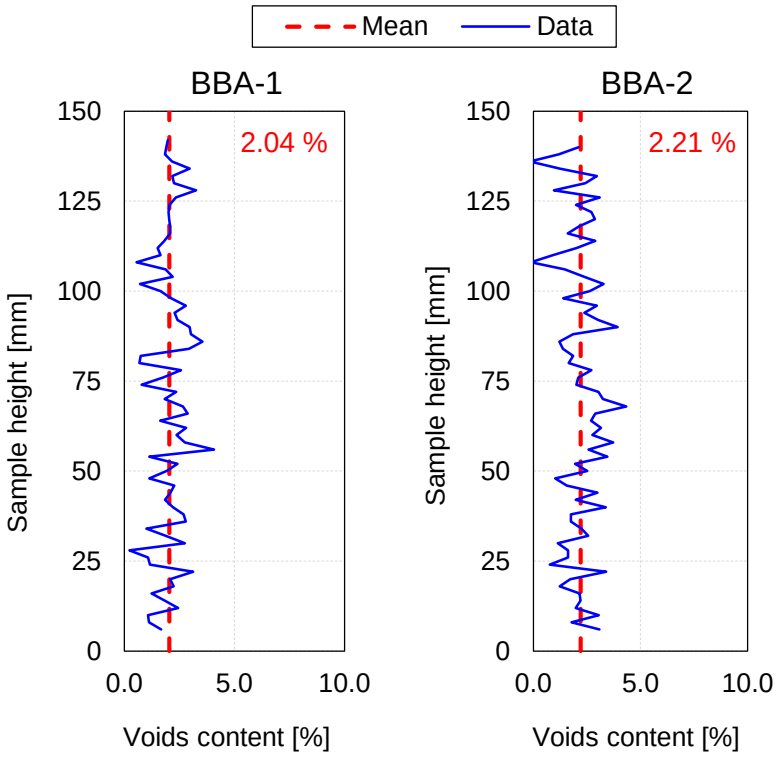


Figure B.1 – Résultats d'essai au banc gammadensimétrique sur les éprouvettes BBA-1 et BBA-2

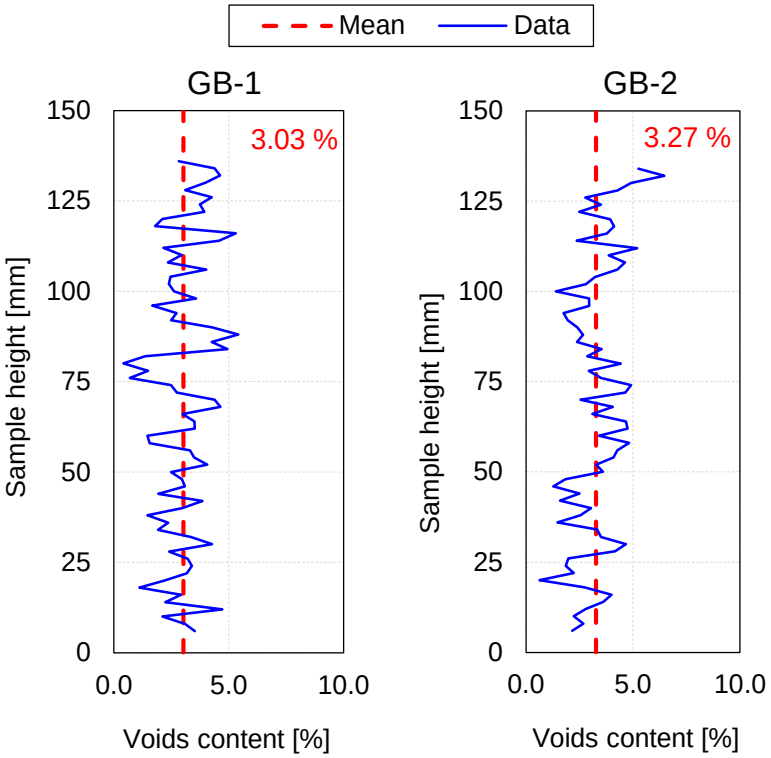
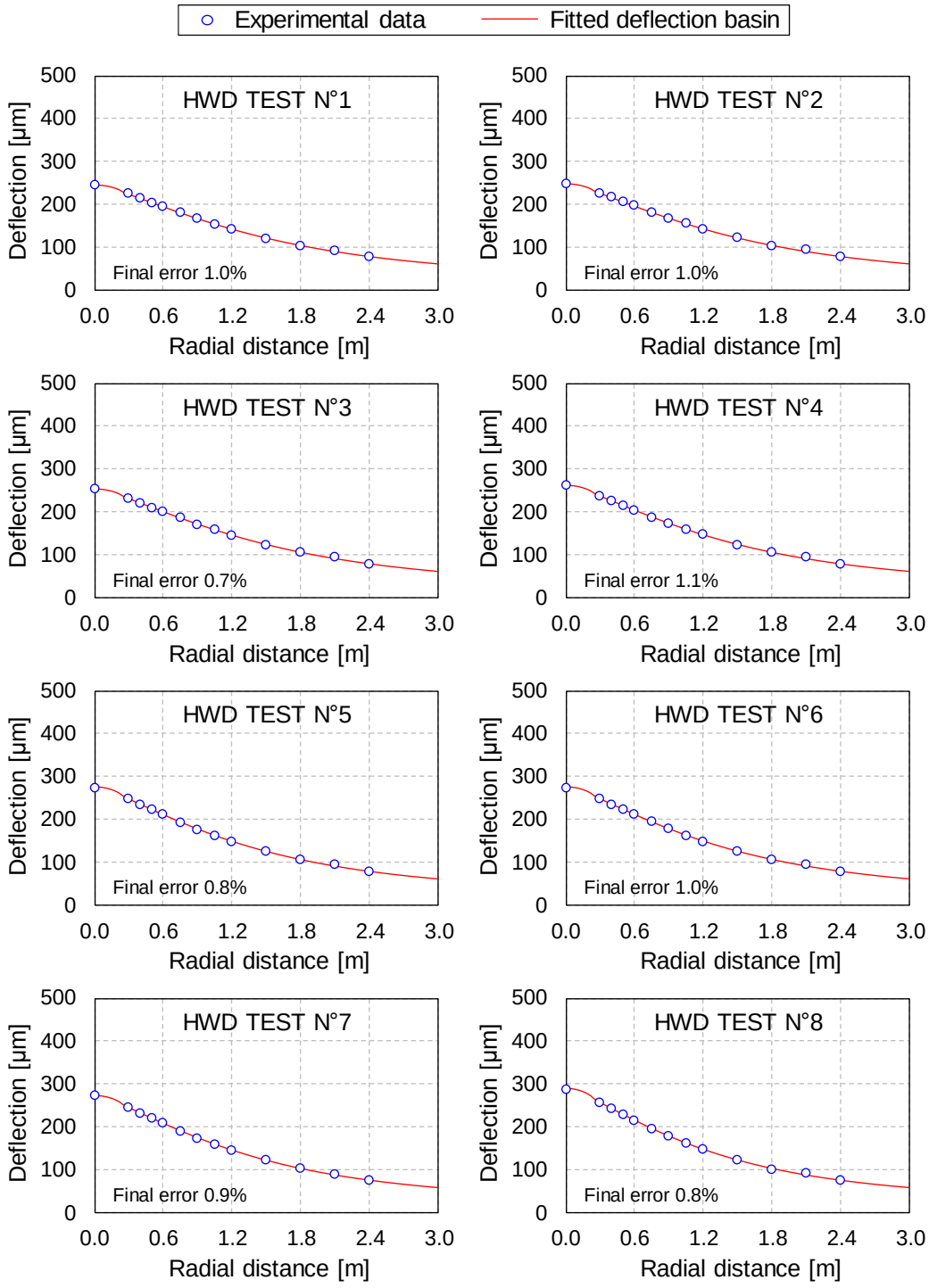


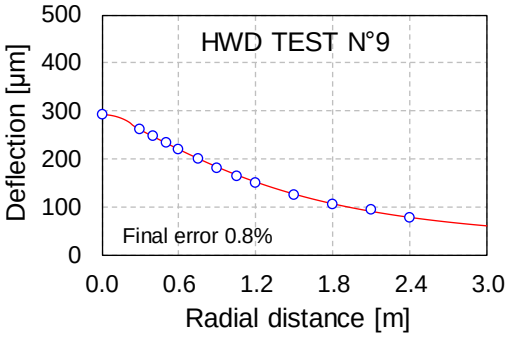
Figure B.2 – Résultats d'essai au banc gammadensimétrique sur les éprouvettes GB-1 et GB-2

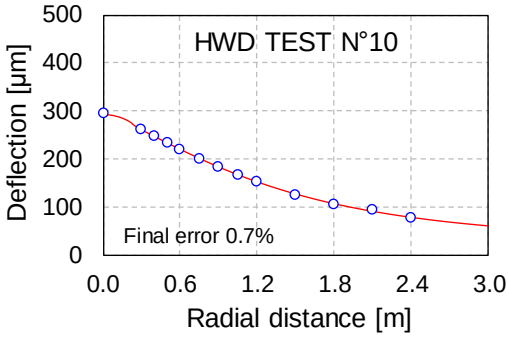
ANNEXE C : ANALYSES INVERSES DES ESSAIS HWD

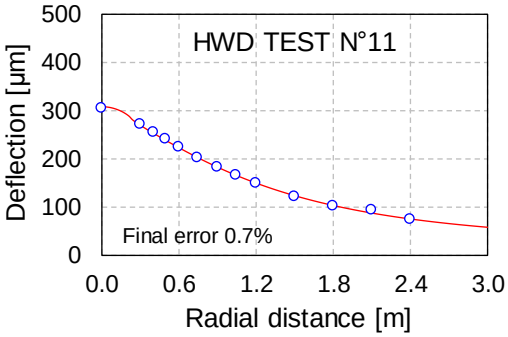
Analyse inverse élastostatique (EL-STAT)

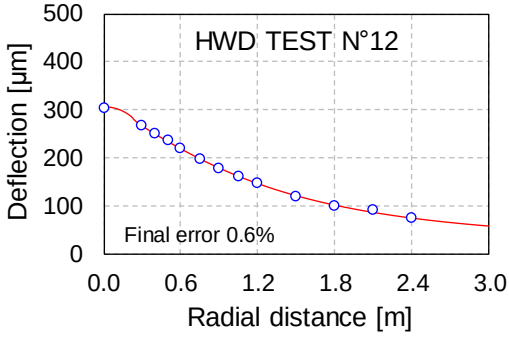
3 couches – EL-STAT (normalisé à 1 MPa)

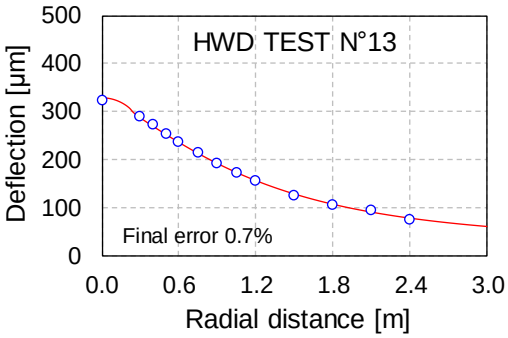


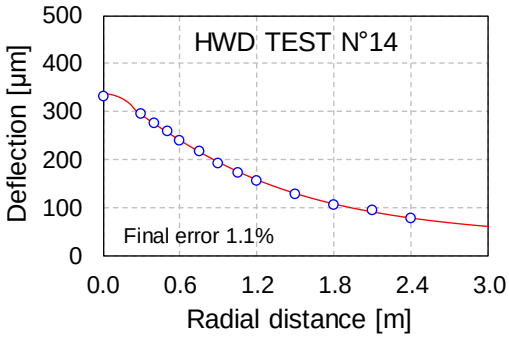

HWD TEST N°9
Deflection [µm]
Radial distance [m]
Final error 0.8%

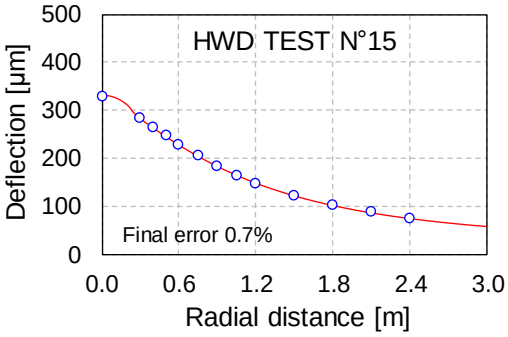

HWD TEST N°10
Deflection [µm]
Radial distance [m]
Final error 0.7%

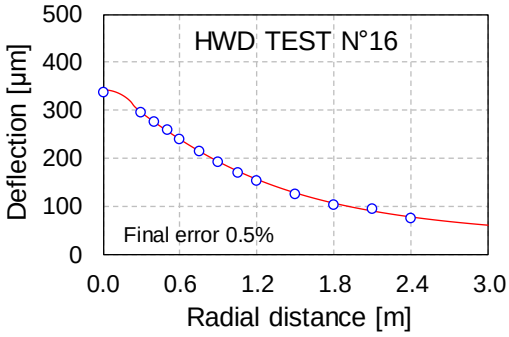

HWD TEST N°11
Deflection [µm]
Radial distance [m]
Final error 0.7%

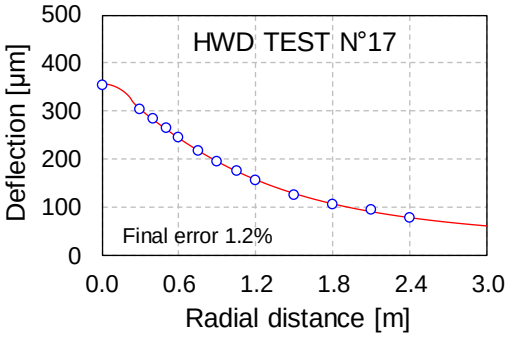

HWD TEST N°12
Deflection [µm]
Radial distance [m]
Final error 0.6%

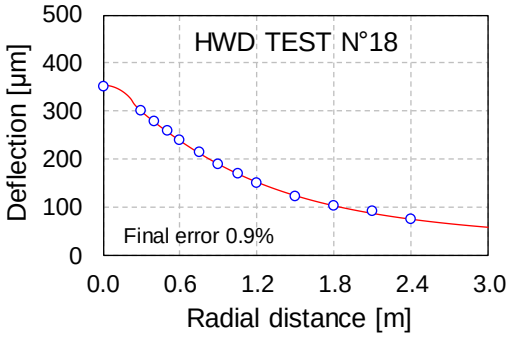

HWD TEST N°13
Deflection [µm]
Radial distance [m]
Final error 0.7%


HWD TEST N°14
Deflection [µm]
Radial distance [m]
Final error 1.1%


HWD TEST N°15
Deflection [µm]
Radial distance [m]
Final error 0.7%


HWD TEST N°16
Deflection [µm]
Radial distance [m]
Final error 0.5%


HWD TEST N°17
Deflection [µm]
Radial distance [m]
Final error 1.2%


HWD TEST N°18
Deflection [µm]
Radial distance [m]
Final error 0.9%

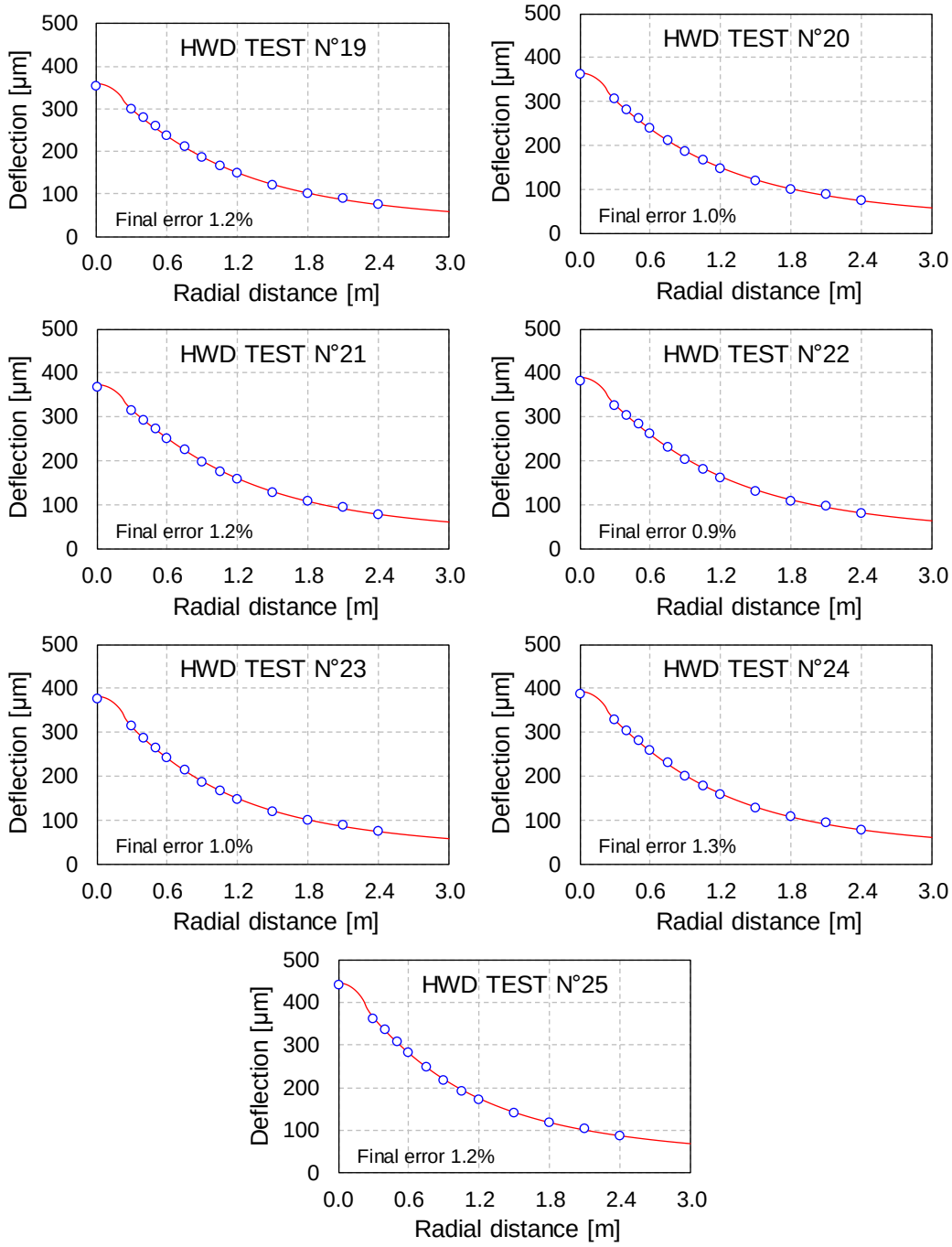
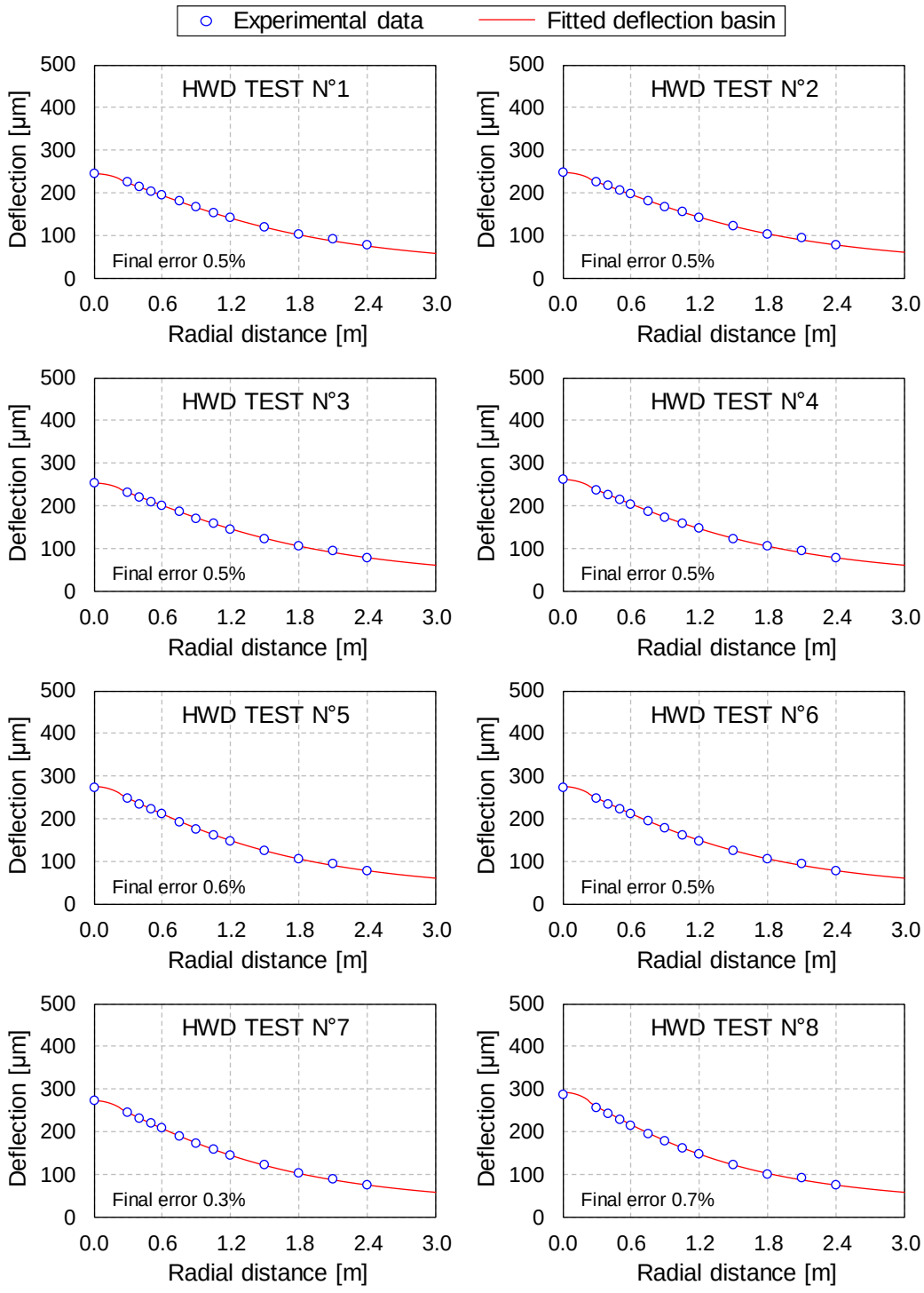
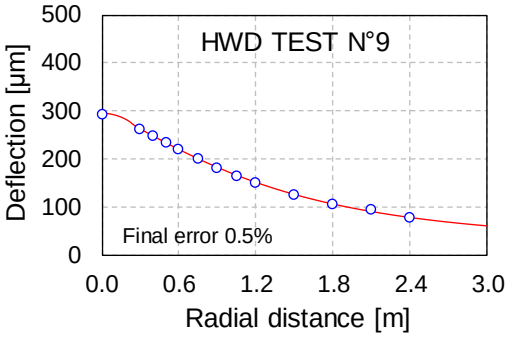
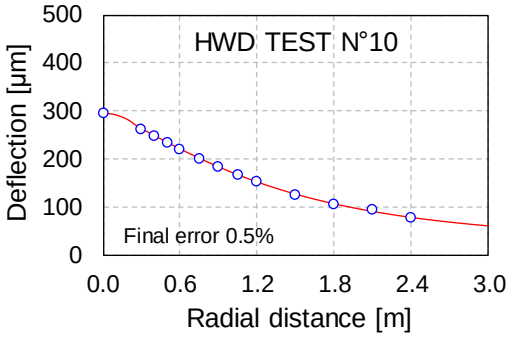


