



DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSÉES

**CHAUSSÉES ROUTIÈRES, CHAUSSÉES AÉROPORTUAIRES,
INFRASTRUCTURES FERROVIAIRES,
LIGNES À GRANDE VITESSE, PLATES-FORMES LOGISTIQUES**

DOSSIER

DES SOLUTIONS POUR CONCEVOIR LES INFRASTRUCTURES



Bernard Héritier
Président
RGRA

La France dispose d'un corpus technique étoffé pour la conception des chaussées routières et aéroportuaires. Il s'est d'abord construit de façon empirique, puis avec des méthodes dérivées des conceptions américaines. À partir des années 1970, avec la modernisation et le développement des infrastructures, d'importants programmes d'étude et de recherche ont permis d'élaborer un ensemble de méthodes cohérentes. Mais il y avait toujours des manques, en particulier dans le domaine des tramways et des plates-formes logistiques, maillons importants de la nouvelle économie.

Ce numéro hors-série présente les méthodes élaborées à partir d'une base commune, avec des adaptations qui tiennent compte de l'expérimentation et des retours d'expérience. Ces travaux résultent d'un effort partagé de la communauté technique, un travail collaboratif qui peut être qualifié d'exemplaire.

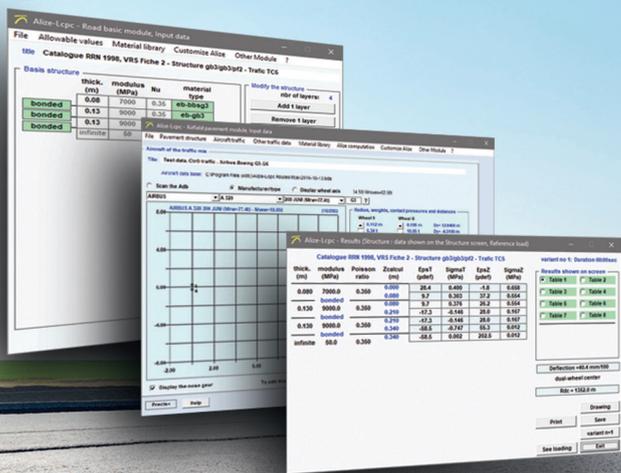
En ce qui concerne les chaussées routières, les apports nouveaux concernent l'adaptation aux faibles trafics, l'entretien et les renforcements, qui constituent désormais la majeure partie des travaux pour un réseau qui doit s'adapter à un trafic en croissance.

Dans le domaine des tramways, l'empirisme régnait le plus souvent, avec des conceptions dérivées de la construction routière ou ferroviaire. Les deux approches devaient converger. La synthèse est faite, mais elle peut encore être améliorée.

Une évolution majeure a eu lieu pour les chaussées aéroportuaires, optimisées pour prendre en compte des porteurs de plus en plus lourds et des sollicitations croissantes. Il en est de même pour les plates-formes logistiques, terrestres ou portuaires.

Une autre révolution est intervenue pour les lignes à grande vitesse (LGV) avec la mise en place de grave-bitume sous ballast, facteur d'amélioration de la durabilité de l'infrastructure et de réduction des séquences d'entretien du ballast.

La présentation de ces méthodes est d'actualité. Elle montre la vitalité d'un secteur qui s'adapte à toutes les formes de mobilité avec un objectif : optimiser la conception et la maintenance des infrastructures et ainsi réduire le coût des investissements.



LOGICIEL ALIZÉ-LCPC

ANALYSE ET DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES DE CHAUSSÉES

Le logiciel Alizé-LCPC est l'outil de dimensionnement et d'expertise du comportement mécanique des chaussées, développé par le Département Matériaux et Structures de l'Ifstar (Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux). Ses domaines d'application couvrent les chaussées routières, les chaussées spéciales, telle que les aires industrielles ou les plates-formes logistiques et les chaussées aéronautiques. Sa diffusion est assurée par la société ITECH.

Le logiciel existe en version française et anglaise et se compose de cinq modules dont les finalités, présentées dans les manuels d'utilisation du logiciel¹⁻², sont les suivantes :

1. module Routier de base, pour le dimensionnement structurel des chaussées routières neuves, vis-à-vis des charges de trafics poids lourds usuels ;
2. module Gel-dégel, pour la vérification au gel-dégel des structures de chaussée ;
3. module Charges spéciales, pour le dimensionnement des aires industrielles ou plates-formes logistiques accueillant des charges spéciales ;
4. module Rétrocalculs, pour le calcul inverse des modules d'élasticité des couches de chaussée à partir des mesures de déflexion ;
5. Module Aéronautique, pour le dimensionnement des chaussées aéronautiques souples.

Les démarches de calcul sous-tendant ces différents modules et la détermination des nombreux paramètres nécessaires à leur mise en œuvre s'appuient en grande partie sur les référentiels techniques et normatifs développés en France ou empruntés à l'Europe. Le noyau numérique du logiciel repose ainsi sur le modèle multicouche élastique de Burmister³, auquel se réfèrent nombre de ces documents pour la description de la géométrie et du fonctionnement mécanique des chaussées.

Le logiciel permet, à travers ses modules 1, 2 et 5, d'effectuer les calculs de dimensionnement routiers et aéroportuaires (chaussées souples), en stricte application des normes ou guides en vigueur, en réponse aux appels d'offre lancés par les maîtres d'ouvrage.

Pour leur part, les modules 3 et 4 viennent combler un vide dans l'attente de la publication de référentiels techniques français venant encadrer le dimensionnement des chaussées spéciales ou l'utilisation et l'inversion des mesures de déflexion.

Mais, plus largement, ces modules peuvent trouver d'autres applications telles que les études d'expertise ou de recherche ou encore celle d'outil pédagogique d'enseignement de la mécanique des chaussées.

Le présent article décrit dans une première partie les principales « briques » techniques placées en facteur commun dans le logiciel. Sont ensuite passés en revue les divers modules du logiciel, en précisant leurs finalité et fonctions attachées.

LES PRINCIPALES BRIQUES FONCTIONNELLES DU LOGICIEL

Le fonctionnement du logiciel repose sur un certain nombre de briques fonctionnelles, appelées en tant que de besoin par les différents modules, en fonction de leur finalité et des calculs à effectuer.

AUTEURS

David Remaud
ITECH

Patricia Roure
ITECH

Juliette Blanc
Laboratoire auscultation, modélisation, expérimentation des infrastructures de transport (LAMES)
Département Matériaux et Structures (MAST)
Ifsttar

Jean-Michel Piau
LAMES
Mast
Ifsttar

RÉSOLUTION DU MODÈLE DE BURMISTER

L'une des principales fonctionnalités du logiciel est le calcul des champs mécaniques (déplacements, déformations, contraintes) induits dans les structures de chaussée sous les charges de trafic.

Le logiciel repose pour cela sur l'assimilation des structures de chaussée à des massifs multicouches, élastiques linéaires, semi-infinis et continus, sollicités par des charges de pression (souvent prises circulaires), uniformes et statiques, appliquées en surface (**figure 1**). Suivant les types de chaussées et la nature des matériaux en jeu, les interfaces entre couches sont considérées collées ou glissantes. Cette représentation des chaussées est utilisée dans grand nombre de documents techniques en France et à l'étranger pour le dimensionnement courant.

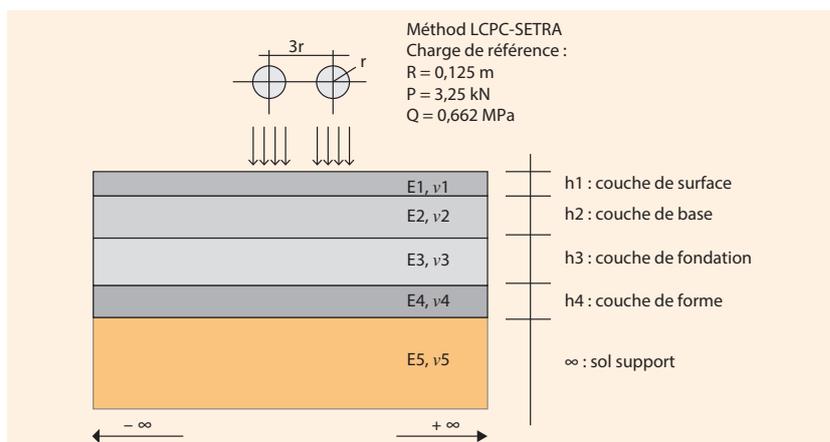
Les calculs sont basés sur la solution théorique du problème axisymétrique, établie par D. Burmister pour une charge de pression unique, uniforme et circulaire et utilisent la méthode de résolution numérique proposée par le Professeur Geoffroy de l'ENPC (École nationale des ponts et chaussées). L'ensemble revient à résoudre, dans le système de variables (k, z) , le problème obtenu dans le domaine des nombres d'onde k par transformée de Hankel et à effectuer le retour dans l'espace (r, z) par des développements en série, tronqués en fonction de la précision souhaitée. Ceci permet d'obtenir en tout point (x, y, z) de la structure toute valeur de composante souhaitée des champs de déplacement, déformation ou contrainte, solutions du problème. Les temps de calcul informatiques associés à la méthode sont aujourd'hui extrêmement courts et permettent d'effectuer, si nécessaire, de telles opérations un très grand nombre de fois par seconde. L'hypothèse de linéarité permet par ailleurs de prendre en compte, par superposition de telles solutions, tout type de chargement de surface, qu'il s'agisse de charges multi-roues ou de charges à empreintes non circulaires et/ou avec distributions de pression éventuellement non uniformes. Ces propriétés sont largement mises à profit dans le logiciel.

Dans le cas des chaussées discontinues, comme par exemple les chaussées rigides avec joints, le calcul des sollicitations (déformations, contraintes) est approximé suivant le même principe que celui adopté pour les chaussées continues. Les structures sont modélisées à l'aide du modèle de Burmister, mais les résultats sont considérés comme relevant de majorations :

- en raison, d'une part, des concentrations de déformation et contrainte se produisant au voisinage des surfaces de discontinuité, parallèlement à celles-ci ;
- en raison, d'autre part, des gradients thermiques régnant dans l'épaisseur des dalles, à l'origine de décollements entre couches et de redistributions d'effort pénalisantes.

–Figure 1–

Module Routier de base – Modélisation multicouche élastique linéaire des chaussées.



À retenir

Le logiciel existe en version anglaise et fonctionne sous environnement Windows, avec les versions développées depuis la version XP, incluse.

Le logiciel ne traite pas de l'endommagement des couches de surface, ni des risques de déformation permanente des couches bitumineuses (orniérage). Dans l'approche française, ce second aspect est supposé pris en compte à travers les règles de formulation des matériaux bitumineux et la vérification de leur comportement à l'essai d'orniérage.

En pratique, du point de vue des études de dimensionnement, il revient au même de laisser inchangées les valeurs de sollicitations issues des calculs structurels, mais de minorer les valeurs « matériaux » des sollicitations admissibles.

C'est le parti adopté dans la méthode de dimensionnement française des chaussées neuves routières, ainsi que dans le logiciel Alizé-LCPC, à travers la multiplication des sollicitations admissibles par des coefficients de discontinuité k_d inférieurs à 1. Les valeurs numériques de ces coefficients ont été établies une fois pour toutes à partir de calculs effectués par la méthode des éléments finis pour un éventail de structures rigides et semi-rigides types, modélisées avec leurs discontinuités. Ces valeurs sont stockées dans le logiciel.

PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX ET LA BIBLIOTHÈQUE DE DONNÉES ASSOCIÉE

Les calculs de chaussée basés sur le modèle de Burmister nécessitent la donnée des modules de Young et coefficients de Poisson de l'ensemble des couches considérées. L'utilisateur peut bien sûr introduire ses propres données, mais il peut aussi puiser ces valeurs au sein de la large bibliothèque matériaux standards routiers et aéronautiques, contenue dans le logiciel (**figure 2**).

Les matériaux sont répartis en quatre familles suivant leur nature :

- matériaux non liés (graves non traitées et plates-formes support) ;
- matériaux bitumineux ;
- matériaux traités aux liants hydrauliques ;
- bétons de ciment.

-Figure 2-
Module Routier de base – Bibliothèque matériaux.

statut	nom	E (MPa)	nu	Epsi6 (10 ⁶ C)	-1/b	SN	Sh (m)	Kc	Variations E(10Hz) = f(température)					
									T= -10	T= 0 °C	T= 10	T= 20	T= 30	T= 40
system	eb-bbsg1	5500	0.35	100	5	0.25	stdard	1.1	14800	12000	7315	3685	1300	1000
system	eb-bbsg2	7000	0.35	100	5	0.25	stdard	1.1	16000	13500	9310	4690	1800	1000
system	eb-bbsg3	7000	0.35	100	5	0.25	stdard	1.1	16000	13500	9310	4690	1800	1000
system	eb-bbme1	9000	0.35	100	5	0.25	stdard	1.1	17300	15400	11970	6030	3000	1900
system	eb-bbme2	11000	0.35	100	5	0.25	stdard	1.1	19500	18200	14630	7370	3800	2300
system	eb-bbme3	11000	0.35	100	5	0.25	stdard	1.1	19500	18200	14630	7370	3800	2300
system	bbm	5500	0.35	/	/	/	stdard	1.1	14800	12000	7315	3685	1300	1000
system	bbtm	3000	0.35	/	/	/	stdard	1.1	8500	7000	4200	1800	1000	800
system	bbdr	3000	0.35	/	/	/	stdard	1.1	8500	7000	4200	1800	1000	800
system	acr	5500	0.35	/	/	/	stdard	1.1	14800	12000	7315	3685	1300	1000
system	eb-gb2	9000	0.35	80	5	0.3	stdard	1.3	22800	18300	11880	6120	2700	1000
system	eb-gb3	9000	0.35	90	5	0.3	stdard	1.3	22800	18300	11880	6120	2700	1000
system	eb-gb4	11000	0.35	100	5	0.3	stdard	1.3	25000	20000	14300	7700	3500	1200
system	eb-eme1	14000	0.35	100	5	0.3	stdard	1	30000	24000	16940	11060	6000	3000
system	eb-eme2	14000	0.35	130	5	0.25	stdard	1	30000	24000	16940	11060	6000	3000
user	eb-gb4-var	14000	0.350	115.0	5	0.30	stdard	1.300	30000	24000	16940	11060	6000	3000

calculée en sommet des couches non liées. Le second mécanisme est apprécié à travers un critère portant sur l'amplitude maximale $\epsilon_{ext\ max}$ de la déformation horizontale réversible, en extension (respectivement contrainte de traction $\sigma_{t\ max}$) en bas des couches bitumineuses (respectivement des couches de matériau hydraulique).

Les deux critères d'endommagement s'écrivent suivant un même formalisme faisant appel à la notion de dommage élémentaire, à la loi de Wöhler et au postulat d'additivité des dommages de Miner.

Ainsi, en notant $s_{max}(c)$ les quantités $\epsilon_{z\ max}(c)$, $\epsilon_{ext\ max}(c)$ ou $\sigma_{t\ max}(c)$ (considérées de signe positif ici) engendrées par la charge "c", le dommage élémentaire supposé produit par celle-ci, prend la forme :

$$\delta D(c) = A s_{max}(c)^\alpha.$$

tandis que la durée de vie théorique de la chaussée vis-à-vis du critère considéré, est définie en termes de nombre de charges N_c admissible, par la condition :

$$\sum_{c=1}^{N_c} \delta D(c) = 1$$

Les valeurs du coefficient $\alpha > 1$ et de l'exposant sont fonction du matériau considéré et d'un certain nombre de coefficients d'ajustement utilisés en dimensionnement. Elles peuvent être imposées par l'utilisateur (sur la base par exemple de résultats d'essais de fatigue réalisés en laboratoire sur le matériau même ou un matériau approchant) ou prises égales aux valeurs normalisées ou de référence indiquées dans les guides techniques et reprises dans la base matériaux du logiciel.

CALCULS SUR GRILLES DE POINTS, POSTULAT DE MINER GÉNÉRALISÉ, PROFILS TRANSVERSAUX DE DOMMAGE ÉLÉMENTAIRE

La méthode française de dimensionnement des chaussées routières neuves, basée sur le chargement d'un demi-essieu jumelé standard (jumelage de poids total 65 kN) ne requiert en elle-même que des calculs structurels de déformation ou contrainte en un petit nombre de points, de positions géométriques prédéterminées. Il s'agit des points situés en bas ou en sommet de couche et à l'aplomb des axes de roue ou du centre de symétrie du jumelage, pour lesquels les sollicitations sont égales ou proches de leurs valeurs maximales atteintes sur l'ensemble de la structure et donc prises comme valeurs dimensionnantes.

Néanmoins, les objectifs plus larges assignés au logiciel demandent à dresser, pour certaines applications, des cartes des champs mécaniques dans toute la zone d'influence des chargements. C'est par exemple le cas pour les chaussées aéronautiques, dont le dimensionnement demande à prendre explicitement en compte la géométrie des trains d'atterrissage de l'ensemble des aéronefs composant le trafic. Ceux-ci constituent alors autant de types de chargements à considérer dans le modèle de calcul, sans possibilité de recours aux

Les valeurs numériques proposées sont celles retenues dans les méthodes de dimensionnement des chaussées routières ou aéronautiques, prises égales aux valeurs inférieures des classes de spécification. Pour les matériaux bitumineux, dont le véritable comportement est de type visco-élastique et fortement thermo-sensible, le logiciel propose une adaptation des valeurs du module élastique équivalent, en fonction de la température et de la fréquence de sollicitation considérées dans les applications.

Il est à noter à ce sujet que les modules Charges spéciales et aéronautiques comportent la vérification au poinçonnement des couches non liées et du sol sous charges statiques pour la prise en compte des conditions de stockage de charges ou de stationnement d'aéronefs sur aire de parking. Le principe de calcul est le même que celui de la vérification des structures sous charges dynamiques, hormis en ce qui concerne le choix des valeurs de module de Young et coefficient de Poisson apparents des matériaux bitumineux, pour lesquelles il est tenu compte d'un fluage à long terme.

LOI DE WÖHLER ET POSTULAT DE MINER POUR LE CALCUL DES SOLLICITATIONS ADMISSIBLES

Les modules de dimensionnement mécanique nécessitent par ailleurs l'évaluation de la résistance mécanique des matériaux face aux sollicitations cycliques qu'ils endurent. Ce volet du logiciel Alizé-LCPC est également dérivé en grande partie de la méthode française de dimensionnement des chaussées routières.