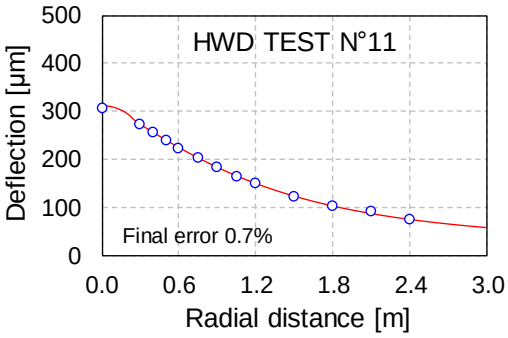
Figure C.1 – Analyse inverse EL-STAT-3 layers pour les 25 essais HWD réalisés sur la planche d'essais du STAC

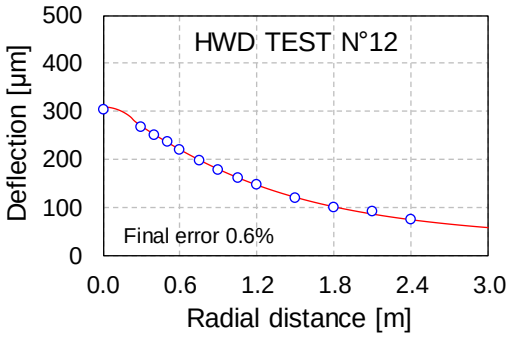
4 couches – EL-STAT (normalisé à 1 MPa)

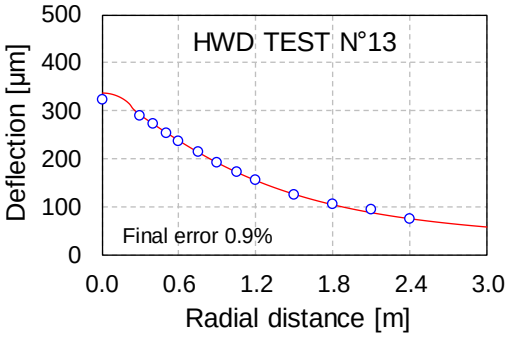


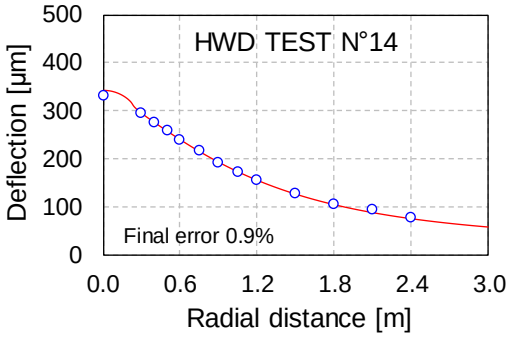

HWD TEST N°9
Deflection [µm]
500
400
300
200
100
0
Final error 0.5%
0.0
0.6
1.2
1.8
2.4
3.0
Radial distance [m]

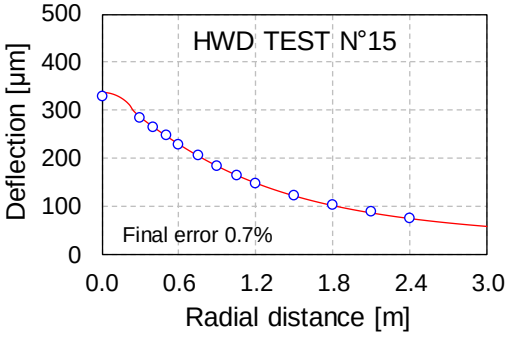

HWD TEST N°10
Deflection [µm]
500
400
300
200
100
0
Final error 0.5%
0.0
0.6
1.2
1.8
2.4
3.0
Radial distance [m]

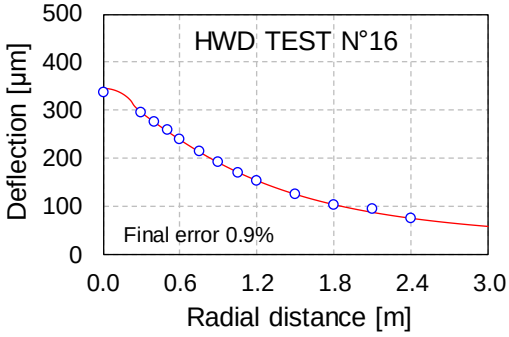

HWD TEST N°11
Deflection [µm]
500
400
300
200
100
0
Final error 0.7%
0.0
0.6
1.2
1.8
2.4
3.0
Radial distance [m]

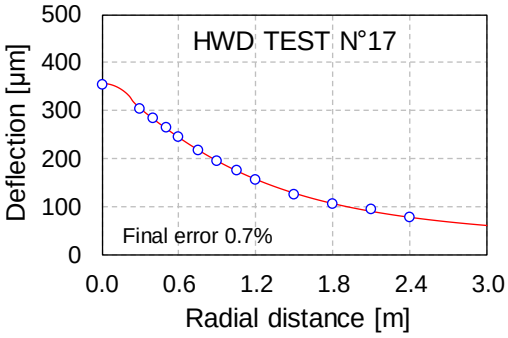

HWD TEST N°12
Deflection [µm]
500
400
300
200
100
0
Final error 0.6%
0.0
0.6
1.2
1.8
2.4
3.0
Radial distance [m]

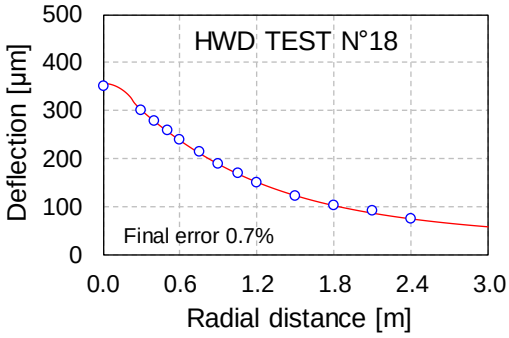

HWD TEST N°13
Deflection [µm]
500
400
300
200
100
0
Final error 0.9%
0.0
0.6
1.2
1.8
2.4
3.0
Radial distance [m]


HWD TEST N°14
Deflection [µm]
500
400
300
200
100
0
Final error 0.9%
0.0
0.6
1.2
1.8
2.4
3.0
Radial distance [m]


HWD TEST N°15
Deflection [µm]
500
400
300
200
100
0
Final error 0.7%
0.0
0.6
1.2
1.8
2.4
3.0
Radial distance [m]


HWD TEST N°16
Deflection [µm]
500
400
300
200
100
0
Final error 0.9%
0.0
0.6
1.2
1.8
2.4
3.0
Radial distance [m]


HWD TEST N°17
Deflection [µm]
500
400
300
200
100
0
Final error 0.7%
0.0
0.6
1.2
1.8
2.4
3.0
Radial distance [m]


HWD TEST N°18
Deflection [µm]
500
400
300
200
100
0
Final error 0.7%
0.0
0.6
1.2
1.8
2.4
3.0
Radial distance [m]

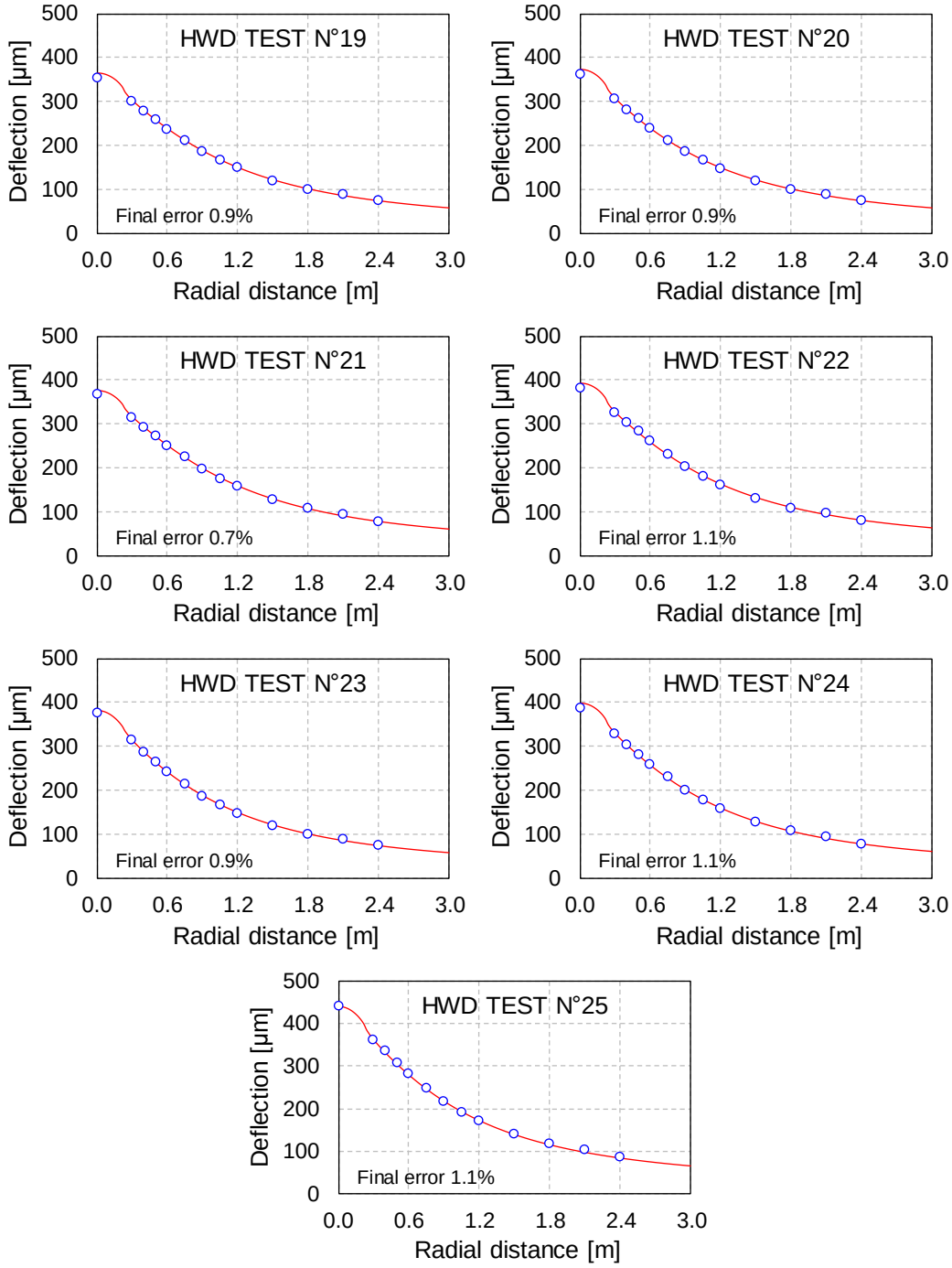


Figure C.2 – Analyse inverse EL-STAT-4 layers pour les 25 essais HWD réalisés sur la planche d'essais du STAC

Analyse inverse élastodynamique (EL-DYN)

3 couches - EL-DYN

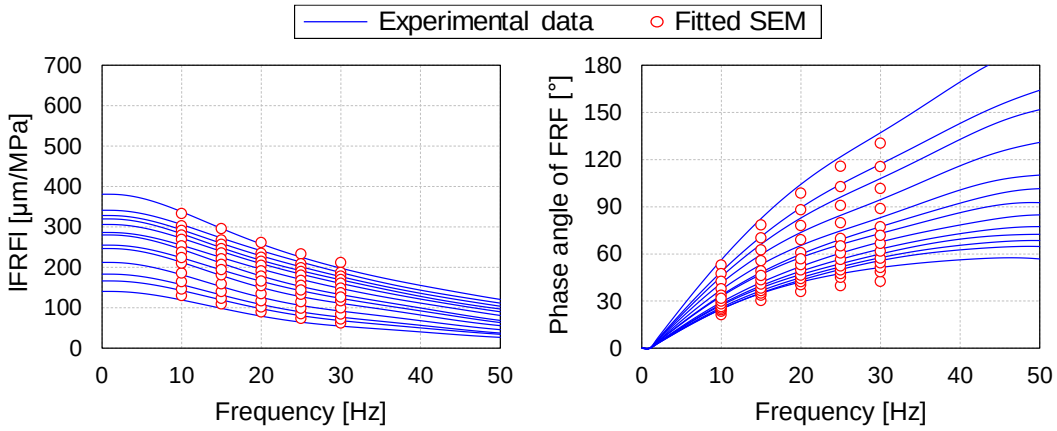


Figure C.3 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°1 – Final error 5.2%

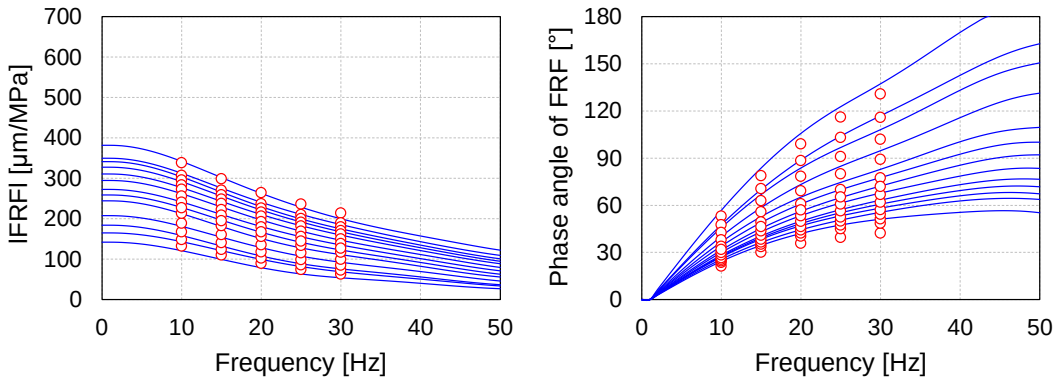


Figure C.4 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°2 – Final error 5.5%

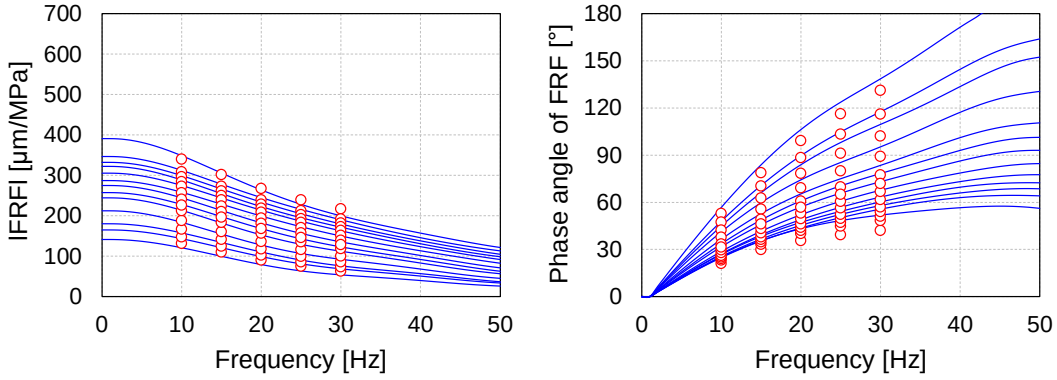


Figure C.5 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°3 – Final error 5.5%

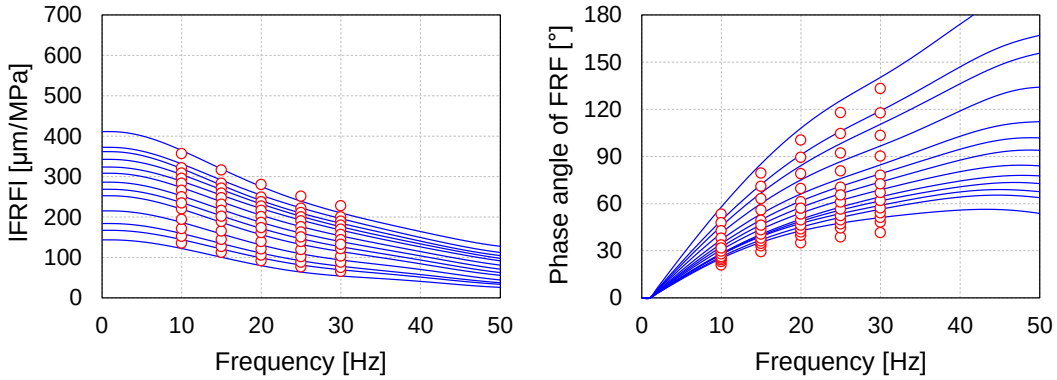


Figure C.6 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°4 – Final error 6.7%

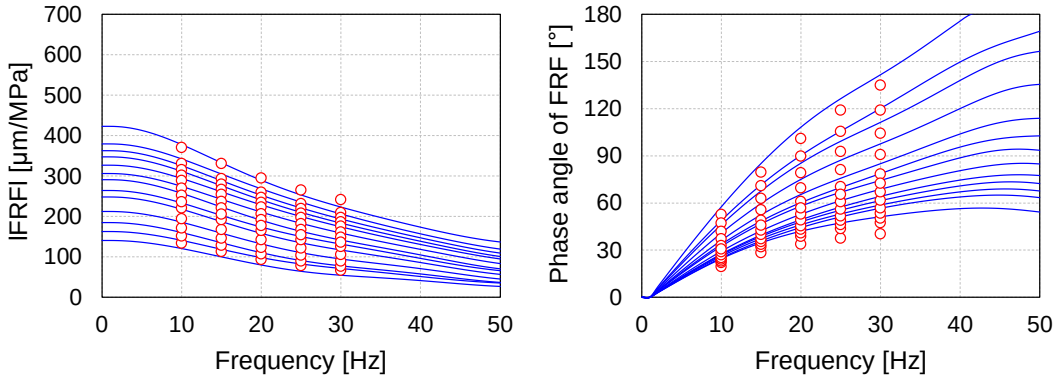


Figure C.7 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°5 – Final error 7.2%

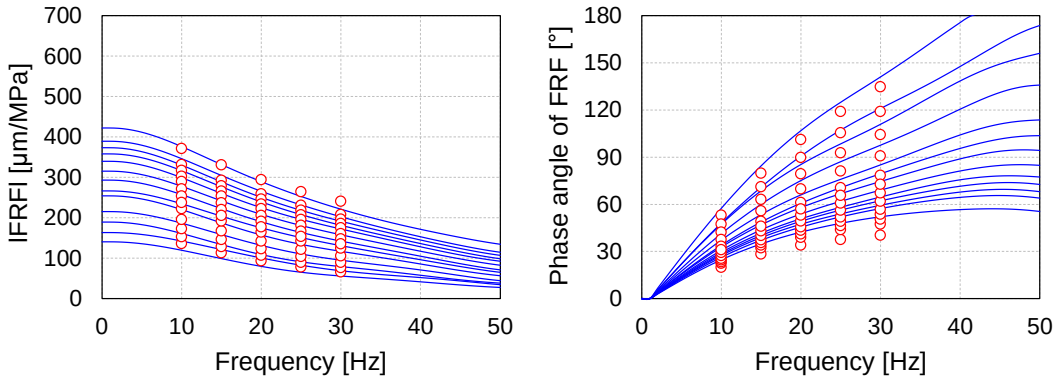


Figure C.8 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°6 – Final error 7.5%