De manière générale, 2 types de dommage sont considérés :

- l'accumulation de déformation permanente dans les matériaux non liés ;
- la fatigue des enrobés bitumineux ou des matériaux hydrauliques par traction répétée.

Le premier mécanisme est pris en compte à travers un critère portant sur l'amplitude maximale $\epsilon_{z\ max}$ de la déformation réversible verticale en contraction,

simplifications apportées par les notions de charge de référence et de coefficient d'agressivité de trafic, utilisées en dimensionnement routier.

De tels calculs sont effectués par appels multiples à la fonction « Burmister », pour des grilles régulières de points (x_i, y_j) générées automatiquement dans les plans horizontaux de cote z_k , situés en sommet ou en bas des couches de chaussée.

Les valeurs de sollicitation $s(c, x_i, y_j, z_k)$ associées aux critères de dimensionnement sont utilisées pour calculer à profondeur z_k fixée les profils transversaux de dommage élémentaires $\delta D(c, y_j, z_k)$ générés par la charge c se déplaçant dans la direction x .

On exploite à ce propos le fait que la fonction peut être également vue comme l'historique (par changement de variable vitesse, avec $V =$ vitesse de translation du chargement) des états de déformation ou contrainte s'appliquant en chacun des points de la chaussée situés sur l'axe lors du déplacement longitudinal des charges et constitue donc, à ce titre, la sollicitation subie par les matériaux.

On utilise par ailleurs le postulat de Miner sous la forme généralisée:

$$\begin{aligned} \delta D(c, y, z) &= A \int_{-\infty}^{+\infty} \langle \frac{d < s(c, x, y, z) >^x}{dx} \rangle dx \\ &= A^x \int_{-\infty}^{+\infty} \langle s(c, x, y, z) \rangle^{x-1} \langle \frac{ds(c, x, y, z)}{dx} \rangle dx \end{aligned}$$

qui, dans le cas d'une fonction nulle à l'infini et n'admettant qu'un seul maximum $s_{max}(c, y, z)$, redonne l'expression originelle du postulat. La notation $\langle f \rangle$ désigne la partie positive de la fonction f . Son double usage permet de ne retenir comme endommageantes que les situations pour lesquelles les sollicitations sont positives et croissantes.

Pour un signal multi-essieux caractérisé par la succession suivant x de pics et creux de sollicitation (supposés positifs), la valeur est donnée par la somme :

$$\delta D(c, y, z) = \sum_{\substack{\text{pics} \\ \text{creux-pic suivant } x}} (s^{x_{pic}} n^{o_i}(c, y, z) - s^{x_{creux}} n^{o_i}(c, y, z))$$

qui rend compte, à valeurs de pic données, d'un effet pénalisant des fortes amplitudes de décharge. Ces calculs sont effectués dans le logiciel par intégration numérique à partir des valeurs nodales $s(c, x_i, y_j, z_k)$.

PROFILS TRANSVERSAUX DE DOMMAGE ENGENDRÉS PAR UN TRAFIC, SANS OU AVEC BALAYAGE

En supposant les diverses géométries de chargement définies par rapport à un même référentiel (O, x, y, z) , d'origine O coïncidant avec le positionnement transversal nominal du trafic sur chaussée (ex : axe de piste pour un trafic aéronautique), le profil transversal de dommage généré par l'ensemble du trafic

en l'absence de balayage s'obtient comme somme des dommages élémentaires, soit :

$$D_{sb}(y_j, z_k) = \sum_{c=1}^{c=N_c} \delta D(c, y_j, z_k)$$

Cette valeur s'avère utile dans le cas de trafics totalement (ou fortement) canalisés (ex : bus en site propre, avions sur aires de parking...). Mais il est plus souvent fait usage de l'hypothèse d'un balayage transversal du trafic, généralement modélisé sous forme d'une densité de probabilité $p(c, y_b)$, éventuellement dépendante du chargement, telle que : $p(c, y_b)dy_b =$ probabilité pour que la charge c soit décalée transversalement par rapport à l'axe Ox d'une quantité Δy comprise entre $y_b - dy_b/2$ et $y_b + dy_b/2$.

La fonction $p(c, y_b)$ est généralement prise de type Gaussienne, de moyenne nulle et d'écart-type $l(c)$. Le dommage généré par le chargement c avec balayage s'obtient alors par convolution suivant l'axe y entre la densité de probabilité $p(c, y_b)$ et le dommage sans balayage, soit :

$$\delta D_b(c, y_j, z_k) = \int_{-\infty}^{+\infty} \delta D(c, y_j - y_b, z_k) p(c, y_b) dy_b$$

Ces calculs sont effectués pour les abscisses transversales des grilles, par intégration numérique. Le profil transversal avec balayage, des dommages cumulés pour un trafic composé de N_c chargements, est alors obtenu par la sommation :

$$D_b(y_j, z_k) = \sum_{c=1}^{c=N_c} \delta D_b(c, y_j, z_k)$$

Pour les chaussées aéronautiques et spéciales, la vérification du dimensionnement est établie à partir des valeurs maximales $D_{bmax}(z_k) = \underset{y_j}{\text{Max}} D_b(y_j, z_k)$

suivant y des distributions de dommage des divers critères matériaux pris en compte ; un dimensionnement n'est acceptable que si chacune de ces valeurs est inférieure ou égale à 1, soit pour :

$$\underset{z_k}{\text{Max}} D_{bmax}(z_k) \leq 1.$$

FONCTIONNALITÉS RÉCURRENTES DANS LE LOGICIEL

A côté de ces briques fonctionnelles, certains principes de programmation sont également utilisés de façon récurrente dans le logiciel. Parmi ceux-ci, citons les trois suivants.

Enchaînement automatique de variantes

Le logiciel offre en de nombreux endroits la possibilité d'effectuer des séries de calcul automatiques en faisant varier pas à pas l'un ou plusieurs paramètres d'un jeu de données initial, à l'intérieur de plages de valeurs définies par l'utilisateur. Cette option permet d'effectuer aisément des études de sensibilité des résultats vis-à-vis des valeurs des paramètres d'entrée. Elle est en particulier utile pour le dimensionnement même des structures,

au sens de la recherche par exemple, des épaisseurs de couche permettant de vérifier l'égalité :

$$\frac{\text{Max } D_{bmax}(z_k)}{z_k} = 1.$$

Aides contextuelles et infos-bulles

Le logiciel comporte de nombreux commentaires d'aide contextuelle, activés au passage du curseur sur les différents boutons de mise en donnée ou d'appels aux fonctions. De nombreuses explications sont ainsi fournies sur la signification des paramètres d'entrée et accompagnées de rappels sur les valeurs préconisées dans les documents techniques ou normatifs.

Visualisation graphique des données et des résultats de calcul

Le logiciel affiche en cours de déroulement des écrans de vérification des données (ex : coupe verticale des structures, vue en plan (x, y) des chargements...) et propose des représentations graphiques, exportables, des résultats obtenus, sous formes de courbes ou de cartes et surfaces d'isovaleurs. Les menus et modes de visualisation répondent aux finalités spécifiques des modules, tout en constituant aussi des aides à la lecture et à l'interprétation des résultats spécialement adaptées à la mécanique des chaussées.

-Figure 3-
Module Routier de base : définition d'une structure avec appel aux différents volets de la bibliothèque matériaux.

The screenshot shows the 'Structure de base' interface with several data tables:

épais. (m)	module (MPa)	Nu	matériau type
0.025	3000	0.350	bbtm
0.10	14000	0.350	eb-eme2
0.20	400	0.350	gnt2
infini	80	0.350	pf2qs

statut	nom	E (MPa)	Nu
system	eb-bbg1	5500	0.350
system	eb-bbg2	7000	0.350
system	eb-bbg3	7000	0.350
system	eb-bbme1	9000	0.350
system	eb-bbme2	11000	0.350
system	eb-bbme3	11000	0.350
system	bbm	5500	0.350
system	bbtm	3000	0.350
system	bbdr	3000	0.350
system	acr	5500	0.350
system	eb-gb2	9000	0.350
system	eb-gb3	9000	0.350
system	eb-gb4	11000	0.350
system	eb-eme1	14000	0.350
system	eb-eme2	14000	0.350
user	th_Thomas	11000	0.350
user	biophalt	14600	0.350
user	_arizona_d	12933	0.350
user	g65	15058	0.350

-Figure 4-
Module Routier de base : définition de la charge de référence française (jumelage standard à 0,0325 MN/roue).

The dialog box shows the following parameters for the reference load:

- Charge référence : jumelage standard 65kN
- rayon (m) = 0.1250
- pression (MPa) = 0.6620
- poids/roue (MN) = 0.03250
- d entre-axe (m) = 0.3750
- option1 : jumelage standard français (selected)

LE MODULE ROUTIER DE BASE

LE DIMENSIONNEMENT NEUF : UNE UTILISATION GUIDÉE

Ce module d'Alizé-LCPC est dédié au dimensionnement des structures neuves selon la démarche rationnelle LCPC-Sétra, encadrée par le référentiel technique français, notamment à travers les documents suivant :

- le guide technique *Conception et dimensionnement des structures de chaussées*⁴, qui présente dans le détail les principes du dimensionnement rationnel des chaussées ;
- le *Catalogue des structures types de chaussées neuves*⁵ ;
- le guide technique *Spécifications des variantes*⁶ ;
- la norme NF P98-086 « Dimensionnement structural des chaussées routières – Application aux chaussées neuves »⁷.