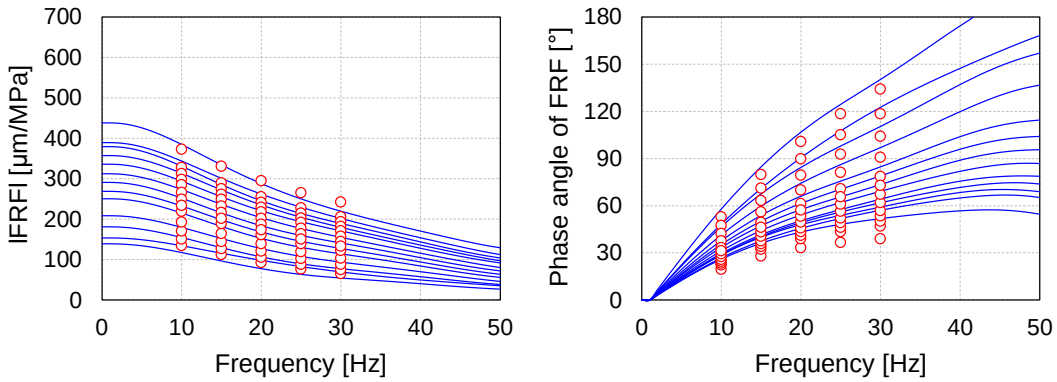


Figure C.9 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°7 – Final error 8.0%

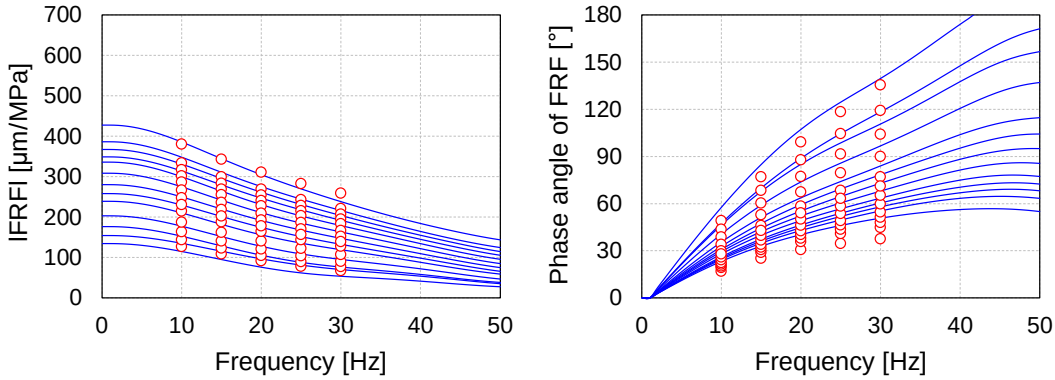


Figure C.10 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°8 – Final error 9.2%

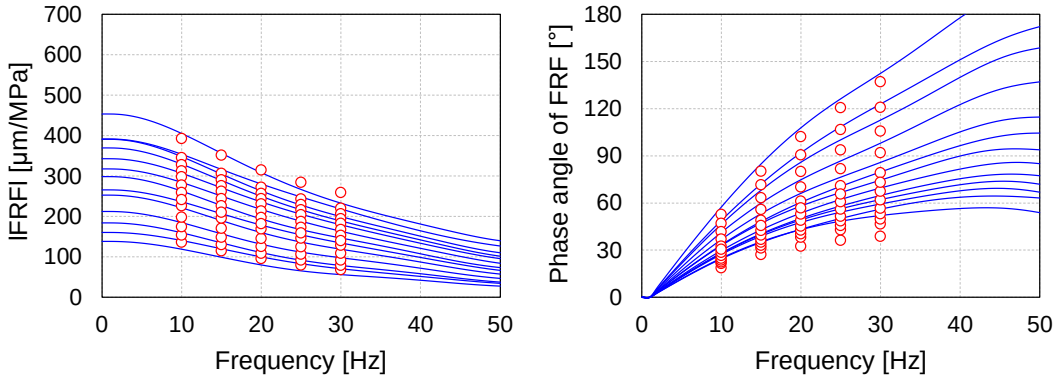


Figure C.11 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°9 – Final error 8.3%

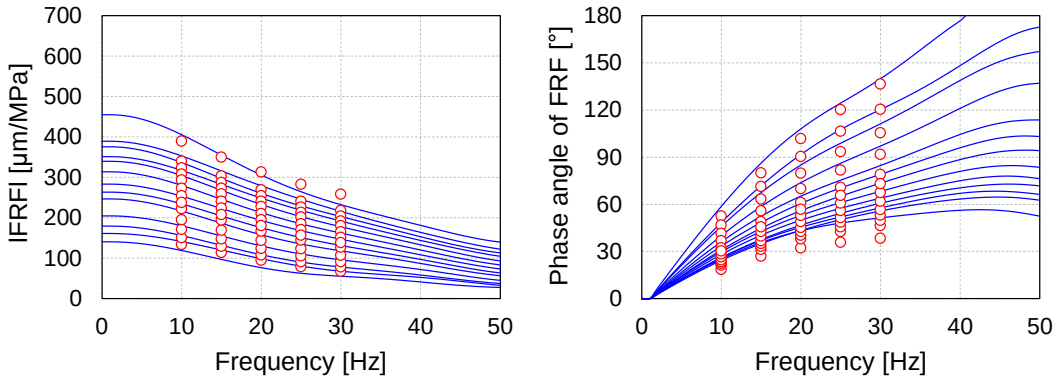


Figure C.12 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°10 – Final error 7.8%

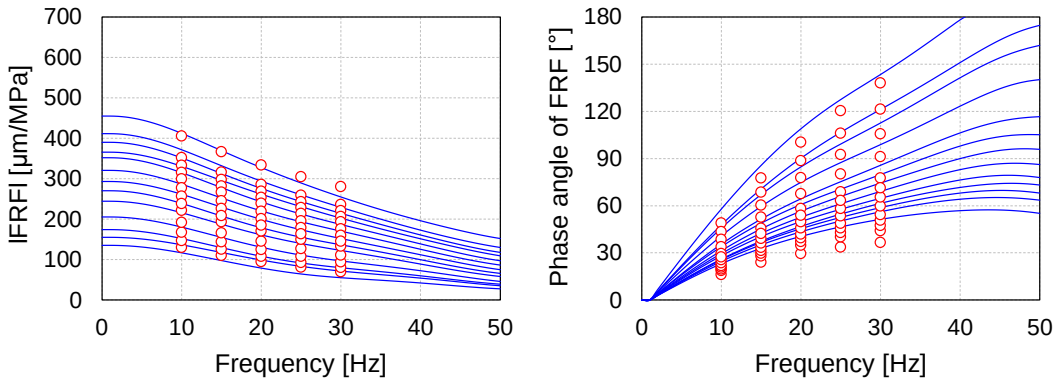


Figure C.13 - EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°11 – Final error 10.5%

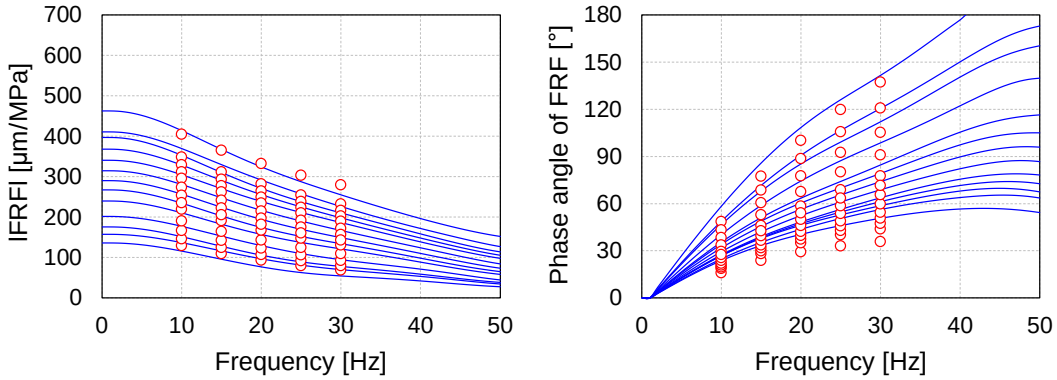


Figure C.14 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°12 – Final error 10.6%

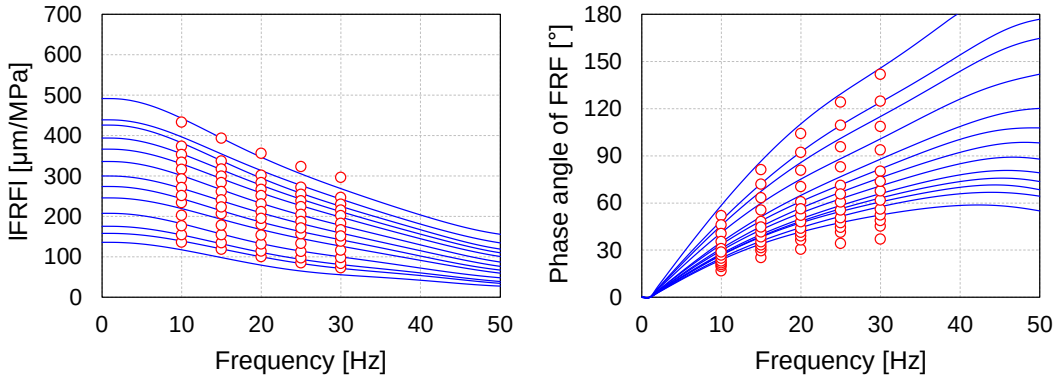


Figure C.15 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°13 – Final error 10.3%

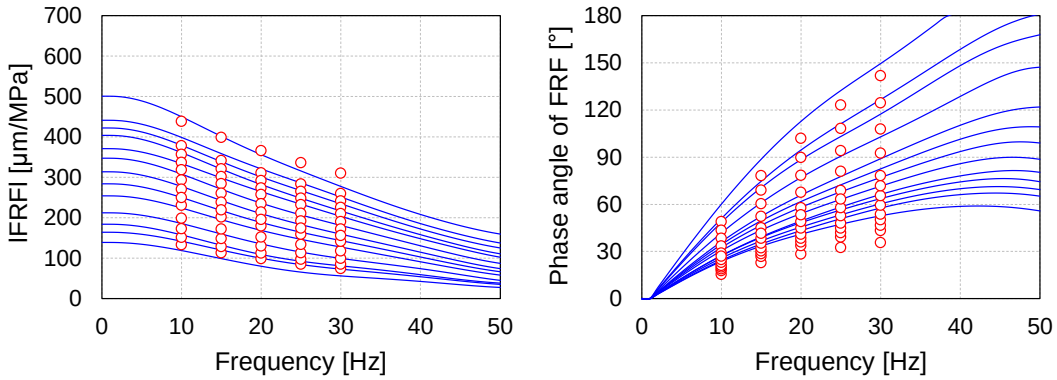


Figure C.16 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°14 – Final error 12.7%

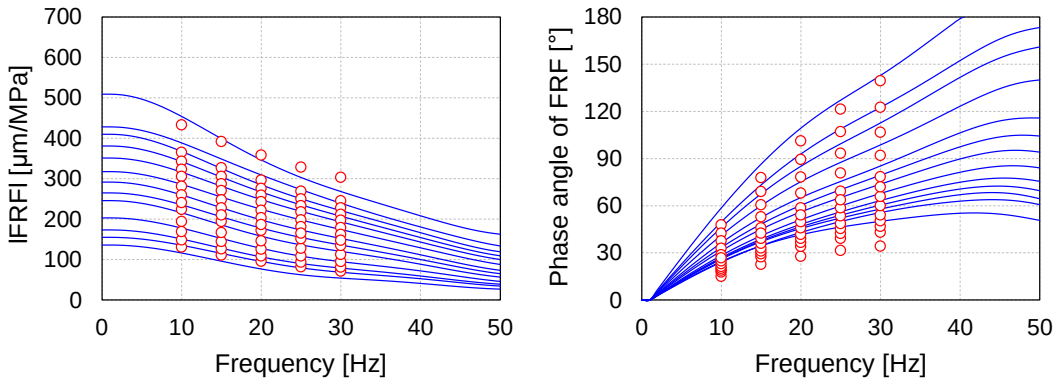


Figure C.17 - EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°15 – Final error 11.6%

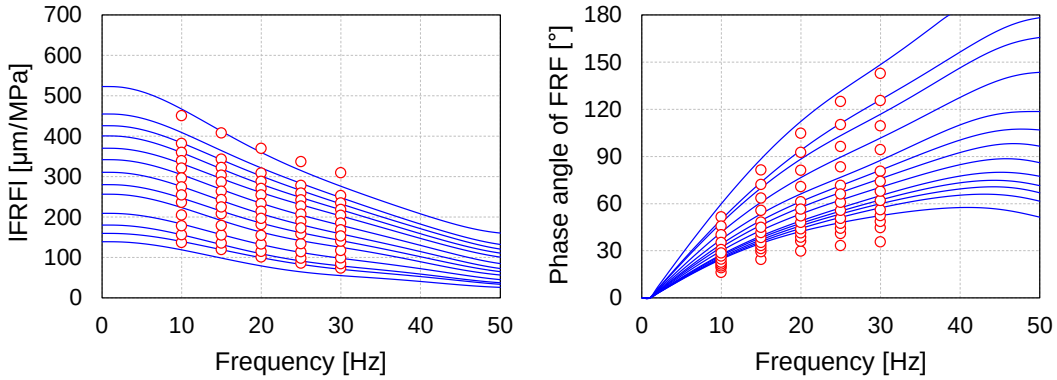


Figure C.18 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°16 – Final error 11.1%

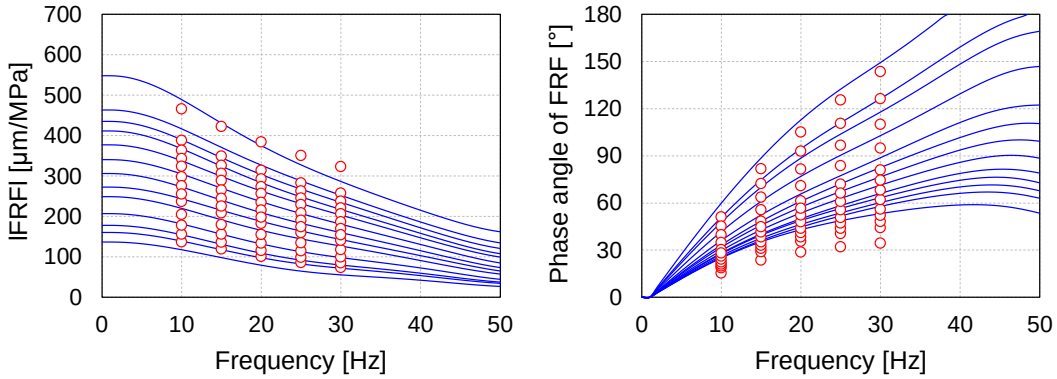


Figure C.19 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°17 – Final error 11.7%

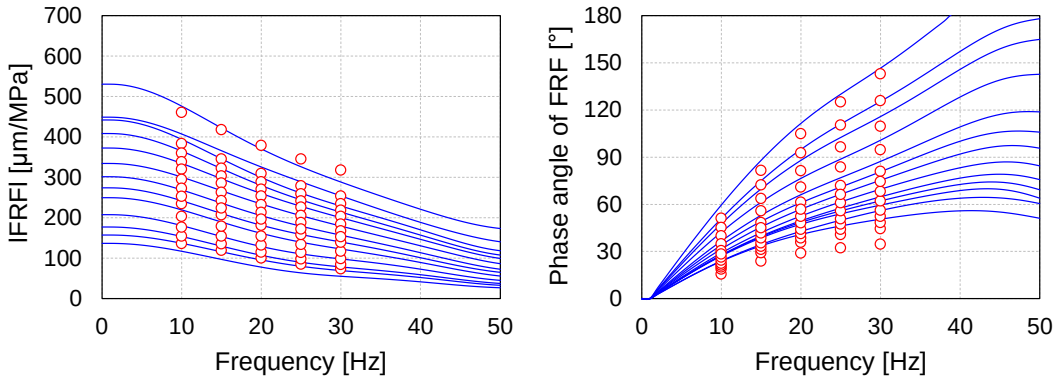


Figure C.20 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°18 – Final error 11.4%

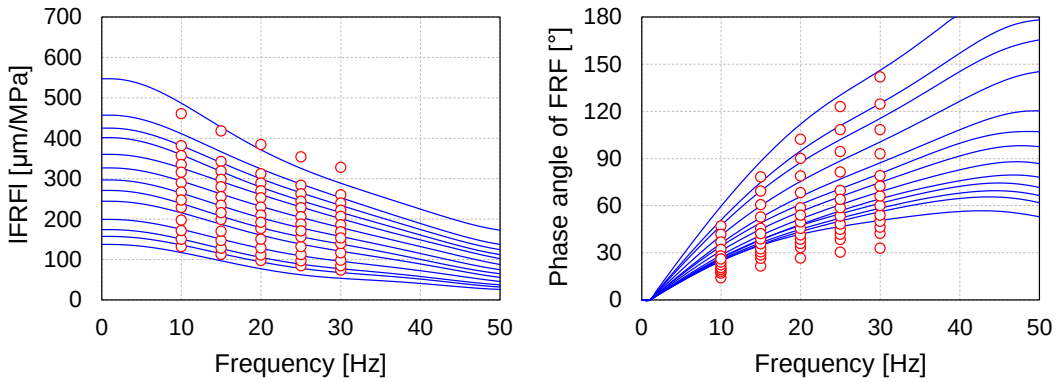


Figure C.21 - EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°19 – Final error 13.3%

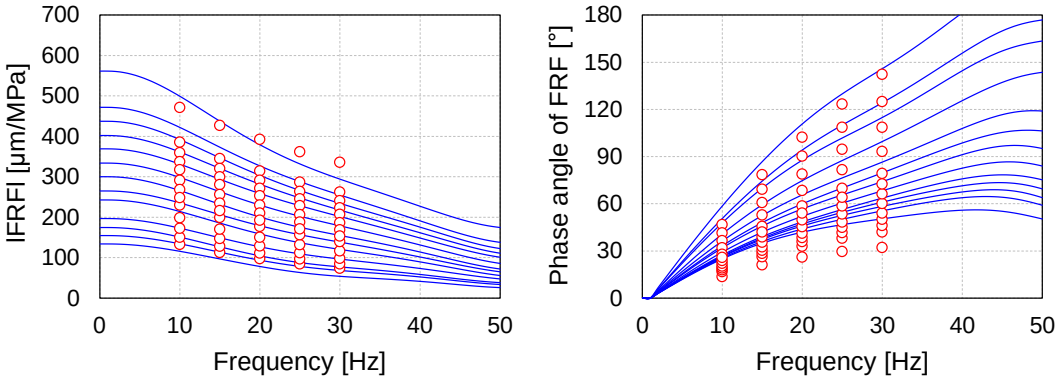


Figure C.22 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°20 – Final error 13.5%

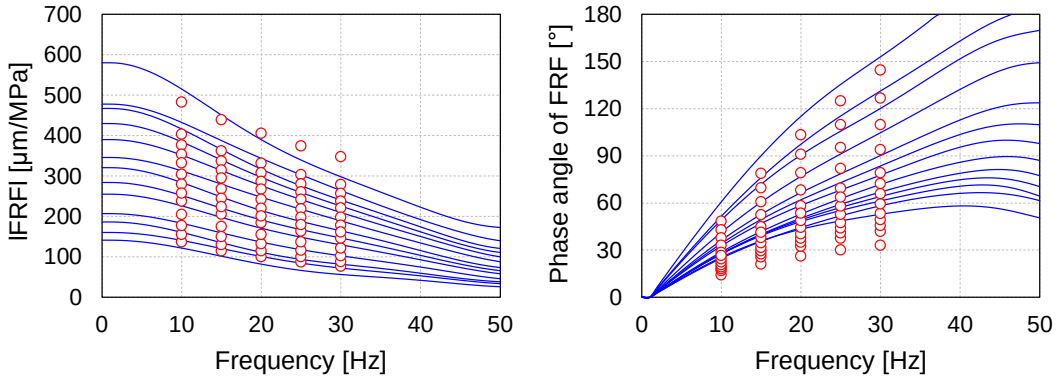


Figure C.23 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°21 – Final error 14.4%

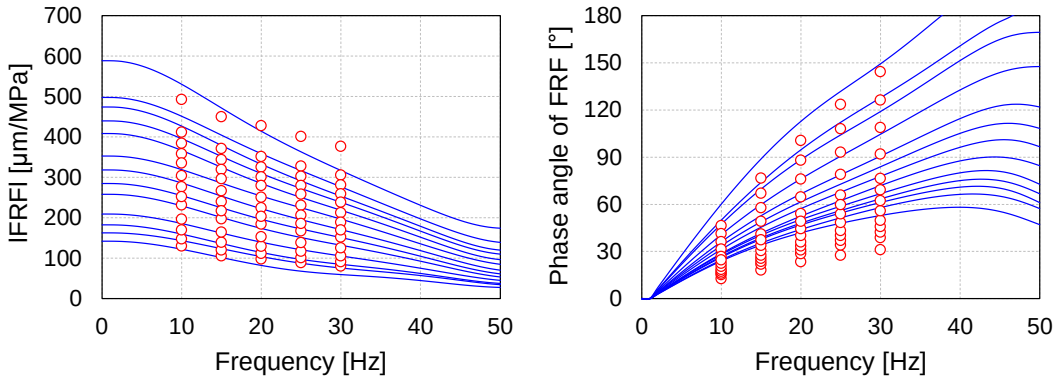


Figure C.24 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°22 – Final error 16.3%