Le module permet ainsi d'effectuer les deux opérations principales sous-tendant le dimensionnement mécanique des chaussées routières, à savoir :

- le calcul structural des déformations ou contraintes dimensionnantes sous la charge de référence ;
- le calcul, pour comparaison avec les précédentes, des déformations ou contraintes admissibles dans les couches de chaussée, en fonction :
 - des performances normalisées ou évaluées en laboratoire des matériaux ;
 - du trafic poids lourds projeté sur la durée de dimensionnement de l'ouvrage ;
 - des coefficients d'ajustement décrits dans^{4,7}.

Calcul des sollicitations dans la chaussée

Celui-ci nécessite de définir en premier la nature et les paramètres de la structure à dimensionner. L'utilisateur peut s'appuyer en cela sur les fiches éditables à l'écran du « Catalogue français des chaussées routières »⁵ et les utiliser éventuellement comme point de départ de son étude. Chaque couche de matériau est définie par son épaisseur (dans le cas d'un dimensionnement, ce jeu de valeurs initiales sera généralement amené à être modifié par la suite), son module de Young et son coefficient de Poisson, qui s'affichent directement dans le cas de sélection de matériaux normalisés (figure 3). La nature des interfaces est choisie collée, glissante ou semi-collée en fonction des indications du guide⁴ ou de la norme⁷, reprises dans les aides contextuelles du logiciel (figure 4). La charge de dimensionnement du projet doit ensuite être spécifiée. Dans la méthode française de dimensionnement, il s'agit de la charge de référence constituée du jumelage standard de poids 65 kN (figure 4). Mais toute autre charge de type roue simple ou jumelage peut être envisagée. Le logiciel permet alors, à partir de ces données et de la brique fonctionnelle associée à la résolution du problème de Burmister, d'effectuer directement

les calculs de déformations ou contraintes (horizontales et verticales) en bas ou sommet de couche, couvrant l'ensemble des valeurs nécessaires au dimensionnement. Un exemple de résultat est présenté sur la **figure 5**.

Le module Routier de base permet également (sous réserve d'installation du module Charges spéciales) d'effectuer ces calculs de sollicitation par grilles, à des fins de visualisation et d'analyse plus détaillées des champs mécaniques (**figure 6**). Mais ces calculs sont aussi utilisables pour quantifier l'effet de balayage du trafic routier, pris implicitement en compte dans^{4 et 7} afin de minorer les valeurs de sollicitation admissibles dans le cas de dimensionnements pour trafics fortement canalisés.

Calcul des sollicitations admissibles

La seconde fonction principale du module Routier de base concerne la détermination des sollicitations admissibles dans les couches de chaussée relevant d'un critère de dimensionnement. Le calcul repose sur la donnée du trafic de dimensionnement, estimé en nombre de passages de la charge de référence et sur les valeurs des paramètres d'endommagement des matériaux concernés, assortis des divers coefficients d'ajustement de la méthode française de dimensionnement. Le module Routier de base propose une feuille de calcul (**figure 7**) aidant à la mise en données de ces nombreux paramètres de calcul, notamment par appel à la bibliothèque matériaux.

Dimensionnement : recherche des épaisseurs optimales

A partir d'un premier calcul, l'option d'enchaînement automatique des variantes permet d'accéder aux épaisseurs de couche pour lesquels les valeurs des sollicitations calculées et admissibles du critère le plus pénalisant sont tout juste égales.

DES APPLICATIONS DIVERSES

Au-delà de son application au dimensionnement (neuf), le module Routier de base est un outil d'aide à de nombreux autres types d'études, par le caractère modifiable de la plupart de ses paramètres de calcul :

- adaptation de la méthode française de dimensionnement des chaussées neuves à d'autres contextes dans le monde, de climat, trafic, nature des matériaux routiers ou stratégies des maîtrises d'ouvrages (exemple : risques de calculs, durées de service...);
- utilisation à des fins d'études et d'expertises visant à rechercher l'origine de désordres avérés ou à établir un diagnostic de l'état structurel des chaussées avant rénovation;
- estimation de la durée de vie résiduelle des chaussées⁸;
- dimensionnement des solutions de renforcement des chaussées dégradées.

-Figure 5-

Module Routier de base : résultats des calculs (EpsT, SigmaT, EpsZ et SigmaZ) à la base et au sommet des couches, entre les roues du jumelage standard français (valeurs dimensionnantes entourées en rouge).

épais. (m)	module (MPa)	coefficient Poisson	Zcalcul (m)	EpsT (µdef)	SigmaT (MPa)	EpsZ (µdef)	SigmaZ (MPa)
0.025	3000.0	0.350	0.000	82.1	0.507	-32.4	0.659
			0.025	58.5	0.354	23.8	0.640
0.100	14000.0	0.350	0.025	58.5	1.641	-80.6	0.640
			0.125	-144.9	-2.792	134.5	0.101
0.200	240.0	0.350	0.125	-144.9	0.005	391.7	0.101
			0.325	-234.5	-0.054	349.9	0.050
infini	80.0	0.350	0.325	-234.5	0.000	608.6	0.050

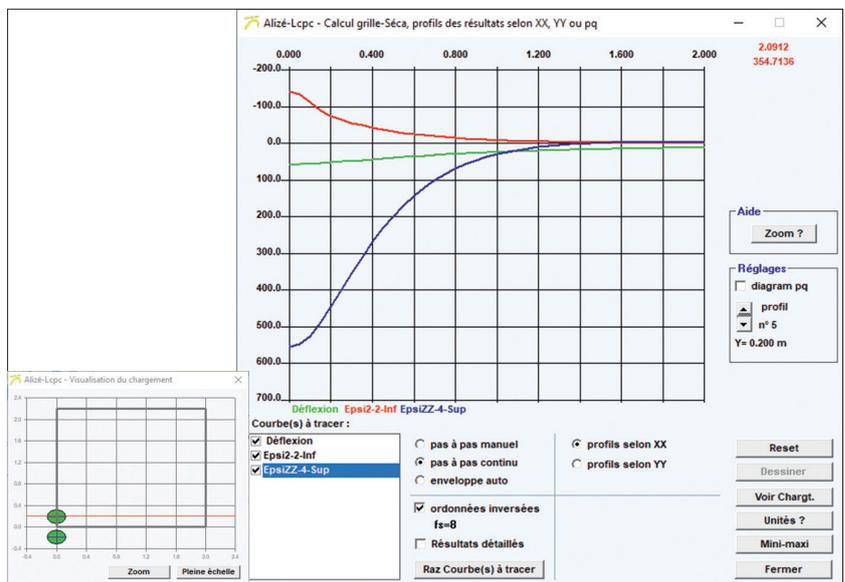
variante 1: Durée= 00:01sec

Grandeurs affichées : tableau 1 tableau 2 tableau 3 tableau 4 tableau 5 tableau 6 tableau 7 tableau 8

Déflexion =59.1 mm/100 entre-jumelage Rdc = 341.8 m

-Figures 6-

Module Routier de base : exemple de visualisation de différents résultats de calculs : déflexion, déformation longitudinales à la base de l'EME et déformation verticale au sommet du sol (pour la structure de la figure 3), sous les roues du jumelage standard.



-Figure 7-

Module Routier de base : exemple de calcul de déformation admissible pour un EME2 (CAM = 0,5 ; trafic poids lourds cumulé = 2,6 millions ; plate-forme PF2qs ; risque = 5 %)

Trafic PL cumulé : données

Moyenne journalière annuelle (MJA) : 300

Taux accroissement géométrique (%) : 1.79

Taux accroissement arithmétique (%) : 2

Durée de service (années) : 20

Trafic cumulé PL : 2.6061E+6

Cocher au plus 3 cases

Aide

Coefficients d'agressivité CAM

Valeurs des risques R

Guide lcp-sétra 94 Catalogue 1998 Norme NF P98-086

Valeurs admissibles : données

matériau type : eb-eme2

coefficient CAM : 0.5

risque (%) : 5.0

trafic cumulé NE : 1.3031E+6

Epsilon6 (µdef) : 130

-1/b : 5

Calculer EpsIT admissible

Calcul inverse NE = f(EpsIT)

Calcul inverse Risk = f(EpsIT)

Bibliothèque des matériaux Imprimer Enregistrer

Fréquence (Hz) : 10 Hz

Teta Equiv. (°C) : 15 °C

E(10°,10Hz) (MPa) : 16940

E(Teq,Freq) (MPa) : 14000

Hstructurel MB (m) : 0.1

PF réglage fin +/- 0.015 m

écart type Sh (m) : 0.010

écart type SN : 0.250

Kr (risque) : 0.815

Kc (calage) : 1.0

Ks : E(MPa) sous-jacent compris dans [80,120] : 1/1.065

EpsilonT admissible = 103.8 µdef

Annotation libre : eb-eme2

Mémo ...

1 - EpsIT = 103.8 (eb-eme2)

effacer=dbl click

Restaurer Fermer

Pour modifier les valeurs standard : cliquer sur "eb-eme2"

Signalons enfin l'utilisation possible du module dans le domaine de la recherche, où il permet de concevoir et/ou interpréter en première approche les études expérimentales sur chaussées instrumentées.