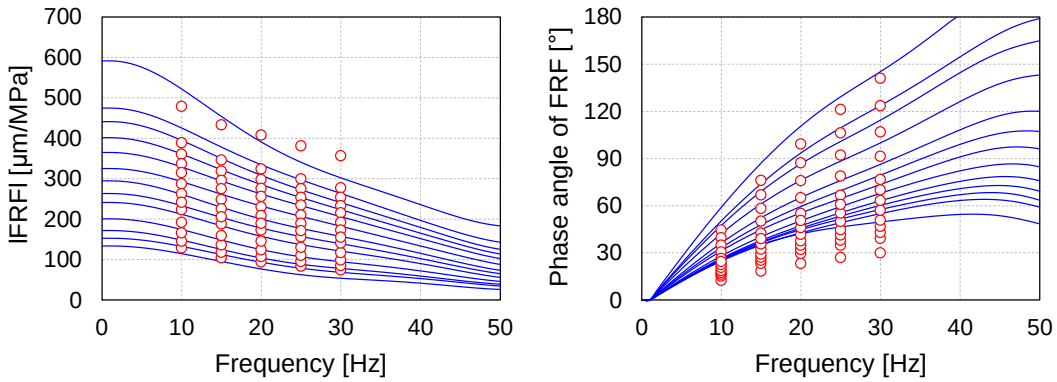


Figure C.25 - EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°23 – Final error 15.4%

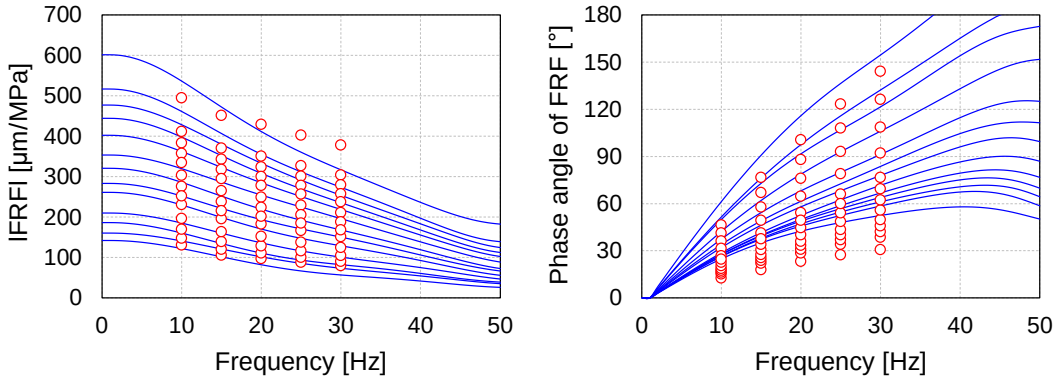


Figure C.26 – EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°24 – Final error 17.4%

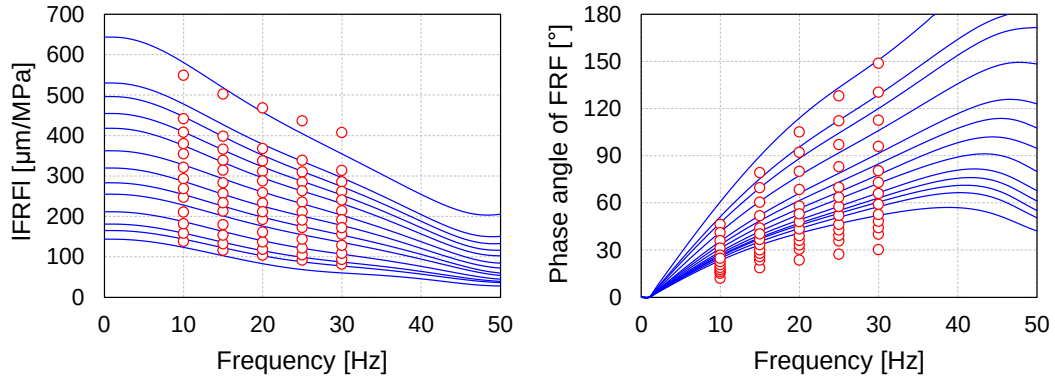


Figure C.27 - EL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°25 – Final error 15.0%

4 couches - EL-DYN

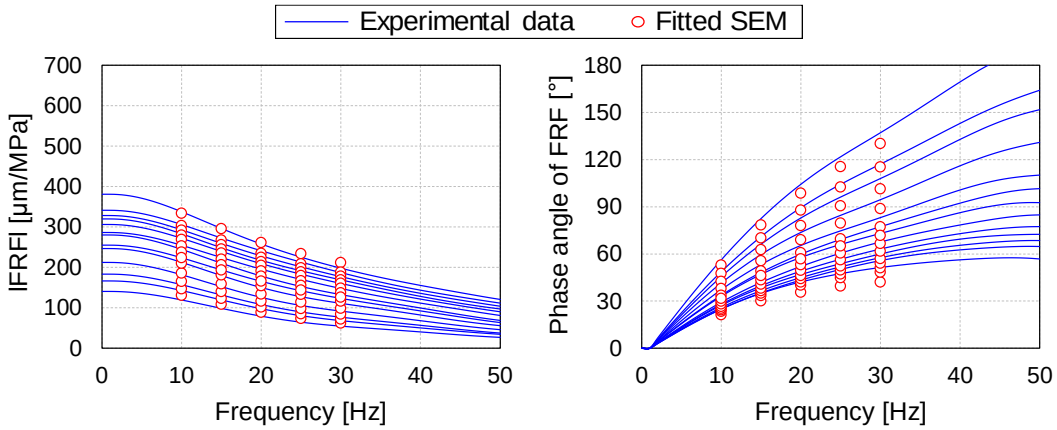


Figure C.28 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°1 – Final error 5.2%

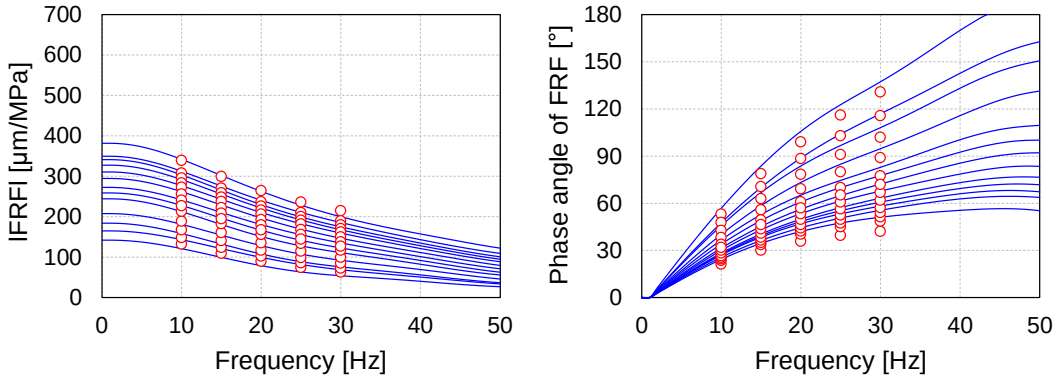


Figure C.29 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°2 – Final error 5.5%

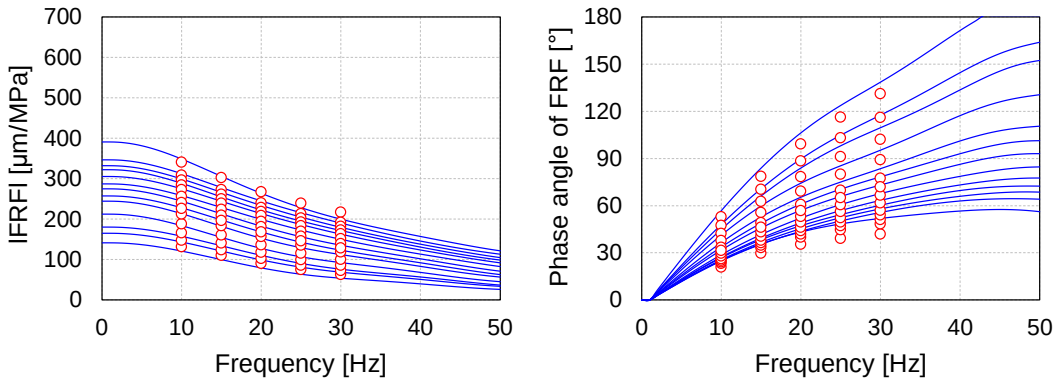


Figure C.30 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°3 – Final error 5.6%

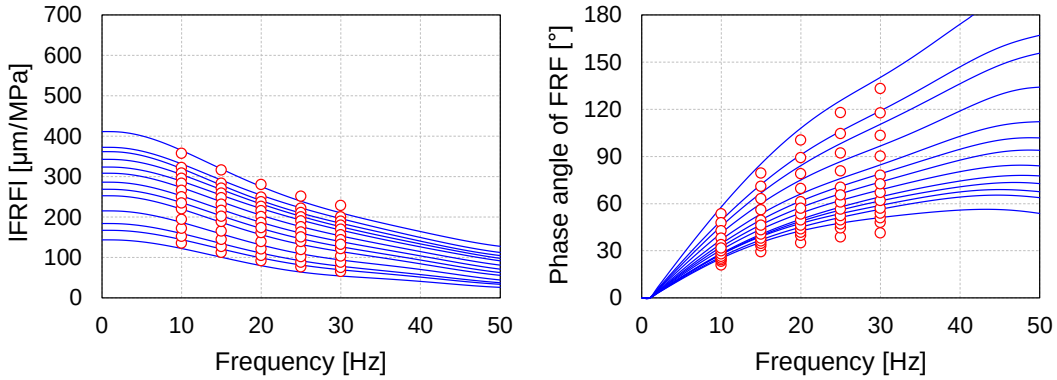


Figure C.31 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°4 – Final error 6.7%

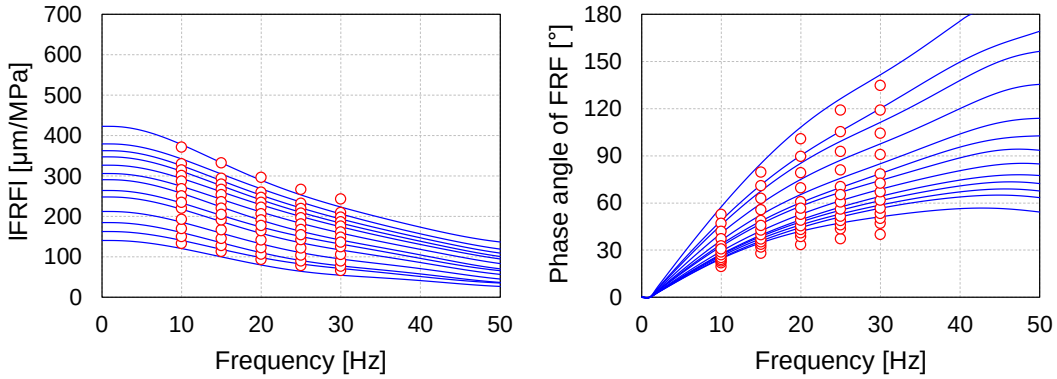


Figure C.32 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°5 – Final error 7.3%

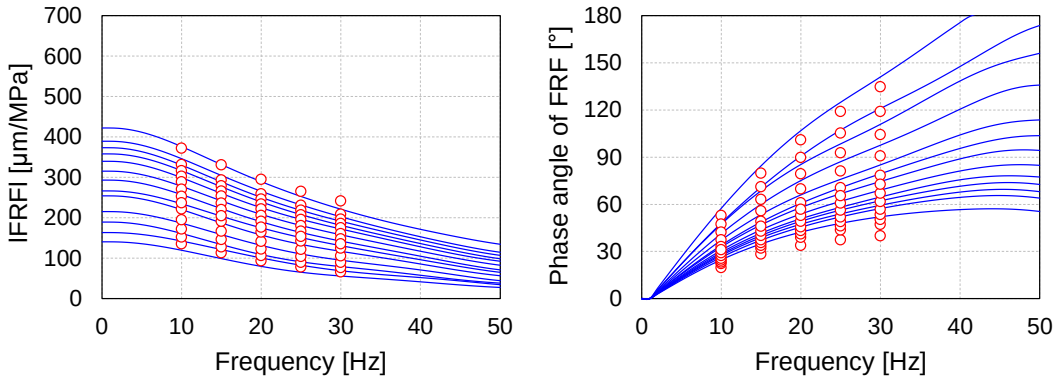


Figure C.33 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°6 – Final error 7.6%

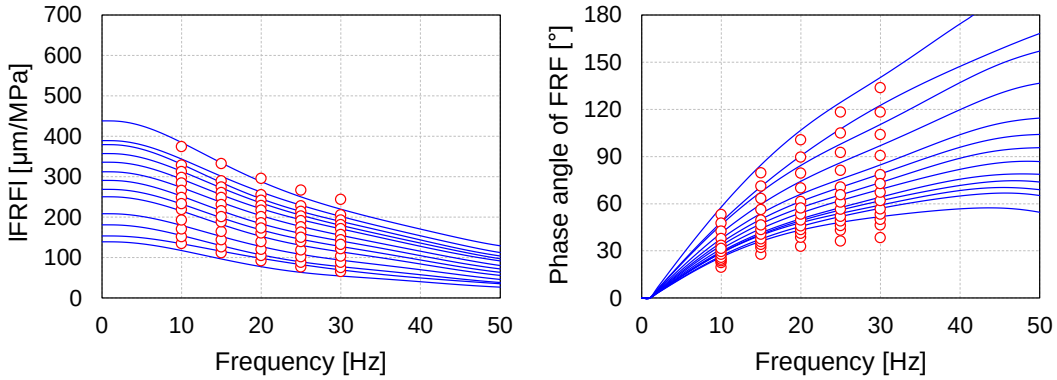


Figure C.34 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°7 – Final error 8.0%

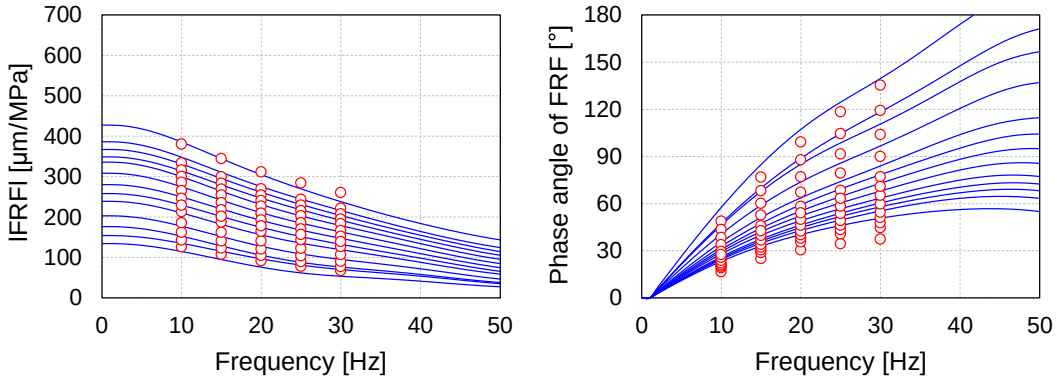


Figure C.35 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°8 – Final error 9.4%

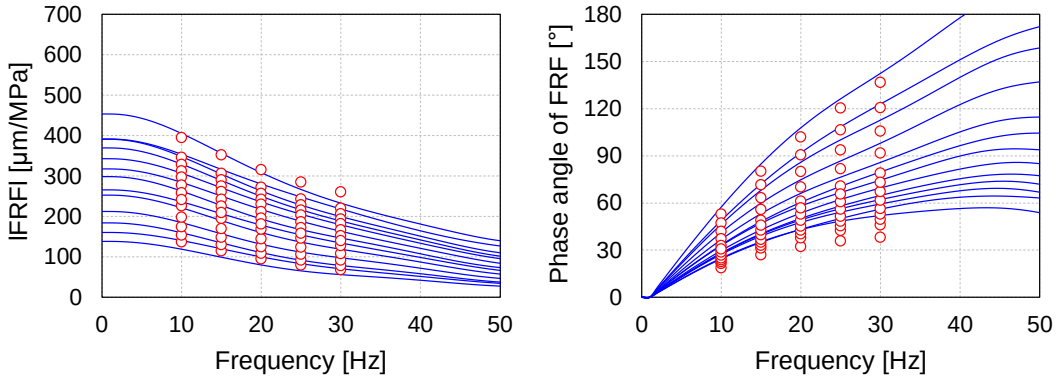


Figure C.36 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°9 – Final error 8.3%

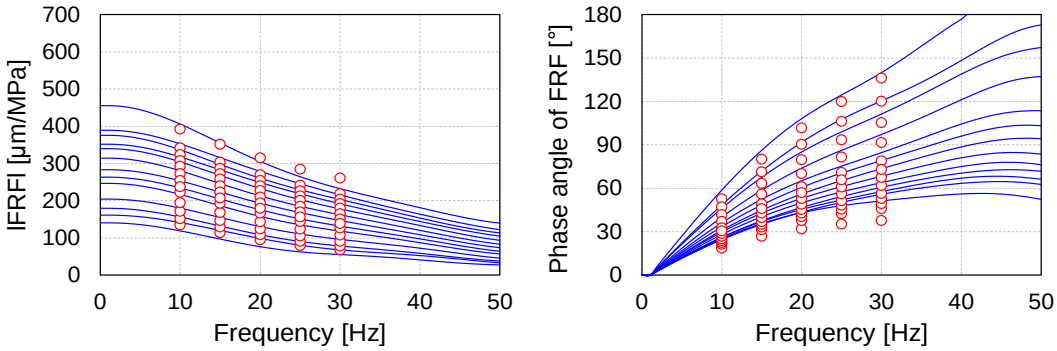


Figure C.37 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°10 – Final error 7.8%

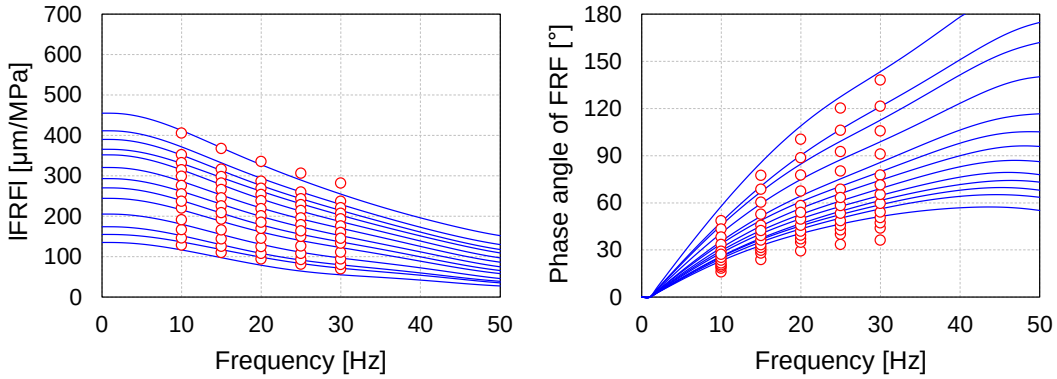


Figure C.38 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°11 – Final error 10.6%

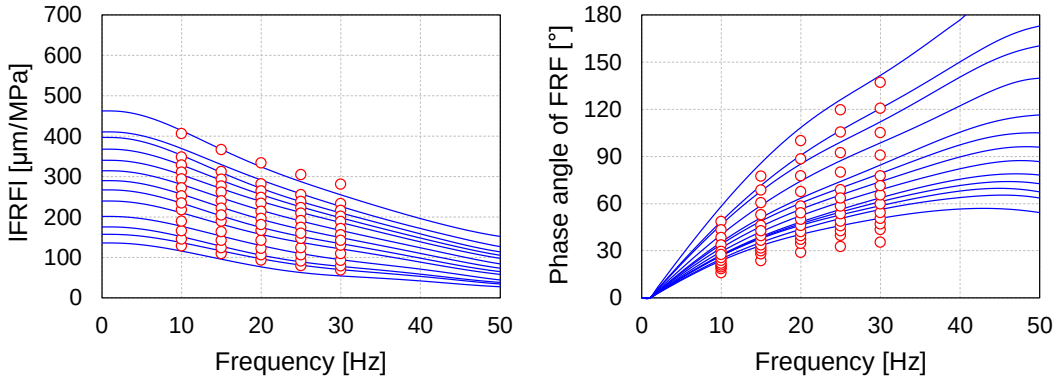


Figure C.39 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°12 – Final error 10.6%

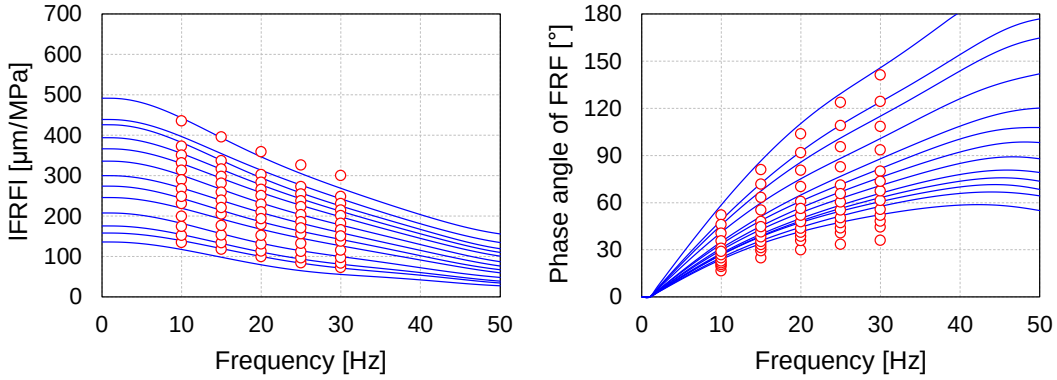


Figure C.40 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°13 – Final error 10.3%

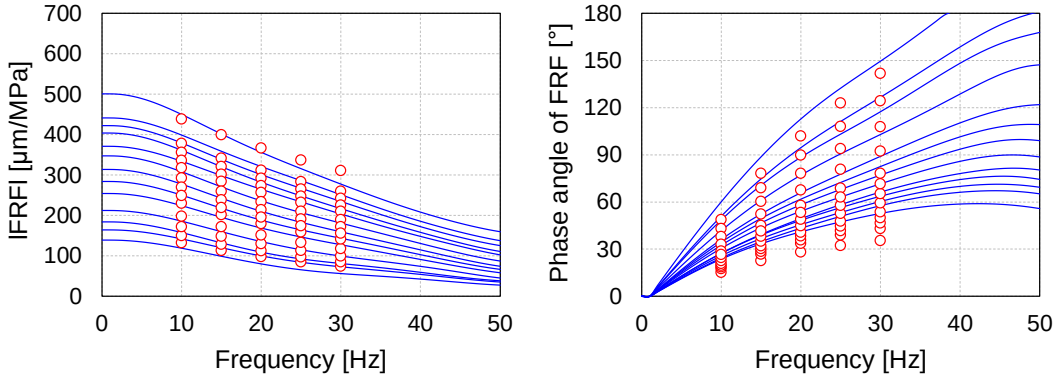


Figure C.41 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°14 – Final error 12.8%

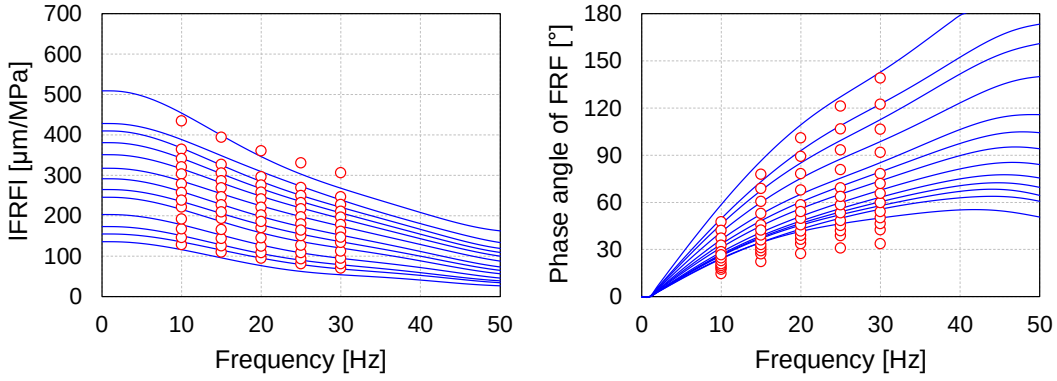


Figure C.42 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°15 – Final error 11.7%

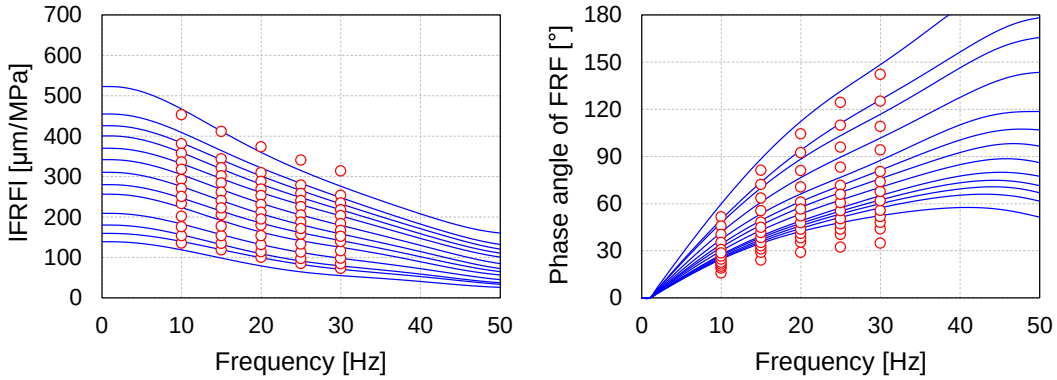


Figure C.43 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°16 – Final error 11.2%

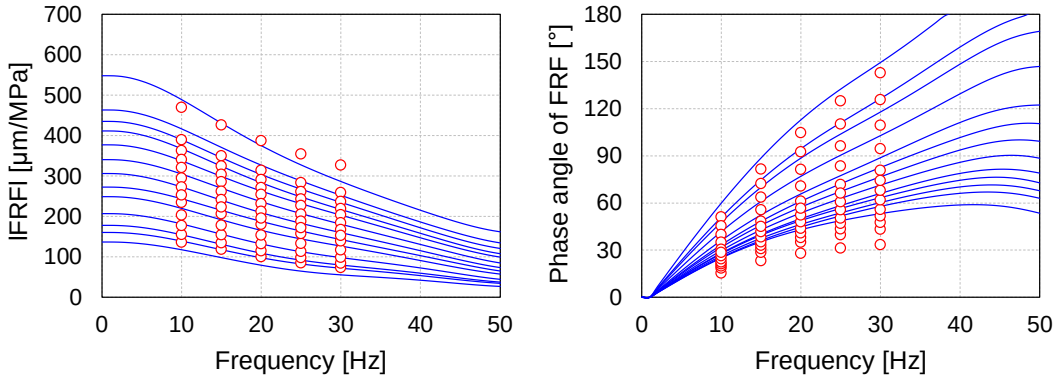


Figure C.44 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°17 – Final error 11.6%

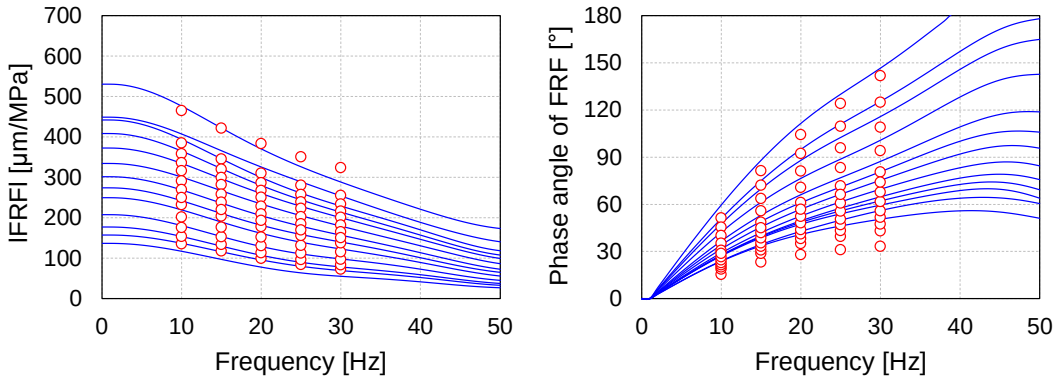


Figure C.45 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°18 – Final error 11.4%

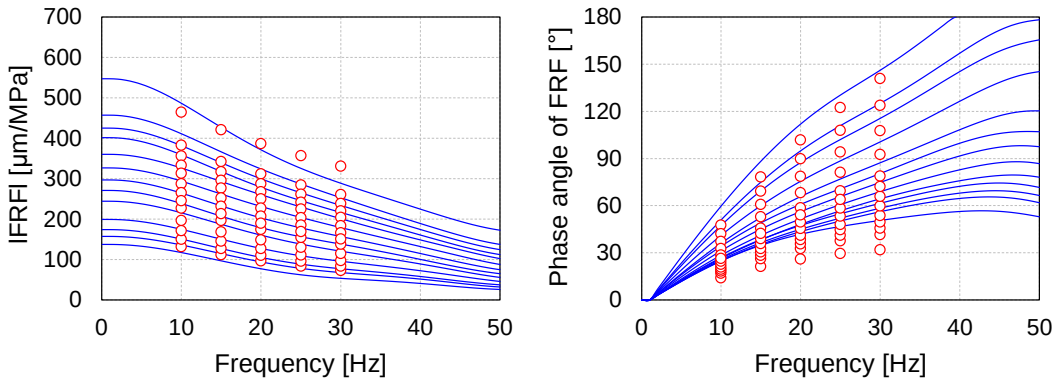


Figure C.46 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°19 – Final error 13.1%

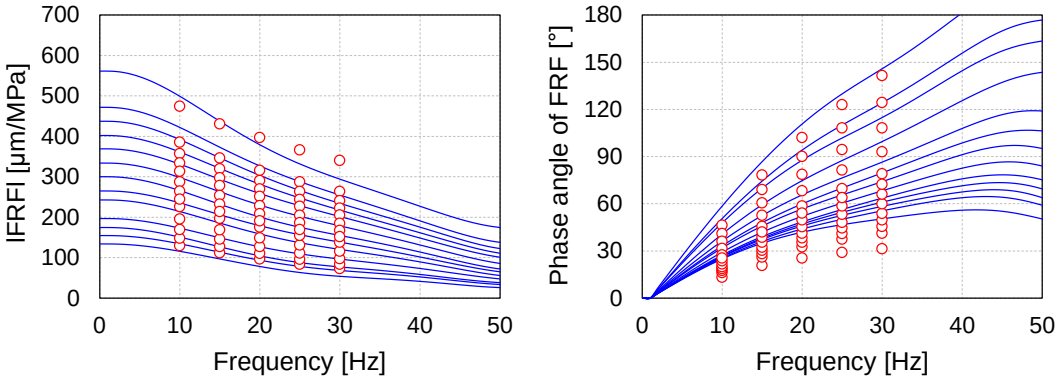


Figure C.47 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°20 – Final error 13.6%

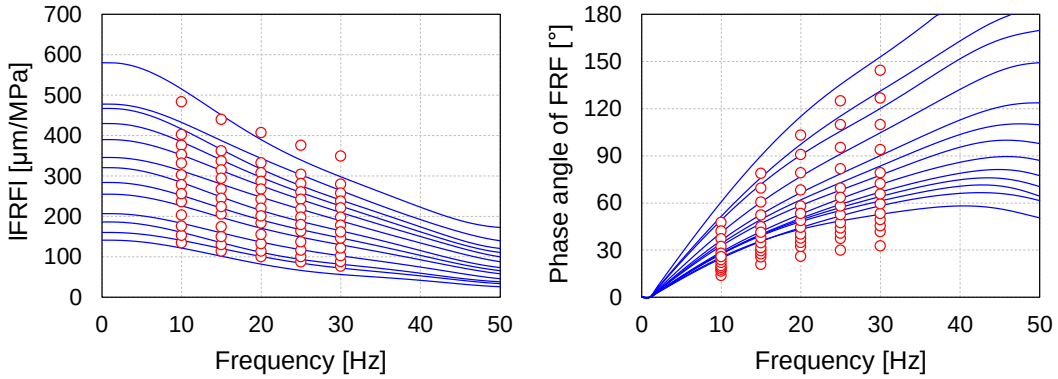


Figure C.48 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°21 – Final error 14.6%

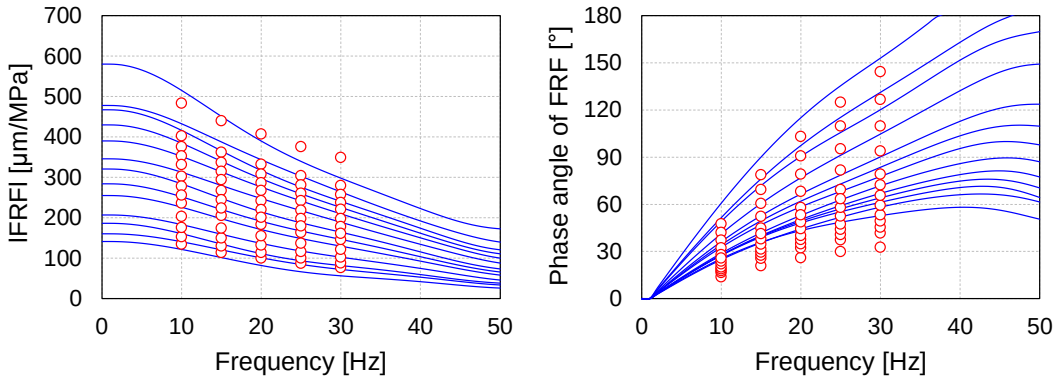


Figure C.49 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°21 – Final error 14.6%

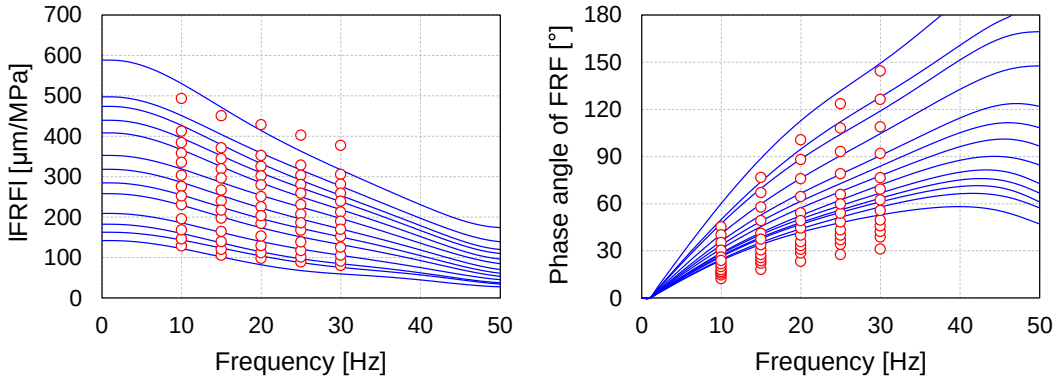


Figure C.50 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°22 – Final error 16.6%

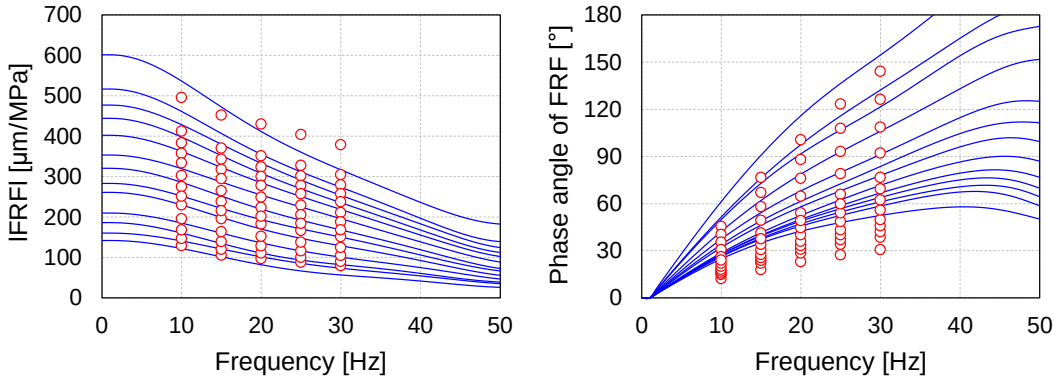


Figure C.51 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°24 – Final error 17.5%

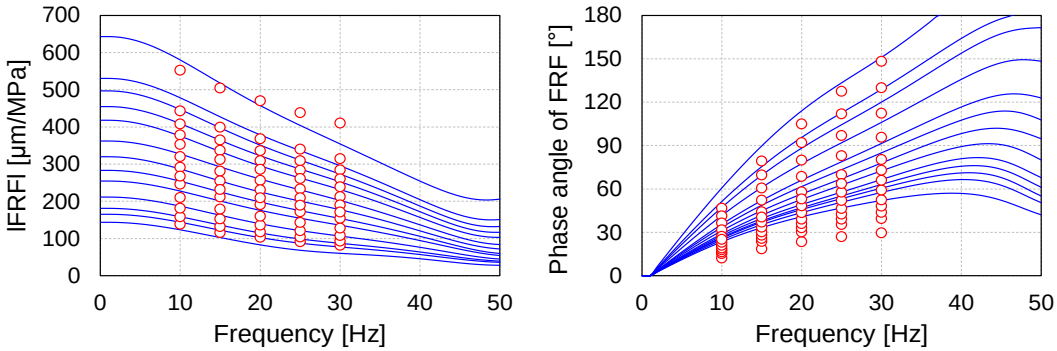


Figure C.52 – EL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°25 – Final error 14.9%

Analyse inverse viscoélastique dynamique (VEL-DYN)

3 couches - VEL-DYN

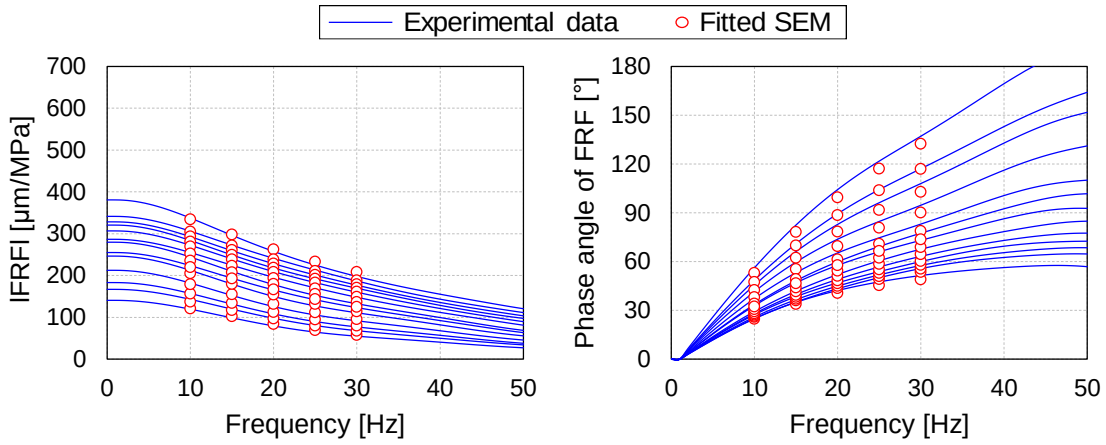


Figure C.53 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°1 – Final error 2.0%

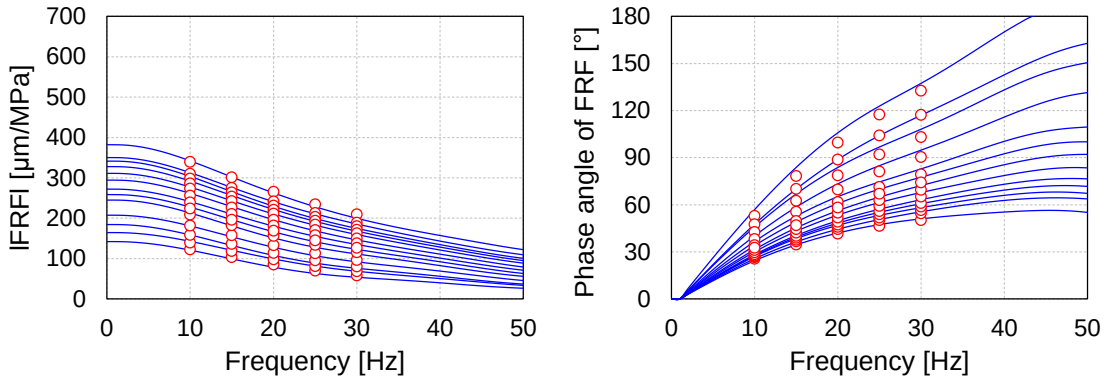


Figure C.54 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°2 – Final error 1.8%

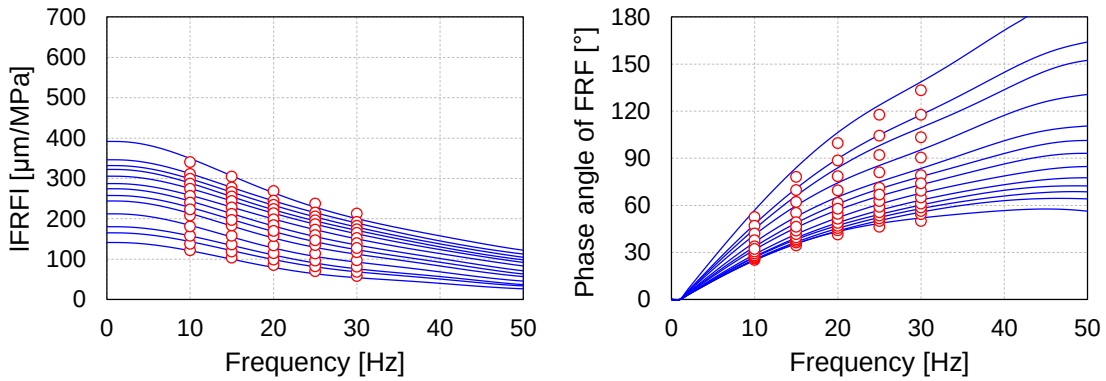


Figure C.55 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°3 – Final error 2.2%

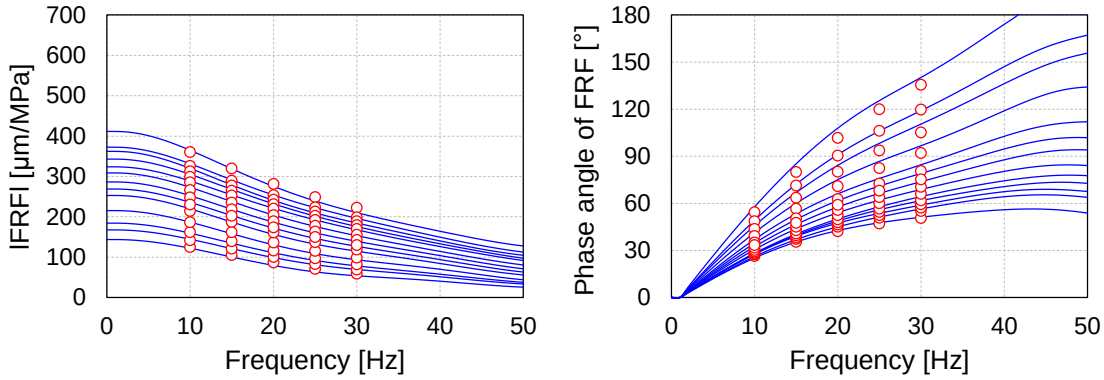


Figure C.56 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°4 – Final error 1.8%