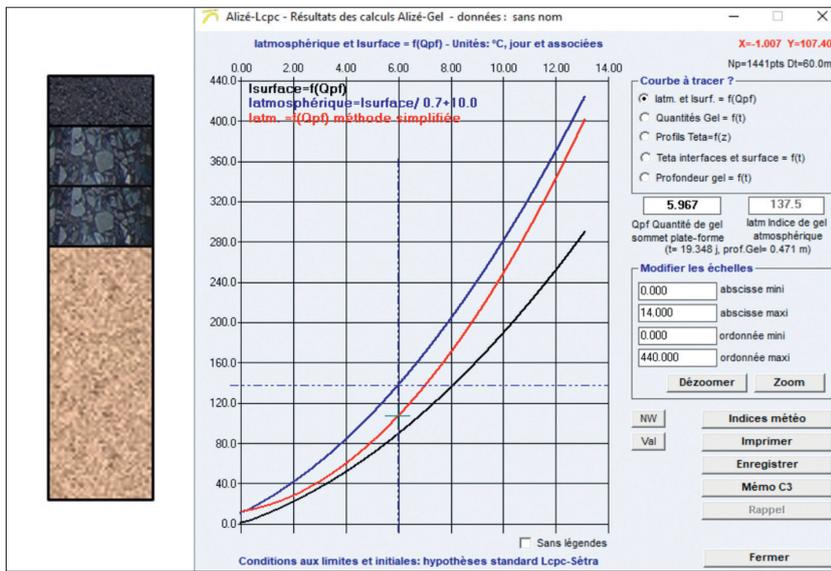
LE MODULE GEL-DÉGEL

Ce module est essentiellement dédié à la vérification du dimensionnement au gel-dégel des chaussées, généralement entreprise en complément au dimensionnement mécanique. La méthode est également ici étroitement encadrée par le référentiel technique^{4,7}.

Elle vise à s'assurer que le gel transmis à la plate-forme depuis la surface de chaussée va être sans conséquence sur la durabilité de la structure, ni par effet de cryosuction et de gonflement en période de gel de la couche de fondation ou du sol, ni par effet de perte de portance de ces mêmes milieux au dégel. Elle s'appuie sur la comparaison entre l'indice de gel atmosphérique de l'hiver de référence choisi en fonction de la localisation géographique de la structure et l'indice de gel admissible en surface de chaussée (figure 8), compte tenu :

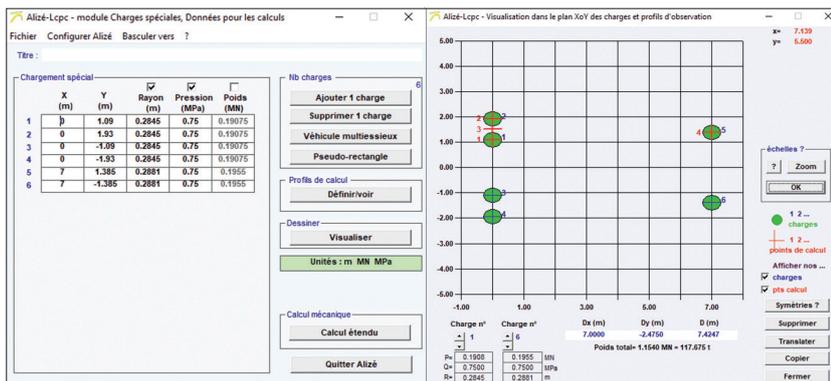
-Figures 8-

Module Gel-dégel : exemple de dimensionnement au gel d'une structure BBSG3/GB4/plate-forme PF2qs (indice de gel admissible en surface en fonction de la quantité de gel admissible au niveau de la plate-forme).



-Figure 9-

Module Charges spéciales : introduction manuelle du chargement multi-essieux de chariot élévateur.



- de la sensibilité au gel de la couche de forme et du sol ;
- de la protection thermique apportée par les couches d'assise.

Le module Gel-dégel réalise spécifiquement le calcul de cet indice de gel admissible^{4,7}. Il exécute notamment le calcul intermédiaire de l'indice de gel transmis à la plate-forme depuis la surface, par résolution dans l'épaisseur de la chaussée de l'équation transitoire de la chaleur (modèle de Fourier) avec prise en compte de la condition de Stefan, au niveau du front de gel de l'eau interstitielle contenue dans les couches non liées.

Les calculs sont effectués en 1D suivant la direction verticale et reprennent la description multicouche des chaussées pour tenir compte des propriétés thermiques de chacun des matériaux.

Le solveur, issu du logiciel Gel1d du LCPC⁹⁻¹⁰, utilise la technique des différences finies avec remaillage pour le suivi de la position du front de gel.

Il est à noter que le module se prête plus largement à toute étude de propagation de chaleur 1D à partir de conditions initiales et limites données.

Il permet notamment de déterminer avec une bonne précision à toute échelle de temps (heure, jour, année) les évolutions attendues du profil vertical de température $\theta(z,t)$ dans une chaussée, à partir de la connaissance de sa température de surface.

Une application possible est l'accès aux températures des couches bitumeuses en climat chaud, afin d'analyser les risques d'ornièrage.

LE MODULE CHARGES SPÉCIALES

APPLICATION AUX STRUCTURES DE CHAUSSÉES PORTUAIRES ET LOGISTIQUES

Ce module d'Alizé-LCPC comprend les fonctionnalités permettant d'appliquer les recommandations d'experts¹¹ pour la transposition de la méthode rationnelle routière aux aires industrielles, plates-formes logistiques ou, plus généralement, aux chaussées circulées par des charges spéciales (exemple : trafic significatif de convois exceptionnels).

Le module repose sur la mise en œuvre des calculs de sollicitation et dommage par grille décrits précédemment.

Le logiciel permet de modéliser tout type de chargement, représenté au sol par des disques de pression. L'introduction des données peut être « manuelle » (figure 9) ou effectuée à l'aide de l'interface de création automatique des chargements multi-essieux (figures 10).

Le trafic peut être constitué de plusieurs types de véhicule circulant avec leurs propres valeurs de balayage (exemple : chariots élévateurs Reachstacker + chariots cavaliers). La détermination des valeurs admissibles (figure 11) passe par le recalcul préalable des coefficients de calage c des matériaux (figure 12), selon le principe de « poids équivalent »¹¹.

Le logiciel somme les dommages générés par chaque engin, afin de juger de l'admissibilité ou non de la structure projetée (figures 13). Le dimensionnement se fait sur la base d'itérations manuelles. Le module possède par ailleurs une fonctionnalité destinée à vérifier la résistance au poinçonnement de la structure dans les aires de stockage, suivant les modalités de calcul¹¹. Celle-ci passe par la construction des chargements créés par les pièces de coins des conteneurs.

LE MODULE RÉTROCALCULS

Le module Rétrocalculs est tourné vers l'interprétation des bassins de déflexion mesurés sur chaussée par les appareils tels que les FWD ou HWD (*Heavy Falling Weight Deflectometer*), le deflectographe LPC, le Curviamètre, etc.

Il vise à déterminer à partir de la modélisation que fait l'utilisateur de la chaussée, les modules d'élasticité de toutes ou certaines couches. L'éventail de modélisation possible est ouvert ; le choix porte sur le nombre de couches à introduire, les épaisseurs à leur appliquer et la donnée ou non pour certaines d'entre elles de valeurs de module d'élasticité considérées invariables par la suite. Ce choix est à apprécier par l'utilisateur en fonction de ses objectifs et des informations a priori disponibles sur la structure. Trois modes de calculs sont proposés à géométrie de structure donnée. Les deux premiers visent par des méthodes différentes à minimiser l'écart $\varepsilon^{meas-calc}(E_p, \dots, E_p, \dots, E_n)$ entre les déflexions mesurées et calculées, en fonction des modules d'élasticité de couche recherchés :

Le premier mode de calcul est basé sur une « méthode de descente » de la valeur de l'écart, suivant le gradient $\delta \varepsilon^{meas-calc}(E_p, \dots, E_p, \dots, E_n) / E \delta j$ de la fonctionnelle (figure 14).

Le second mode de calcul repose sur l'exploration exhaustive d'ensembles croisés de valeurs de modules d'Young, prédéfinis par l'utilisateur :

$$[E_1^{min}, E_1^{min} + \Delta E_p, E_1^{min} + 2\Delta E_p, \dots, E_1^{max}] \times [E_2^{min}, \dots, E_2^{max}] \times \dots \times [E_n^{min}, \dots, E_n^{max}]$$

Les meilleurs résultats sont classés et affichés par ordre décroissant d'ajustement entre les valeurs de déflexion mesurées et calculées.

La troisième option de calcul permet de déterminer les « modules de surface » $E_{surf}(d_i)$, définis comme les valeurs de module du massif homogène élastique-linéaire semi-infini (massif de Boussinesq), permettant de restituer la valeur de déflexion mesurée à chaque distance d_i du gisement (figure 15). La courbe $E_{surf}(d)$ obtenue peut aider à identifier la nature linéaire (ou non) du comportement de la structure, voire la profondeur virtuelle du substratum pour les modélisations ultérieures de la structure de chaussée.

-Figure 10-

Module Charges spéciales : introduction du chargement multi-essieu de chariot élévateur à partir de l'interface de définition des charges spéciales.