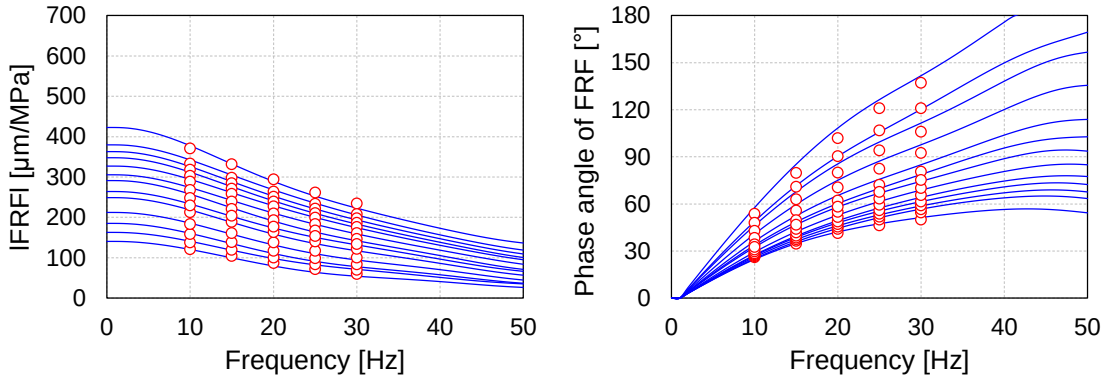


Figure C.57 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°5 – Final error 2.3%

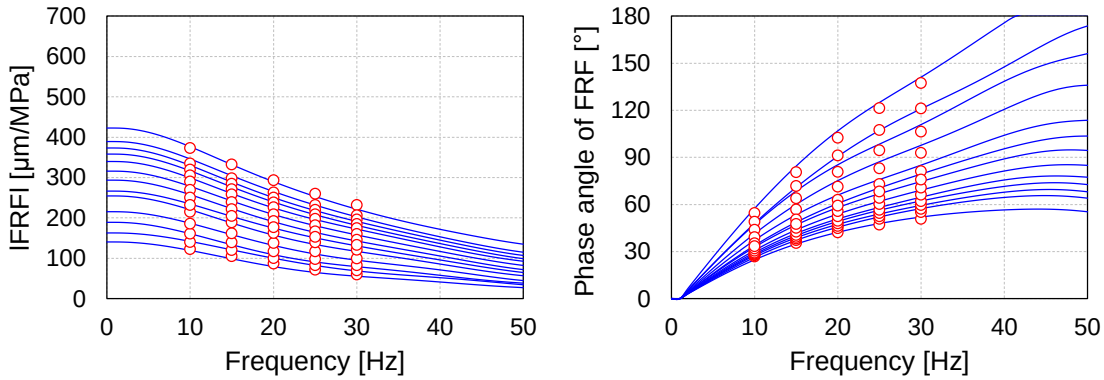


Figure C.58 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°6 – Final error 2.0%

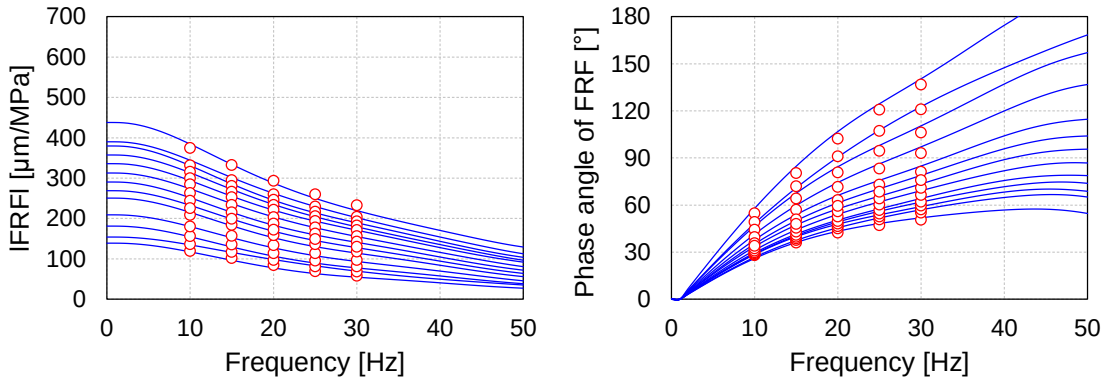


Figure C.59 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°7 – Final error 2.0%

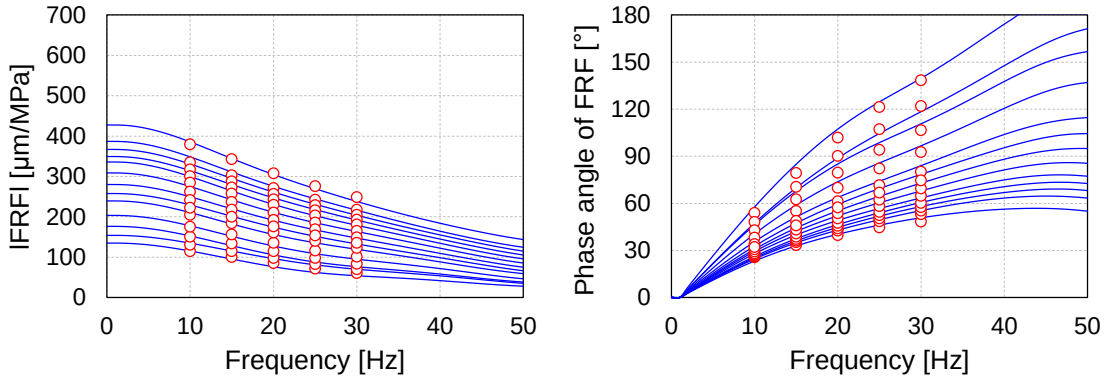


Figure C.60 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°8 – Final error 2.6%

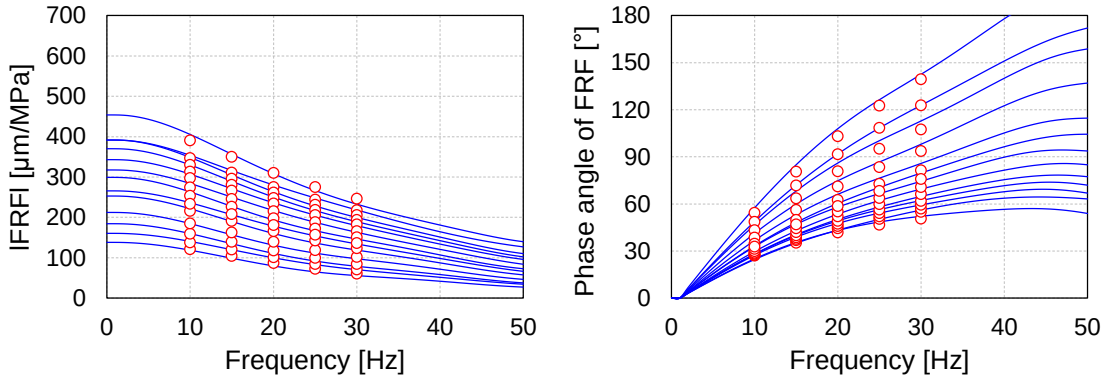


Figure C.61 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°9 – Final error 2.4%

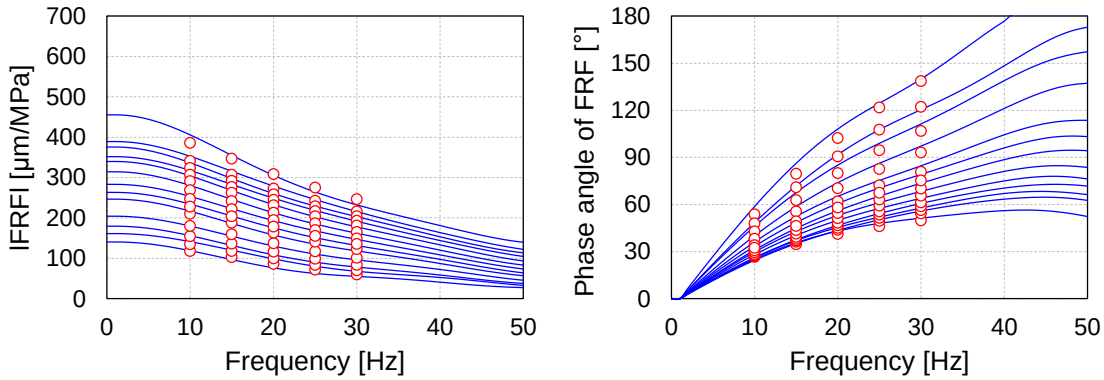


Figure C.62 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°10 – Final error 2.5%

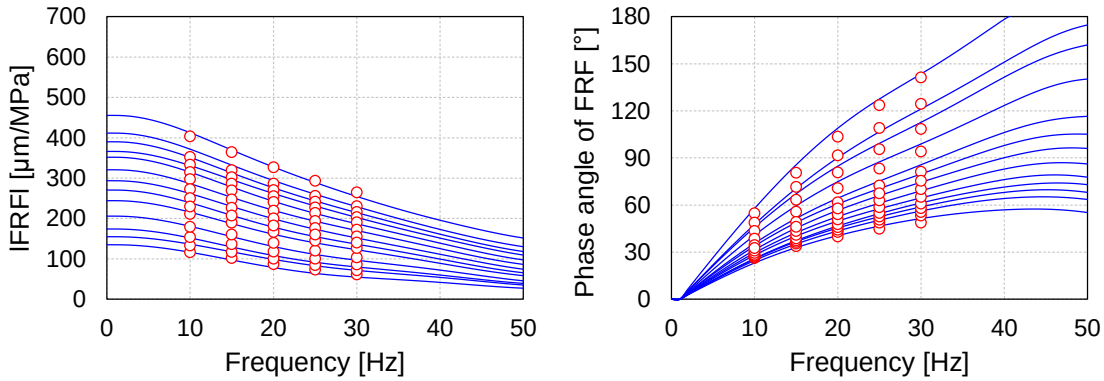


Figure C.63 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°11 – Final error 2.8%

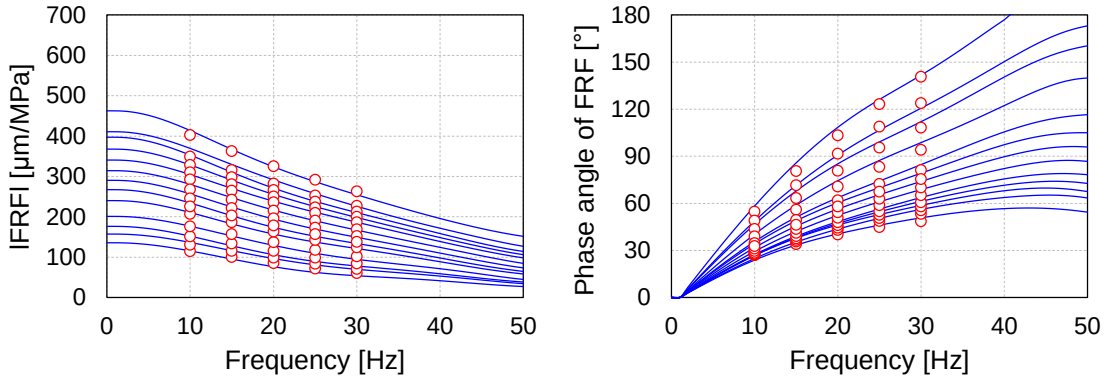


Figure C.64 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°12 – Final error 2.7%

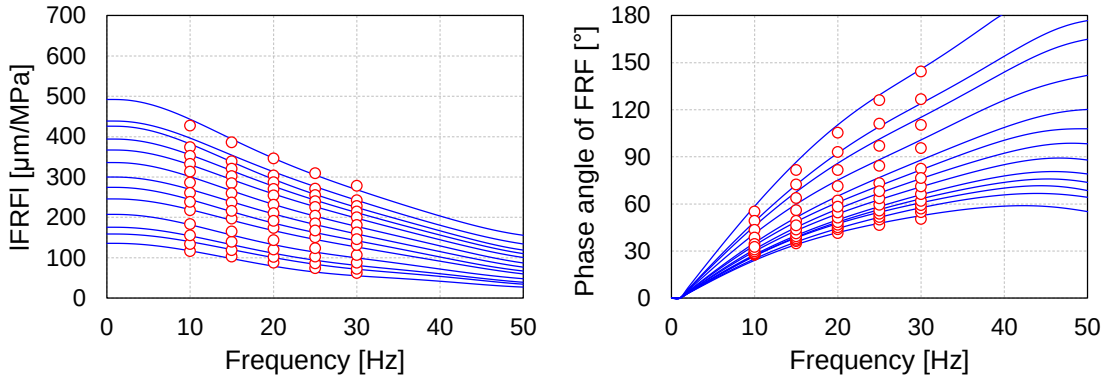


Figure C.65 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°13 – Final error 3.0%

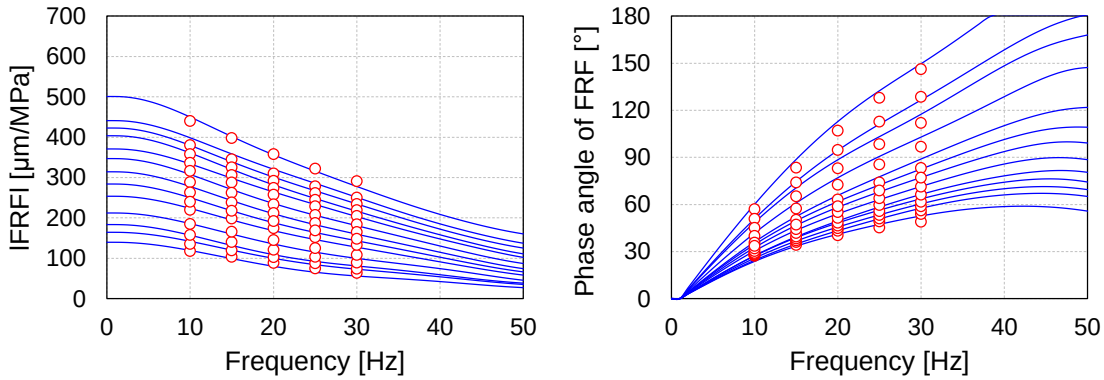


Figure C.66 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°14 – Final error 3.4%

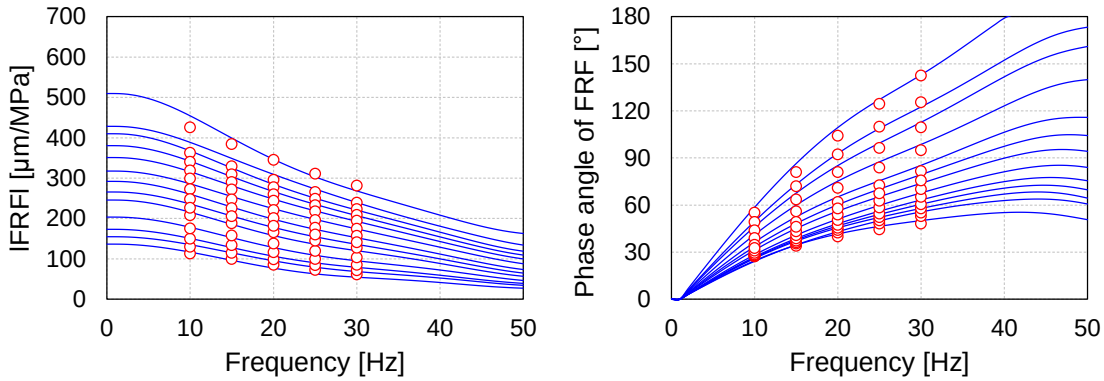


Figure C.67 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°15 – Final error 3.2%

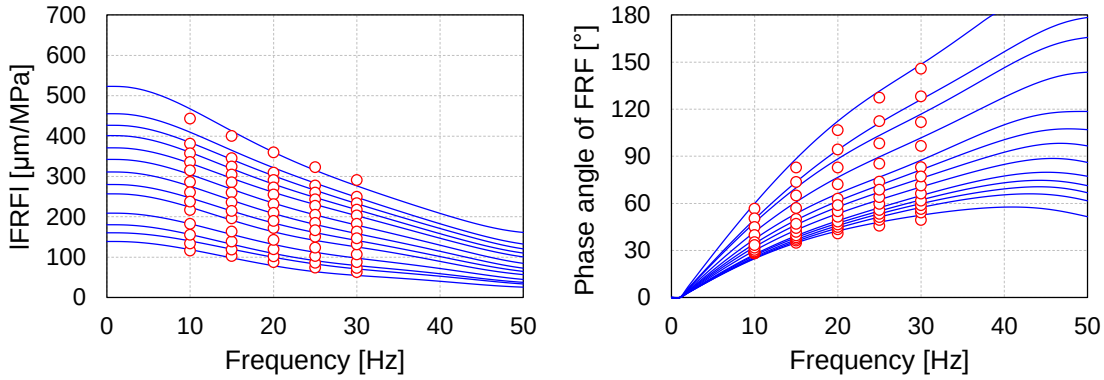


Figure C.68 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°16 – Final error 3.5%

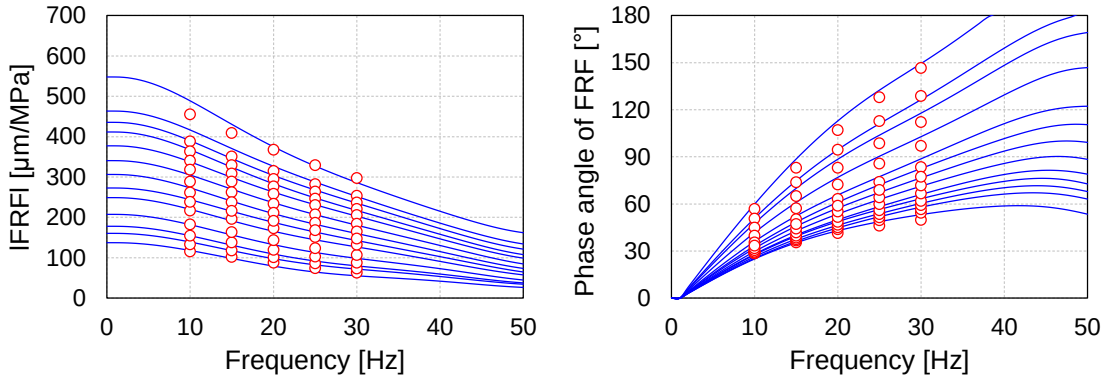


Figure C.69 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°17 – Final error 3.3%

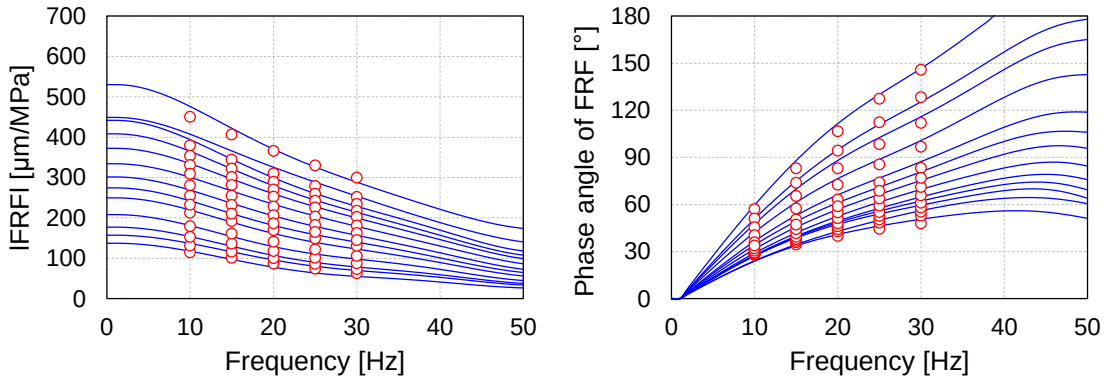


Figure C.70 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°18 – Final error 3.7%

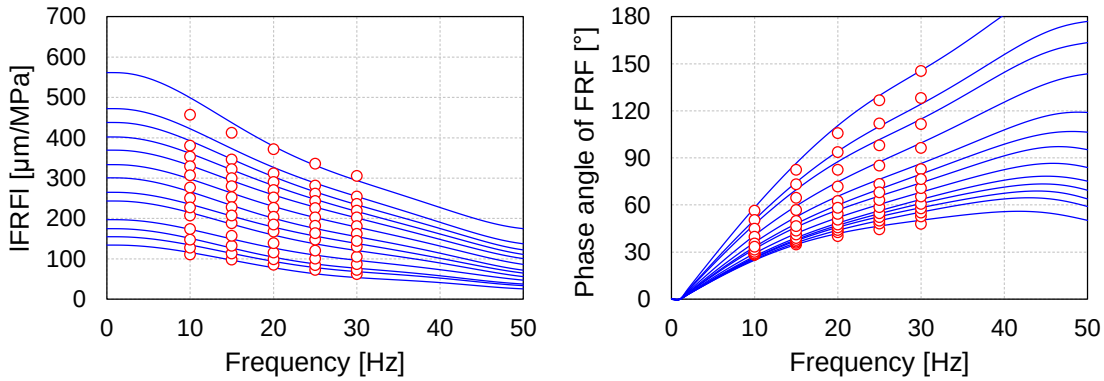


Figure C.71 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°19 – Final error 3.7%

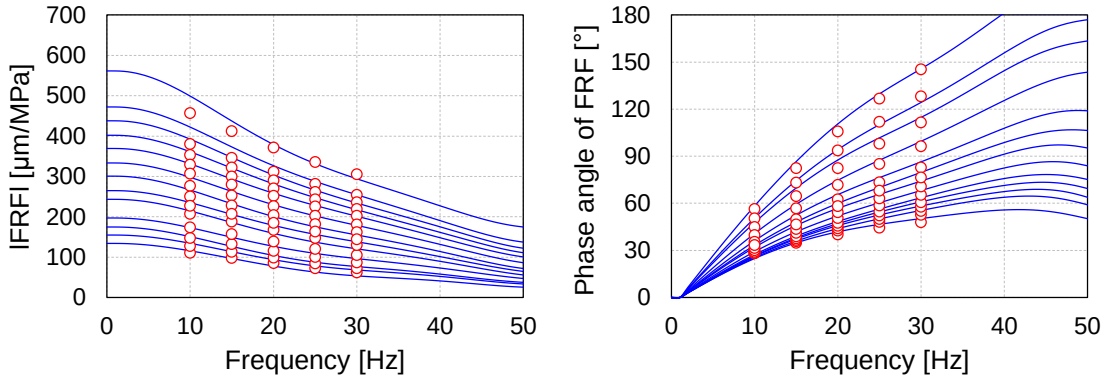


Figure C.72 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°20 – Final error 3.6%

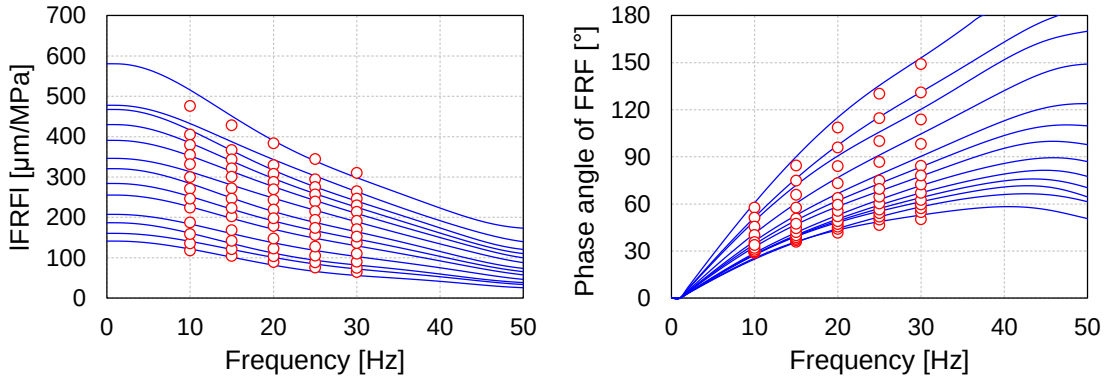


Figure C.73 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°21 – Final error 3.6%

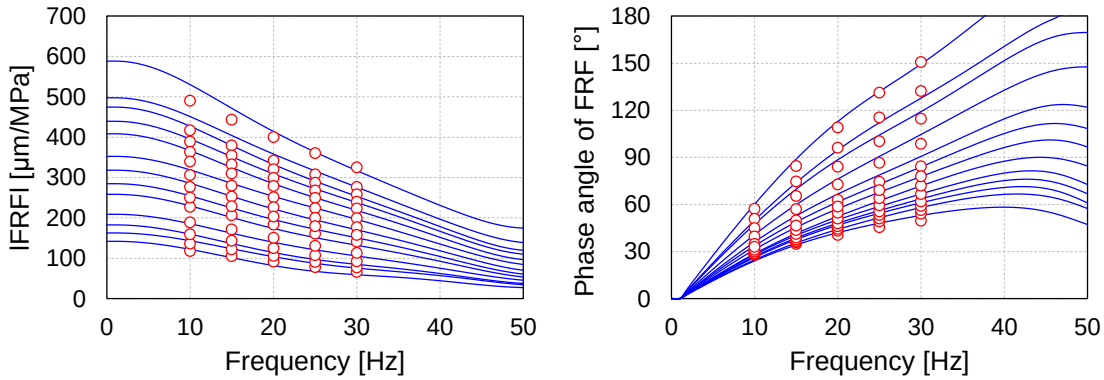


Figure C.74 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°22 – Final error 3.7%

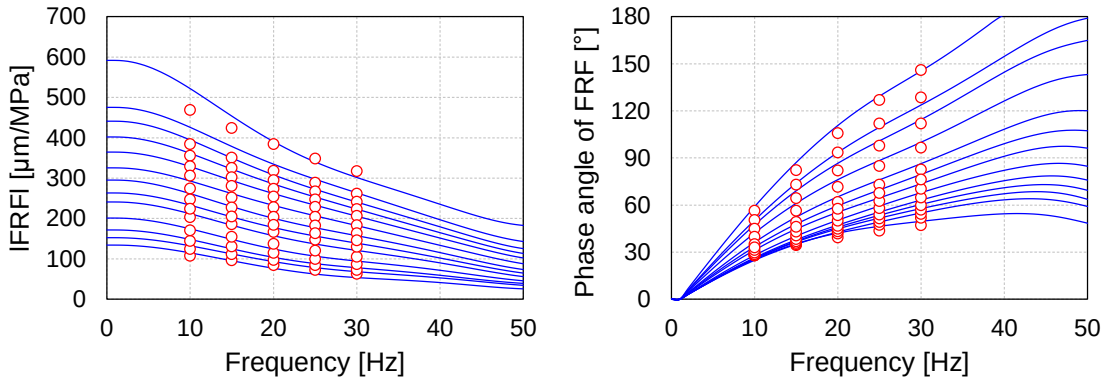


Figure C.75 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°23 – Final error 4.0%

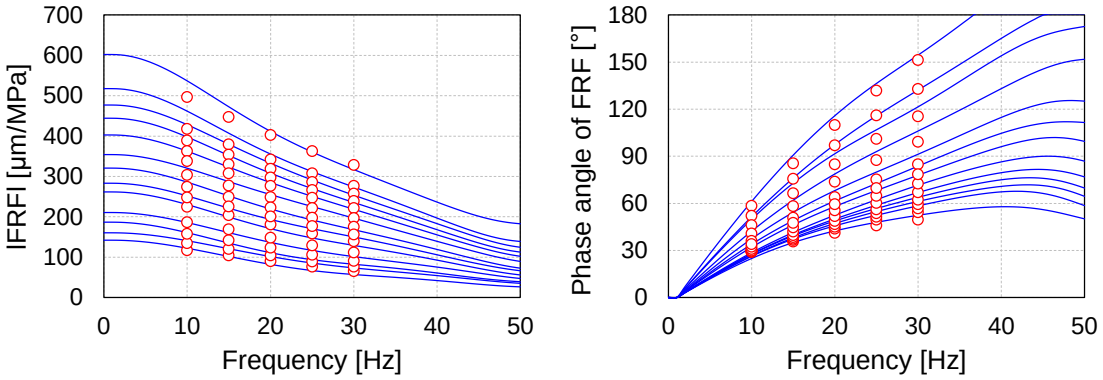


Figure C.76 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°24 – Final error 4.0%

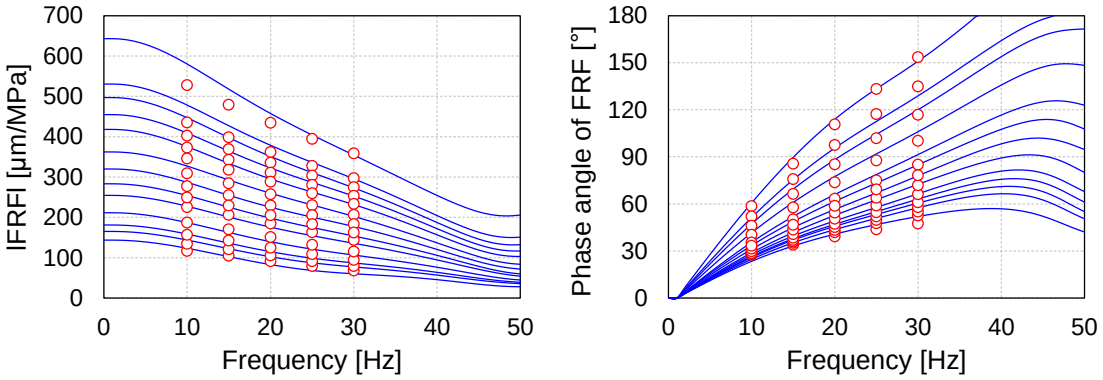


Figure C.77 – VEL-DYN-3 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°25 – Final error 4.0%

4 couches - VEL-DYN

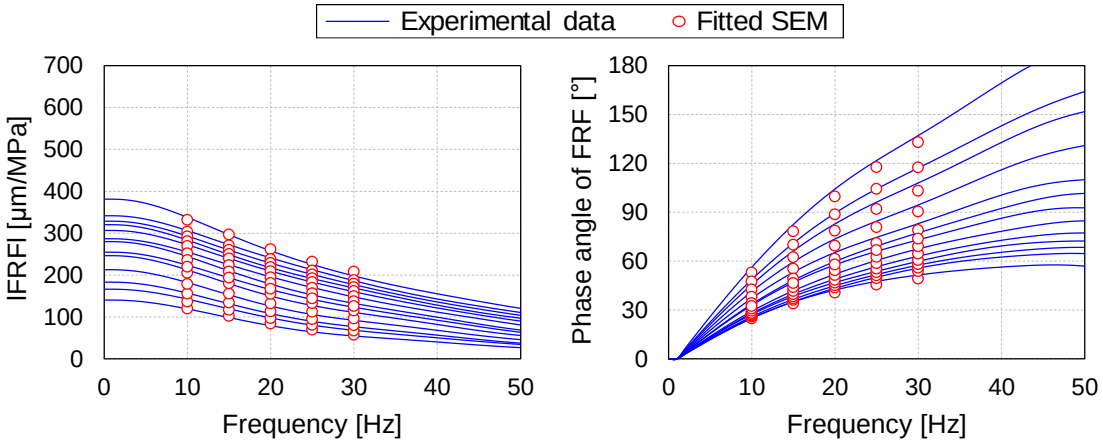


Figure C.78 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°1 – Final error 2.0%

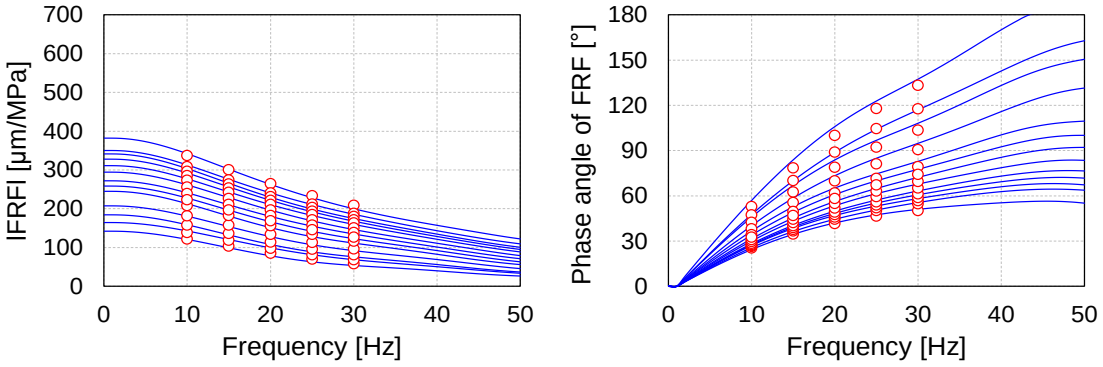


Figure C.79 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°2 – Final error 1.8%

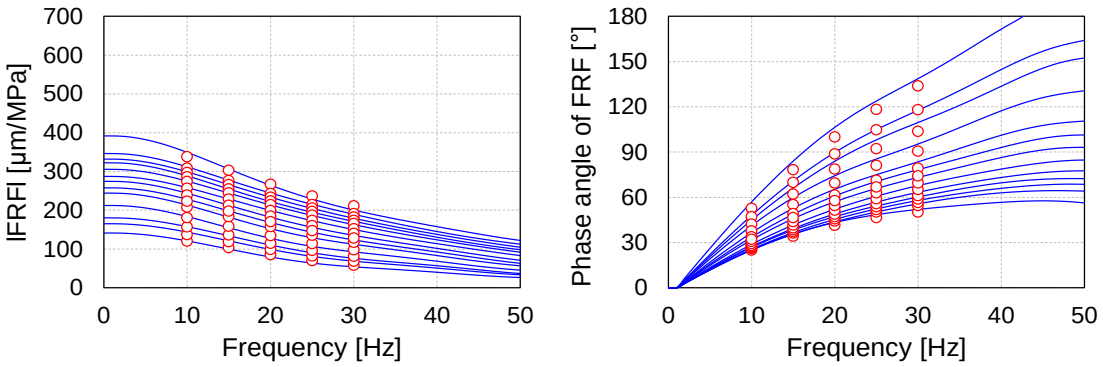


Figure C.80 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°3 – Final error 2.2%

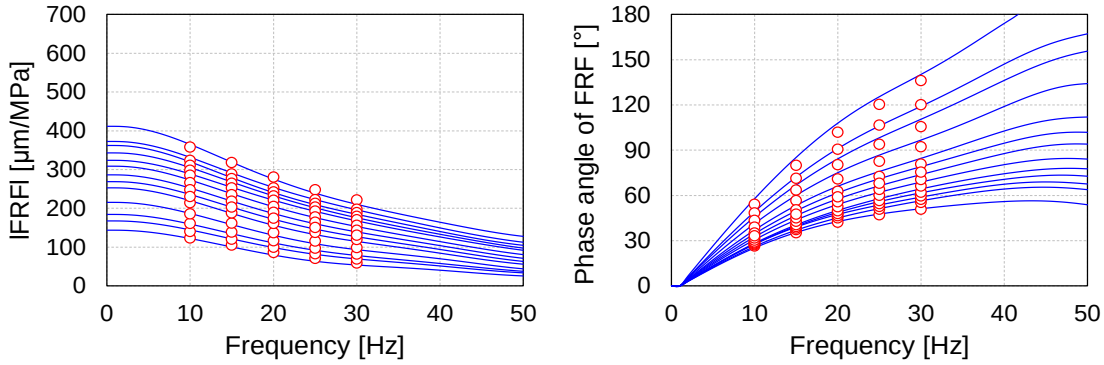


Figure C.81 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°4 – Final error 1.8%

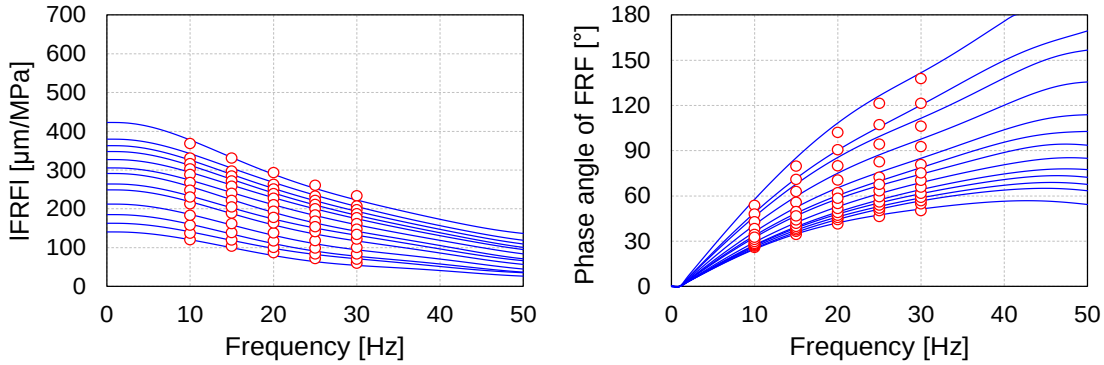


Figure C.82 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°5 – Final error 2.3%

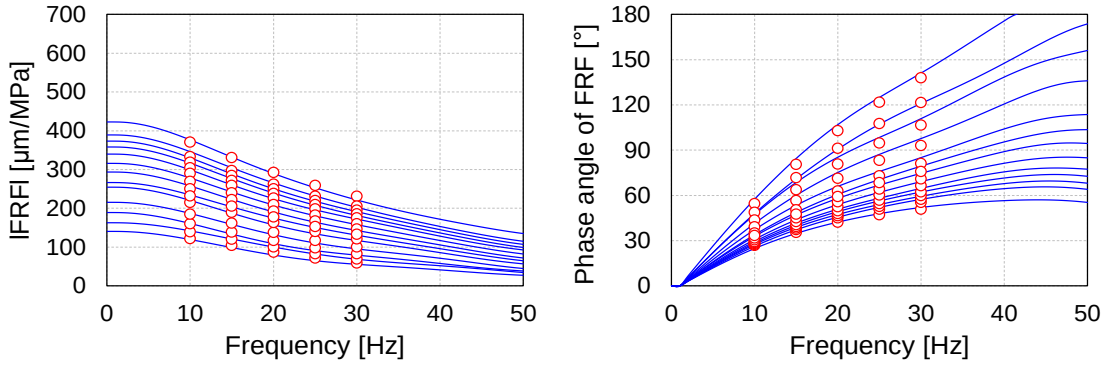


Figure C.83 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°6 – Final error 1.9%

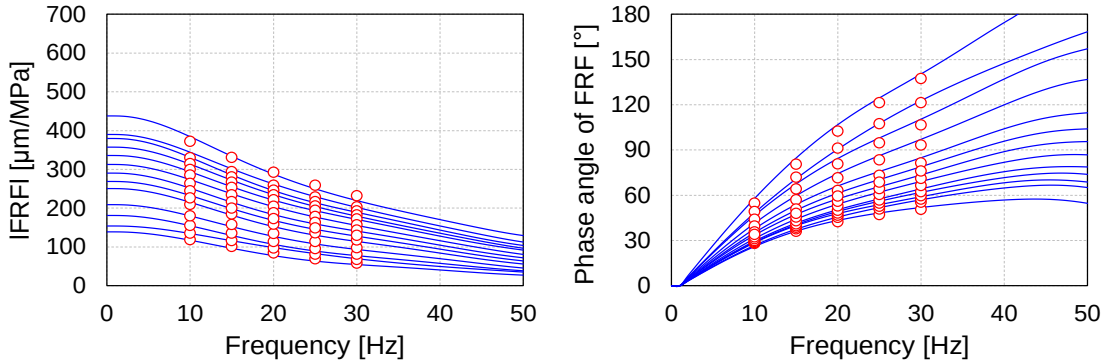


Figure C.84 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°7 – Final error 1.9%

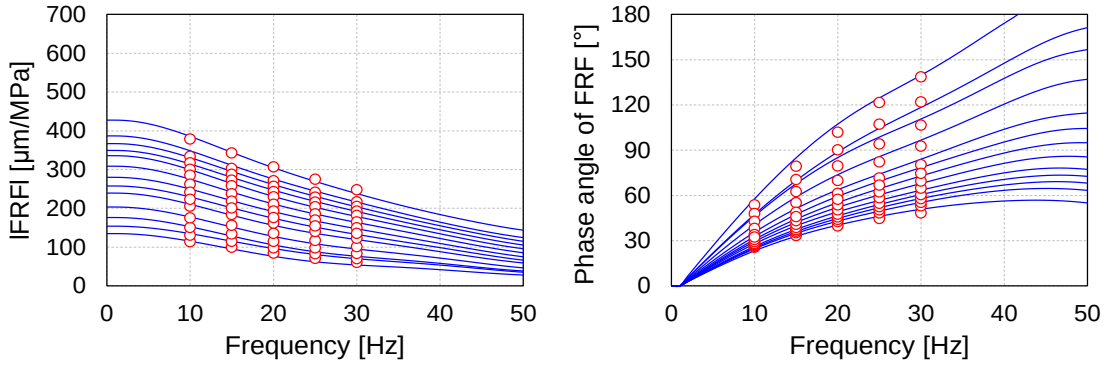


Figure C.85 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°8 – Final error 2.6%

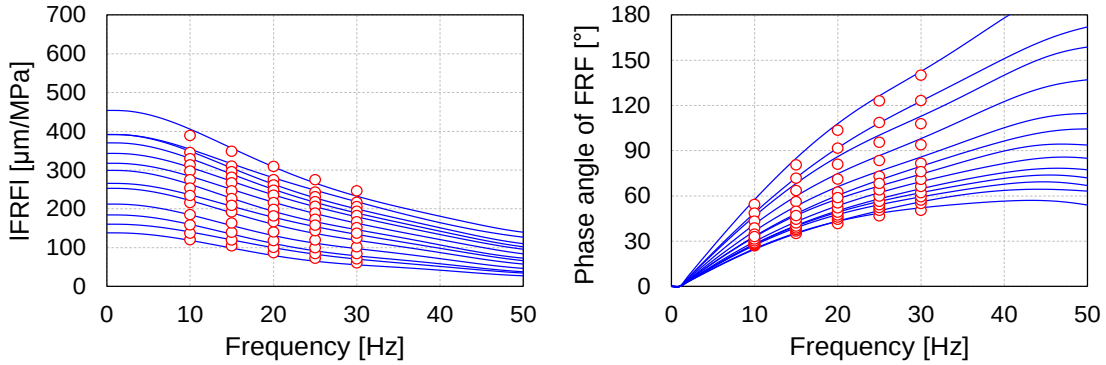


Figure C.86 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°9 – Final error 2.4%