Type de monte	Poids roue	Poids essieu	Pression contact	E1 Entre jumelage	J12 Distance jumelages 1-2	V1 Voie essieu	Idem essieu No	DN Distance à l'essieu précédent (m)
Essieu no 1	2 Jumelages	0.19075	0.7630	0.75	0.84	3.02		
Essieu no 2	2 Roues simples	0.1955	0.3910	0.75		2.77		7

Poids total = 1.1540 (= 117.675 tf)

-Figure 11-

Module Charges spéciales : exemple de définition des paramètres de dommage pour une structure bitumineuse – Choix du modèle d'additivité de Miner, donnée des valeurs admissibles pour le trafic étudié et entrée du balayage transversal.

épais. (m)	module (MPa)	coef. Poisson	niveaux interface (m)	niveaux calcul (m)	Critère	Modèle multiplic	Valeur admissible	Pente -1/b
0.060	8441.0	0.350	0.000	0.000				
	collé		0.060	0.060				
0.220	10744.0	0.350	0.280	0.280	EpsilonT	Miner "intégral"	192.1	5
	collé		0.280	0.280	EpsilonZ	Miner "intégral"	931.7	4.505
infini	80.0	0.350						

Balayage = 2xécarts type (m) = 1.500

-Figure 12-

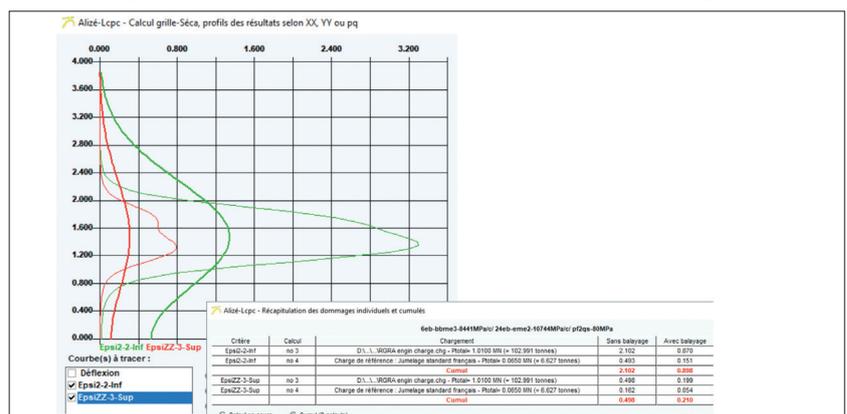
Module Charges spéciales : calculs des coefficients de calage suivant les principes définis¹¹

No	Fichier Charge spéciale (Click-gche pour ouvrir)	Nbre cumulé de passages	Poids total (MN)	Nb essieux	Essieu 1 poids (MN) nb roues	Essieu 2 poids (MN) nb roues
1	Charge Spéciale en cours - écran Charge spéciale	150000	1.0100	2	0.6280 4 Jumel	0.3820 2 Simple
2	D:\...Article RGRA engin vide.chg	180000	0.7500	2	0.3660 4 Jumel	0.3840 2 Simple

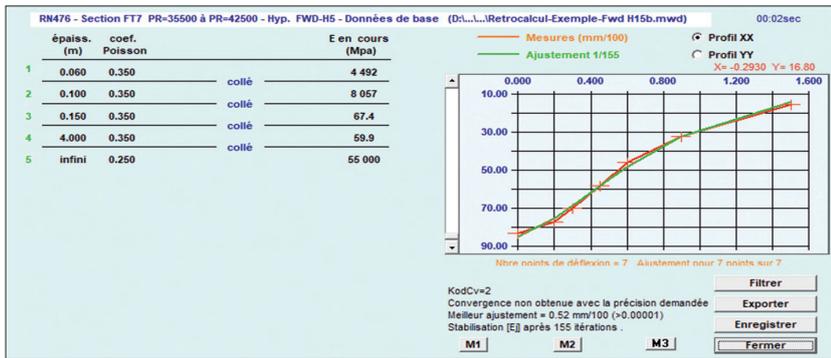
Matériau	Peq (MN)	Kc
Gb3	0.4492	1.700
Eme2	0.4492	1.300
Mthh	0.5005	2.200
Béton	0.5005	2.400

-Figure 13-

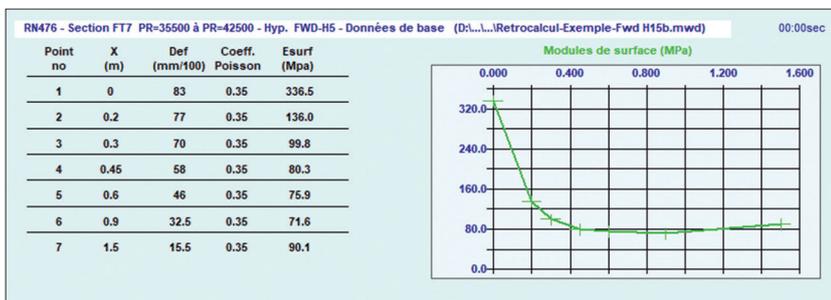
Module Charges spéciales : présentation des résultats en termes de dommages.



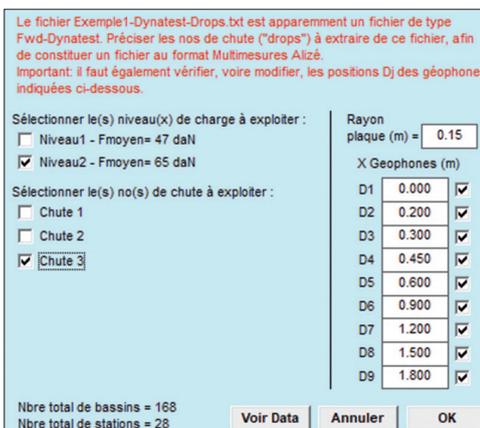
-Figure 14-
Module Rétrocalculs : écran de comparaison entre bassins mesuré et rétrocalculé – Option de calcul n° 1 (algorithme de descente).



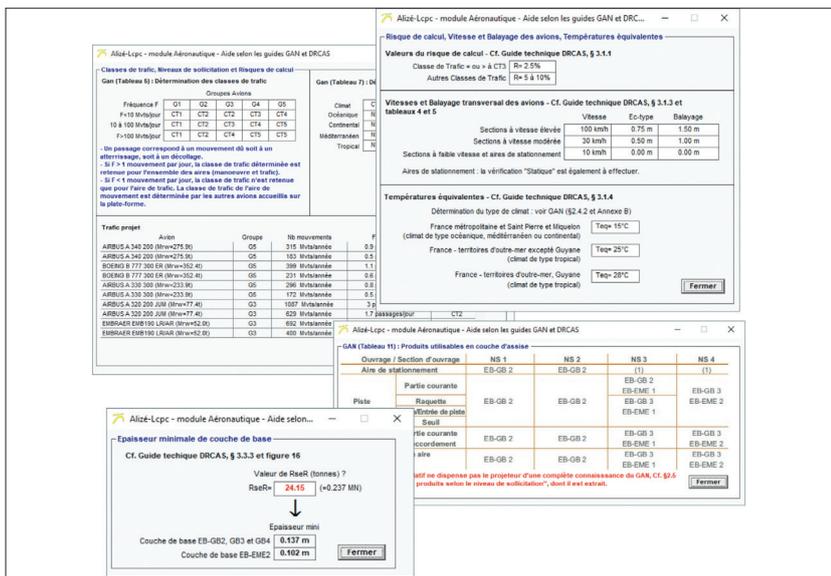
-Figure 15-
Module Rétrocalculs- Ecran de résultats : option Modules de surface.



-Figure 16-
Module Rétrocalculs - Exemple d'importation d'une base multi-mesures FWD.



-Figure 17-
Module Aéronautique : écran d'aides aux utilisateurs.



Elle permet également de mettre qualitativement en évidence la présence éventuelle d'une couche intercalaire de faible ou forte rigidité, en comparaison avec les modules d'élasticité des autres couches.

Les valeurs de modules rétrocalculés contribuent à l'évaluation du degré d'endommagement des matériaux dans les structures en service. Ils permettent de construire des modèles calibrés « en rigidité » des chaussées en place, en vue d'effectuer des calculs de renforcement.

Le module Rétrocalculs peut être utilisé pour traiter une série de mesures de bassins de déflexion effectuées sur un linéaire routier, en tenant compte des variations d'épaisseurs ou des conditions d'interfaces éventuellement relevées (par géoradar, carottage...) le long de l'itinéraire. À l'aide des outils d'analyse statistique intégrés au logiciel, il est possible de vérifier la cohérence entre le profil itinéraire des modules rétrocalculés ainsi obtenu et le découpage en zones homogènes établi sur la base des mesures uniquement.

Ce type de traitement bénéficie de la compatibilité du module Rétrocalcul avec les bases de mesures créées par le Curviamètre, ainsi que par les FWD (figure 16) et HWD de marque Carl-Bro, ControLab, Dynatest et Pavel-Hermann. Le logiciel exploite également les bases de données FWD formatées selon le standard F25.

LE MODULE AÉRONAUTIQUE

La collaboration entre le STAC, l'Ifsttar et un groupe d'experts a permis d'élaborer la nouvelle méthode de dimensionnement rationnel des chaussées aéroporaires neuves de type souple¹².

Le module Aéronautique est dédié à la mise en œuvre de la méthode. Son fonctionnement est voisin de celui du module Charges spéciales. Il met en œuvre la technique de calcul par grille des dommages élémentaires et cumulés, associés à la donnée du trafic avion prévu sur la durée de service de la structure. Le processus automatique d'enchaînement de variantes détermine la structure conduisant à un endommagement maximal égal à 1.

La constitution des trafics aéronautiques est grandement facilitée par la compatibilité du logiciel avec la base de données FICAV du STAC, qui fournit les géométries et poids des atterrisseurs (à l'atterrissage ou au décollage) de la plupart des types d'avion en service. L'utilisateur sélectionne les types d'aéronefs appelés à entrer sur l'aire à dimensionner et spécifie pour chacun d'entre eux le nombre de mouvements envisagés sur la période de calcul.

L'utilisateur est guidé au long du processus de dimensionnement par différents menus d'aide contextuelle pour la définition des paramètres d'entrée et le choix des valeurs à leur donner, en accord avec les recommandations du GAN (Guide d'application des normes) ou du GDRCAS : matériaux utilisables en couches d'assises et de fondations, définition des classes de trafic, températures de calcul, risques de calcul, balayages de chacun des types d'aéronefs, vitesses associées... (figures 17).

L'utilisateur peut choisir deux modes de calculs : le mode « calcul unique » ou le mode « calcul itératif ».

- Le mode calcul unique permet de visualiser les profils transversaux de déformation horizontale ou verticale induits dans la structure par chaque aéronef, ainsi que les profils de dommage individuels et cumulé. Il laisse en revanche le soin à l'opérateur d'enchaîner manuellement les itérations d'épaisseurs ou d'effectuer les modifications de matériaux, de portance ou autres paramètres conduisant au dimensionnement recherché.

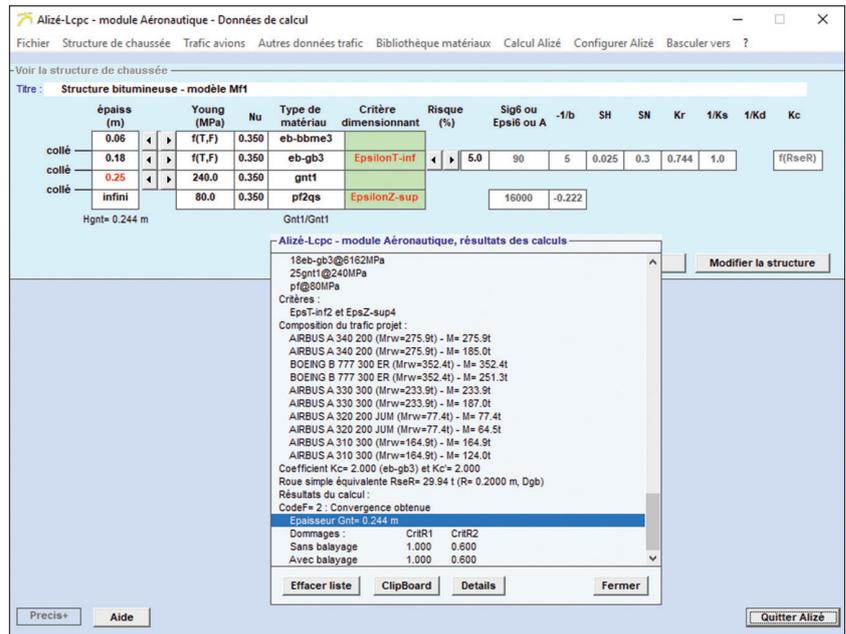
- Le mode calcul itératif mode de calcul, qui laisse l'utilisateur définir préalablement la variable d'ajustement du dimensionnement : l'épaisseur de la couche de base bitumineuse ou celle de la fondation en GNT. Le logiciel itère alors automatiquement sur la variable choisie jusqu'à obtenir l'épaisseur conduisant à un endommagement maximal, tous critères confondus, égal à 1 (figures 18 et 19).

ALIZÉ-LCPC, ACTEUR DE LA ROUTE

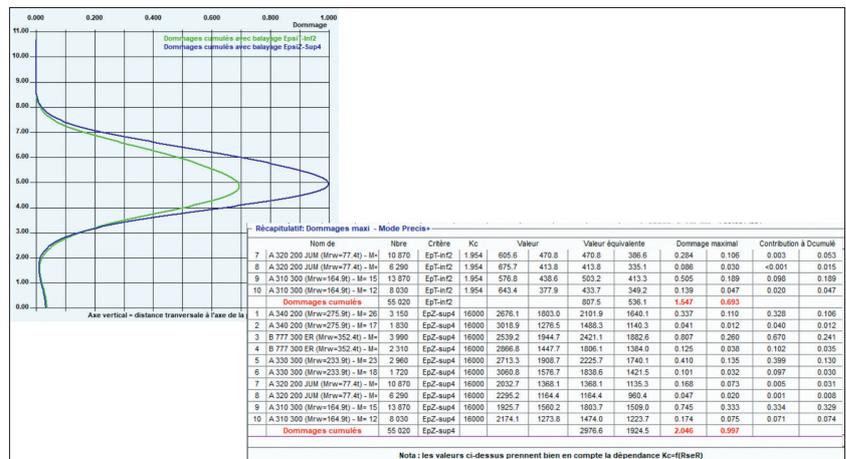
Support incontournable de calcul pour la construction du référentiel technique français relatif au dimensionnement rationnel des structures de chaussées, Alizé-LCPC accompagne les acteurs de la route depuis 40 ans. Son champ d'application s'étend aujourd'hui aux chaussées spéciales et aéronautiques et à la reconnaissance de l'état structurel des chaussées à travers l'interprétation des mesures de déflexion.

De nombreuses perspectives d'évolution du logiciel restent toutefois ouvertes pour le développement de nouvelles applications à caractère opérationnel dans les domaines du dimensionnement, du renforcement ou de l'expertise des infrastructures de transport, y compris dans le domaine ferroviaire. Alizé-LCPC devra prochainement accompagner le développement de la méthode de renforcement des structures aéronautiques. Il doit aussi permettre d'établir de façon transparente pour les utilisateurs des liens avec le logiciel de calcul aux éléments finis César-LCPC pour le calcul des structures rigides, entre autres. ■

-Figure 18-
Module Aéronautique : exemple de calcul itératif d'une structure ajustée sur l'épaisseur de GNT en fondation.



-Figure 19-
Module Aéronautique : exemple d'exploitation de résultats par calcul unique - Courbes de dommages cumulés et tableau récapitulatif.



REFERENCES

1. Ifsttar-ITECH, Alizé-Routes – Manuel d'utilisation, version 1.5, 2016.
2. Ifsttar-DGAC STAC Alizé-Aéronautique – Manuel d'utilisation, version 1.5, 2016.
3. D.M. Burmister, "The theory of stresses and displacements in layered systems and applications to the design of airport runways", *Proceedings of the Highway Research Board*, vol. 23, 1943.
4. Sétra-LCPC, *Conception et dimensionnement des chaussées*, Guide technique, décembre 1994.
5. Sétra-LCPC, *Catalogue des structures types de chaussées neuves*, 1998.
6. Sétra, *Construction des chaussées neuves sur le réseau routier national – Spécifications des variantes*, Guide technique, mars 2003.
7. NF P98-086, « Dimensionnement structurel des chaussées routières – Application aux chaussées neuves », octobre 2011.
8. Cerema-Idrirm, *Diagnostic et conception des renforcements de chaussées*, Guide méthodologique, 2016.
9. M. Lévy, M. Frémond, J.-J. Briost, J. Oczkowski, GELTD – *Modélisation mono-dimensionnelle de la congélation des structures de chaussées multi-couches – Manuel de l'utilisateur*, 7e édition, 2003.
10. M. Frémond, P. Williams (dir.), *Gel des sols et des chaussées*, Presses des ponts et chaussées pour l'édition Française, Carleton University (Ottawa, Canada) pour l'édition anglaise, 1979.
11. M. Balay, F. Breton, S. Buytet, H. Dumont, M. Dunand, « Dimensionnement des plates-formes logistiques selon la démarche rationnelle routière », RGRA n° 916, novembre 2013.
12. DGAC-STAC, *Guide de dimensionnement rationnel des chaussées souples aéronautiques (GDRCAS)*, 2016.



LA MÉTHODE FRANÇAISE DE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES DE CHAUSSÉES

Voilà 45 ans que la France recourt à une méthode rationnelle de dimensionnement de ses structures routières. Utilisée à l'origine pour les chaussées du réseau structurant, aussi bien en construction qu'en réhabilitation, cette méthode a été élargie à l'ensemble des types de structures.

AUTEUR

Hugues Odéon
CTM Group Leader
CEREMA East/Strasbourg Laboratory

Ainsi, la France dispose aujourd'hui d'un large spectre de documents techniques, permettant de calculer les épaisseurs des couches d'une structure routière neuve de tout type, tout comme les solutions de renforcement. Elle inspire d'autres démarches pour d'autres domaines que la route, ou pour d'autres contextes que celui de la France.