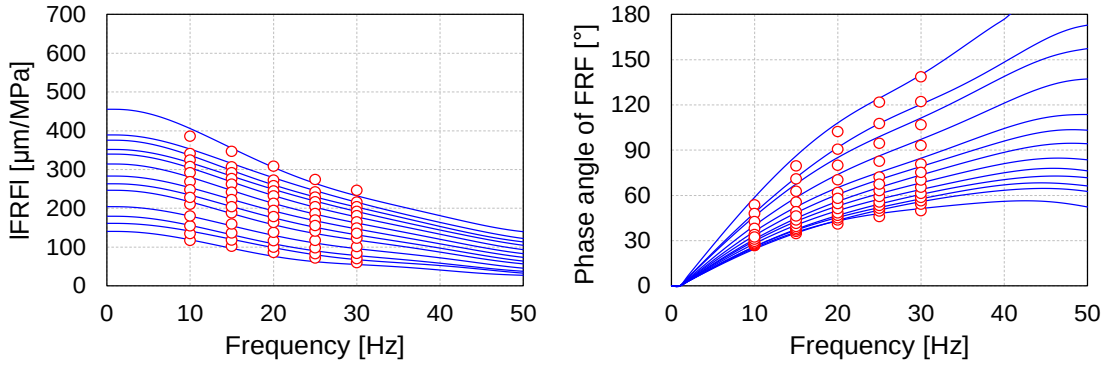


Figure C.87 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°10 – Final error 2.5%

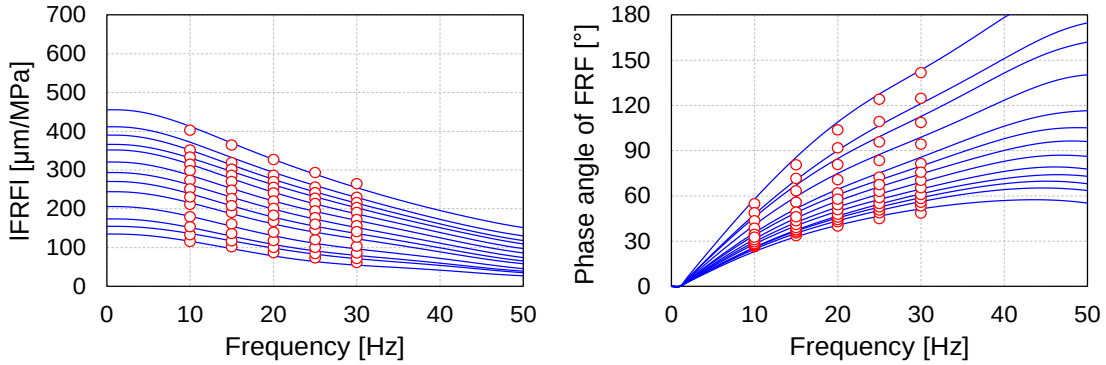


Figure C.88 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°11 – Final error 2.8%

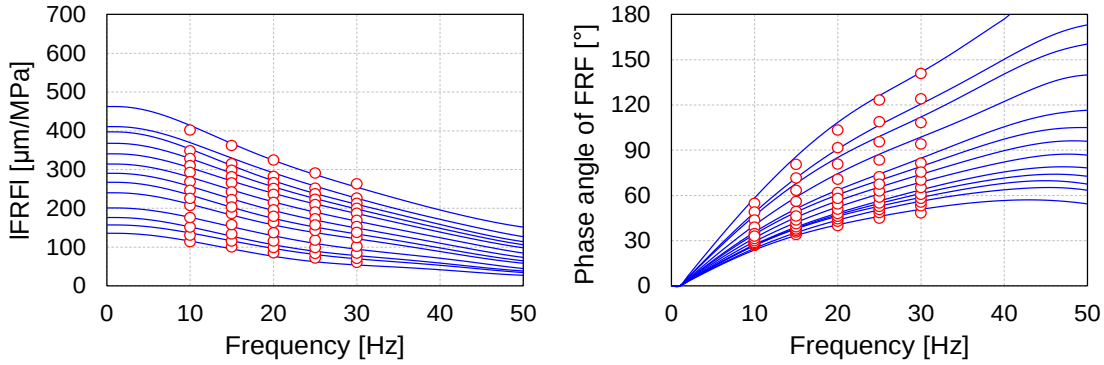


Figure C.89 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°12 – Final error 2.7%

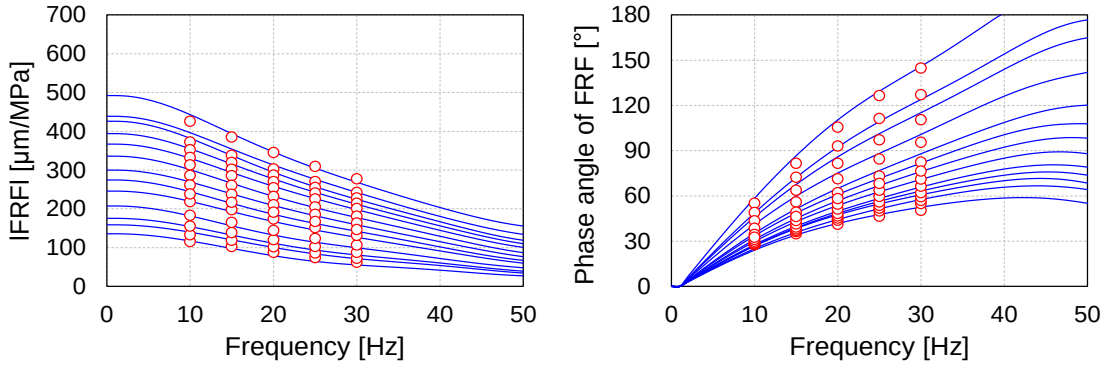


Figure C.90 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°13 – Final error 3.0%

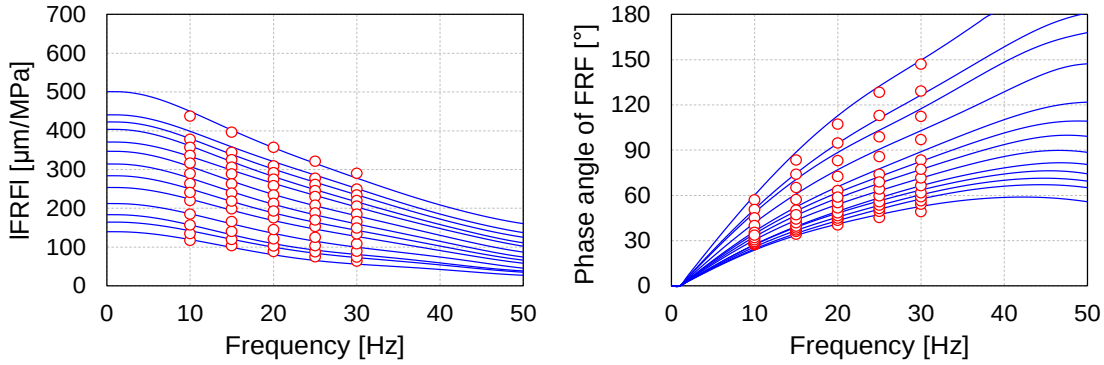


Figure C.91 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°14 – Final error 3.4%

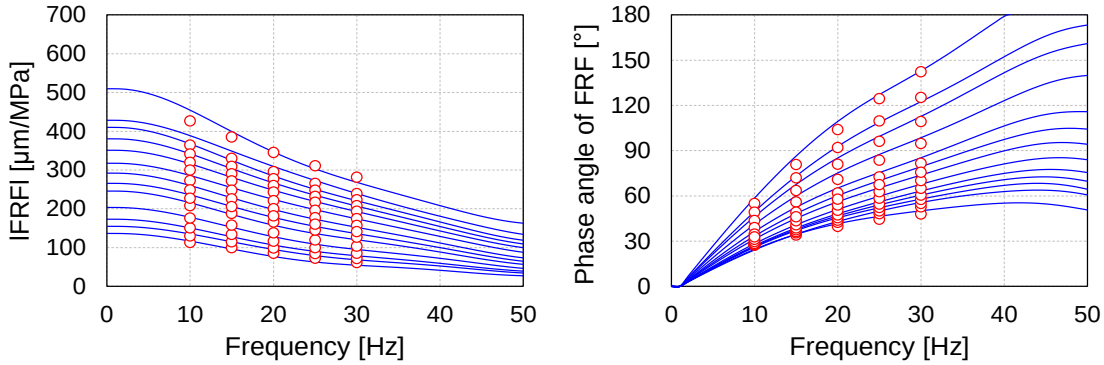


Figure C.92 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°15 – Final error 3.2%

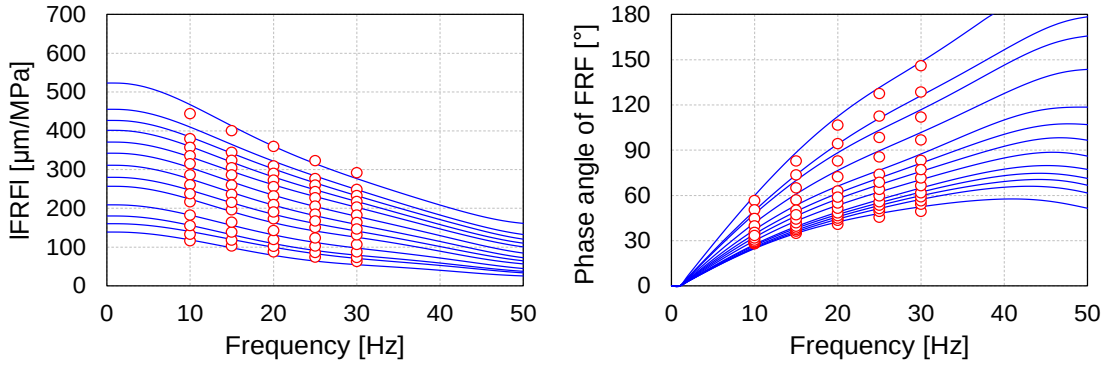


Figure C.93 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°16 – Final error 3.5%

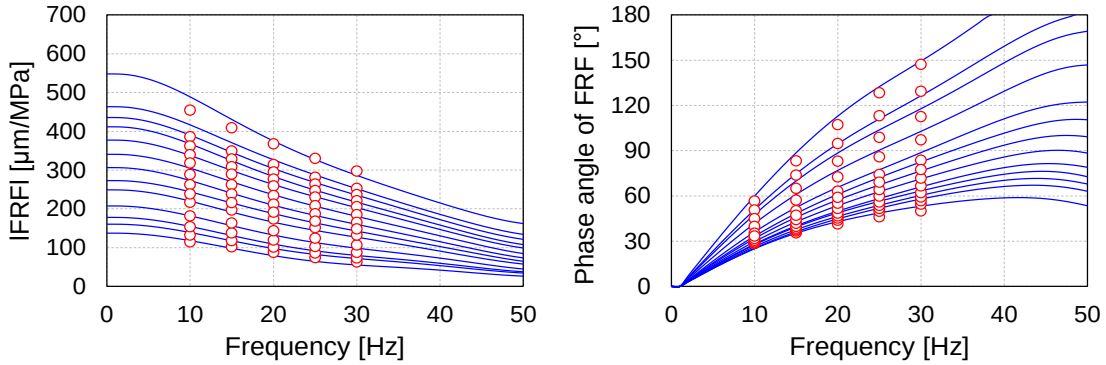


Figure C.94 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°17 – Final error 3.4%

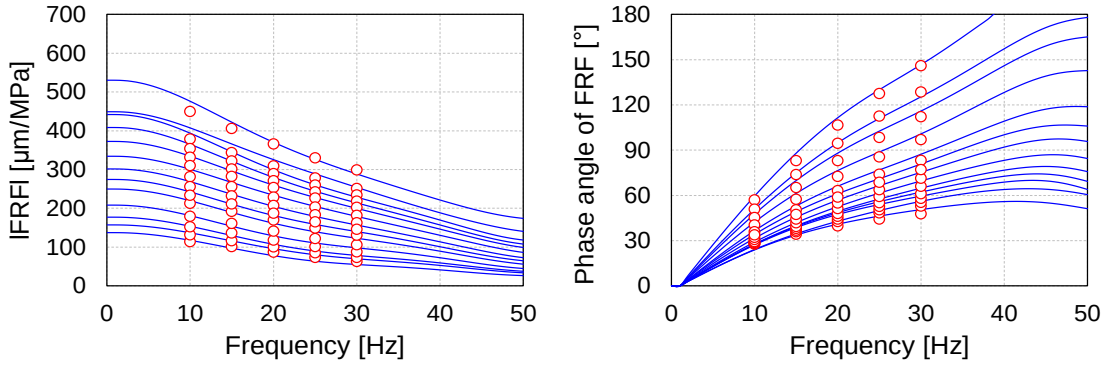


Figure C.95 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°18 – Final error 3.7%

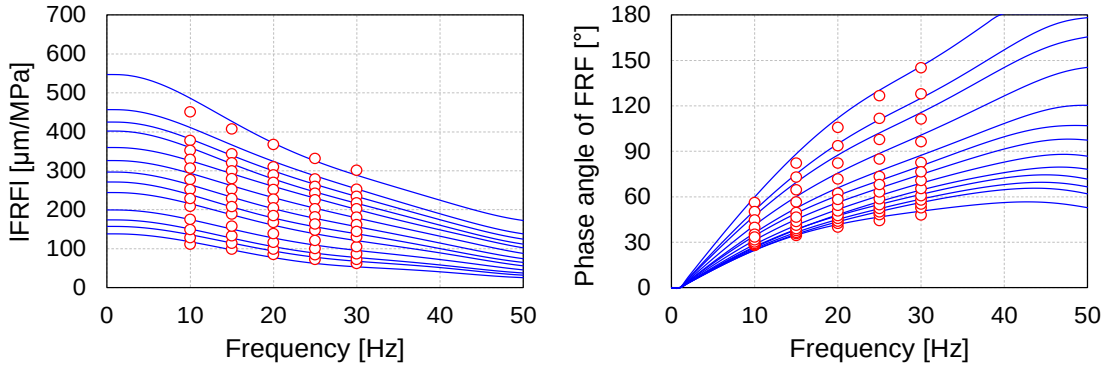


Figure C.96 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°19 – Final error 3.7%

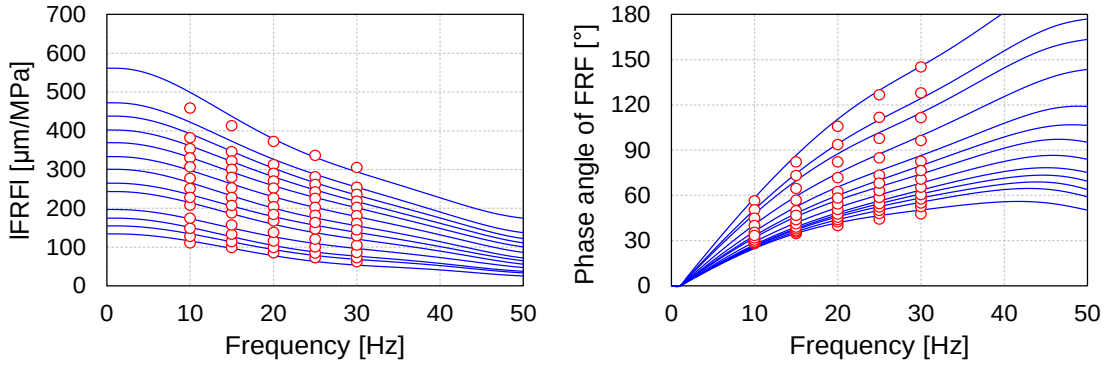


Figure C.97 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°20 – Final error 3.6%

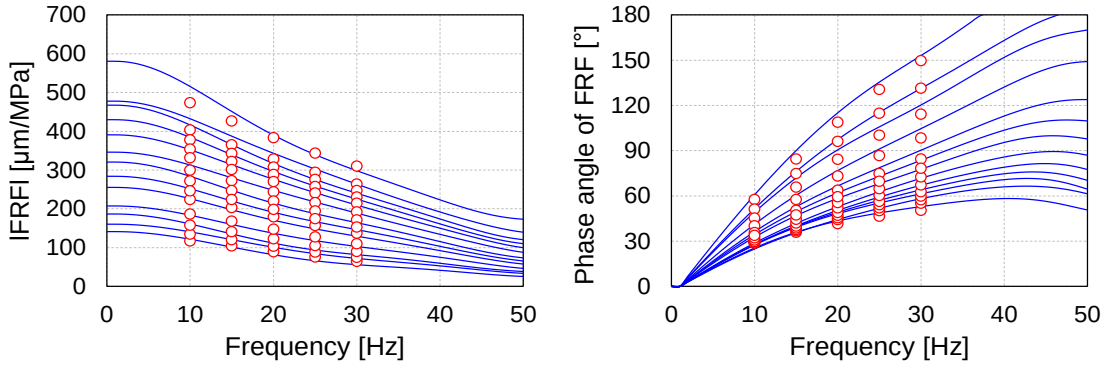


Figure C.98 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°21 – Final error 3.6%

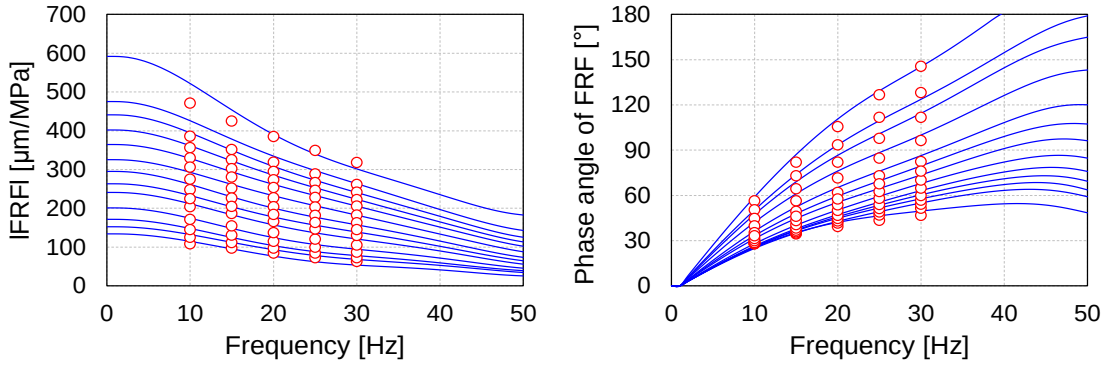


Figure C.99 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°23 – Final error 4.0%

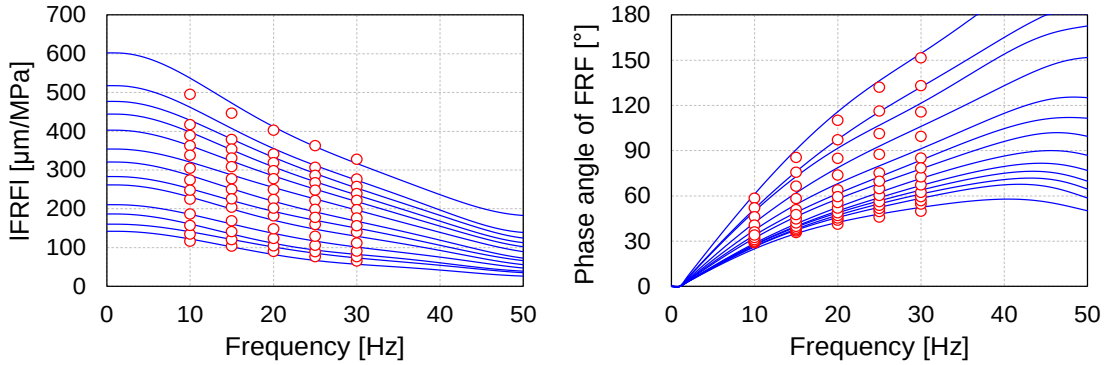


Figure C.100 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°24 – Final error 4.0%

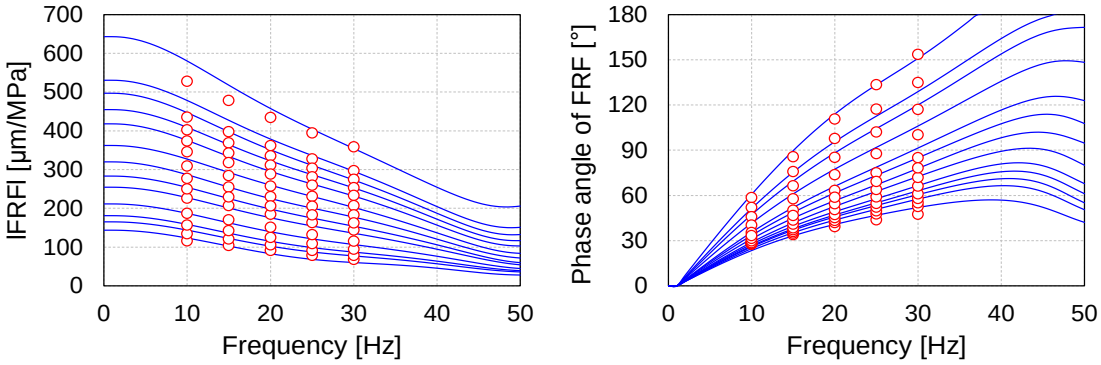


Figure C.101 – VEL-DYN-4 layers BACKCALCULATION – HWD TEST N°25 – Final error 4.0%