LES ORIGINES

Ce choix de retenir une approche rationnelle pour fixer les épaisseurs des couches de la structure de chaussées a été fait dès le milieu des années 60. A l'époque, les ingénieurs français cherchaient à appréhender le comportement des chaussées sous l'angle mécanique : De L'Hortet en 1948, puis Jeuffroy et Bachelet à travers la publication d'abaques en 1959 avaient posé les bases d'une analyse rationnelle des structures. En 1964, Léger esquissait les lignes d'une méthode de calcul pour les chaussées à fort trafic ; la même année, le modèle de Burmister était programmé pour le LCPC dans un logiciel dénommé Alizé, permettant l'analyse mécanique d'un système multi-couches élastique.

Cette position allait à l'encontre de l'approche anglo-saxonne, notamment américaine, qui avait opté pour une démarche empirique du dimensionnement des chaussées. Les essais WASHO puis AASHTO menés dans les années 50 avaient permis de mettre au point la méthode de dimensionnement AASHTO pour les chaussées souples et rigides, toujours d'actualité.

Cette élaboration d'une méthode de calcul rationnelle française était menée en parallèle avec une réflexion sur les matériaux de chaussées, définissant des règles d'élaboration, de fabrication et de mise en œuvre sous forme de directives et de recommandations, afin de garantir l'obtention de

performances mécaniques minimales. Des outils d'auscultation étaient mis au point afin de mieux comprendre le fonctionnement des chaussées.

Une trentaine de sections d'essais instrumentées, bitumineuses et semi-rigides, firent l'objet d'un suivi périodique de la fin des années 1960 jusqu'au milieu des années 1970. Enfin, un manège de fatigue circulaire voyait le jour en 1978, au LCPC à Bouguenais, pour étudier le comportement de matériaux et de structures de chaussées sous charge lourde, et le suivi de leur vieillissement sous trafic ; il est toujours opérationnel.

Dès 1971, la Direction des Routes publiait un *Catalogue des Structures types de chaussées*¹ destiné aux routes à trafic fort à moyen, établi sur des bases empiriques, mais intégrant déjà des considérations issues du calcul. La nouvelle version de ce catalogue, publiée en 1977, concrétisait l'élaboration d'un document de dimensionnement issu d'une approche rationnelle, calée sur l'observation de chaussées réelles de plus en plus nombreuses². Ce catalogue fut mis à jour en 1988, puis en 1998. Un *Manuel des chaussées neuves à faible trafic*³, publié en 1981, et un *Manuel pour la Conception des chaussées d'autoroutes*⁴, publié en 1986 et régulièrement mis à jour depuis, complétaient le dispositif. Parallèlement à ce travail sur les chaussées neuves, la nécessité de devoir réhabiliter des routes à structures souples pour les adapter à un trafic sans cesse croissant permit d'explorer l'application de cette même démarche rationnelle au cas du renforcement des chaussées existantes. Il en résulta un Guide technique pour le *Dimensionnement du renforcement des chaussées souples*⁵, publié en 1978 et mis à jour en 1988.

Ce premier corpus technique, établi entre 1965 et 1990, comportait des documents proposant des solutions pré-calculées en fonction de la portance du support, de la classe de trafic et de la durée du dimensionnement retenue.



© EUROVIA

UNE MÉTHODE PRATIQUÉE PAR UN GRAND NOMBRE D'ACTEURS

Jusqu'aux années 1990, la méthode n'était connue et appliquée que par une poignée d'initiés. Aussi, il apparût nécessaire d'élargir la connaissance de cette méthode auprès des différents acteurs de la communauté technique. En 1994, le guide technique *Conception et dimensionnement des structures de chaussées*⁶, rédigé par un groupe de travail associant représentants de l'administration et de la profession, expliqua clairement la méthode pour le calcul des chaussées neuves.

Depuis, cette méthode a été normalisée (NFP 98-086⁷). En 2016, un guide technique dénommé *Diagnostic et conception des renforcements de chaussées*⁸ est venu compléter l'explication de la démarche de calcul dans le cas des chaussées à renforcer.

QUELS EN SONT LES GRANDS PRINCIPES ?

La démarche de calcul se déroule en deux temps :

- La première étape permet de déterminer l'épaisseur minimale des couches d'assise nécessaire à la circulation d'un trafic défini sur un sol donné.
- La seconde étape est une vérification du bon comportement de la structure suite à un cycle de gel/dégel déterminé.

Le calcul mécanique consiste à vérifier que les sollicitations induites au passage d'une charge représentative du trafic lourd dans la structure de chaussée, modélisée à l'aide du modèle de Burmister, sont d'amplitude inférieure ou égale à des valeurs admissibles fonctions du comportement en fatigue du matériau d'assise, du nombre de poids lourds et de la portance du sol support. L'épaisseur minimale requise des couches d'assise est ajustée par itérations.

La vérification au gel/dégel se fait pour sa part pour les seules chaussées reposant sur un sol gélif. On détermine par le calcul la protection que peuvent assurer la chaussée issue du calcul mécanique et la couche de forme vis-à-vis d'un gel d'intensité donnée, fonction du lieu de construction de la chaussée, en recourant notamment au modèle de conduction de Fourier, et en valorisant la résistance

mécanique de la chaussée en cas de perte de portance du sol support.

Le trafic pris en compte pour fixer les épaisseurs de la structure est le nombre de poids lourds circulant sur la chaussée pendant sa durée de calcul. Il est converti en un nombre équivalent de passages de l'essieu isolé à roues jumelées chargé à 130 kN choisi comme essieu de référence, à l'aide d'un coefficient multiplicateur appelé coefficient d'agressivité moyen (CAM) dont la valeur dépend du type de route et du type de matériau d'assise. Une originalité de la méthode consiste en ce que la ruine de la chaussée au terme de la durée de calcul retenue est appréhendée de façon probabiliste. Un risque de ruine, intégrant les dispersions sur les épaisseurs mises en œuvre et sur la fatigue, est associé à la durée de calcul ; sa valeur est choisie d'autant plus faible que le trafic est élevé.

UNE ÉVOLUTION PERMANENTE

Cette méthode française de dimensionnement des structures de chaussées routières a montré sa pertinence et continue d'évoluer :

- Les documents de base sont régulièrement mis à jour pour tenir compte des évolutions du contexte, des matériaux et du trafic. C'est le cas par exemple du *Manuel des chaussées neuves à faible trafic*, dont la parution d'une nouvelle version est imminente, tout comme la norme NF P 98-086.
- Le logiciel Alizé ne cesse d'évoluer pour intégrer les évolutions de la technique et de la démarche. Elle est adaptée à d'autres domaines que la route. La *Méthode de dimensionnement des chaussées aéronautiques souples*⁹, publiée en 2016, en découle ; une application de cette méthode au cas des plates-formes multi-modales est en cours d'élaboration. Enfin, elle inspire d'autres pays, qui l'adaptent à leur contexte (trafic et climat différents, matériaux spécifiques).

Des progrès sont encore souhaitables, notamment pour mieux appréhender le comportement visco-plastique des matériaux bitumineux, celui des fissures et des coins, ou encore celui des interfaces. Des projets de recherche tel que DVDC (comme Durée de vie des chaussées) sont menés pour faire progresser la connaissance sur ces champs. ■

RÉFÉRENCES

1. Sétra/LCPC, *Catalogue de structures types de chaussées*, 1971.
2. Sétra/LCPC, *Catalogue de structures types de chaussées neuves*, 1977, actualisé en 1988 et 1998.
3. Sétra/LCPC, *Manuel de conception des chaussées neuves à faible trafic*, 1981.
4. Scétauroute, *Manuel de conception des chaussées d'autoroutes*, 1986.
5. Sétra/LCPC, *Dimensionnement des renforcements des chaussées souples*, Guide technique, 1978, actualisé en 1988.
6. Sétra/LCPC, *Conception et dimensionnement des structures de chaussées*, Guide technique, 1994.
7. NF P 98-086, « *Dimensionnement structurel des chaussées routières – Application aux chaussées neuves* », octobre 2011.
8. Cerema-Ildrim, *Diagnostic et conception des renforcements de chaussées*, Guide technique, 2016.
9. Stac, *Méthode rationnelle de dimensionnement des chaussées aéronautiques souples*, Guide technique, 2016.

AUTEUR

Rolf Kobisch
Consultant
Ancien directeur adjoint
LRPC Saint-Brieuc

La genèse de la méthode française de dimensionnement des chaussées

La place du manège



L'objectif de cette synthèse est de présenter l'évolution de la méthode de dimensionnement des chaussées de 1968 à nos jours (vis-à-vis de laquelle le manège a joué un rôle majeur). La forte synergie entre les recherches entreprises au LCPC (Laboratoire central des Ponts et chaussées) et dans les LRPC (Laboratoires régionaux des Ponts et chaussées) et la rédaction des directives, recommandations, guides techniques SÉTRA (Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements) - LCPC (Catalogue de structures types de chaussées, Dimensionnement des renforcements de chaussées souples) est l'un des points essentiels qui ont permis aux maîtres d'ouvrage, aux maîtres d'œuvre et aux entreprises routières de réaliser des chaussées performantes aussi bien pour les usagers que pour les maîtres d'ouvrage.

J. Bonitzer [1], après la deuxième conférence internationale d'Ann Arbor en 1967, a défini la voie d'approche rationnelle du dimensionnement des chaussées : « *L'idée directrice de cette voie d'approche est calquée sur celle des ouvrages d'art : on calculera les contraintes et les déformations sous charges, on comparera ces grandeurs à celles que les matériaux employés peuvent supporter sans rupture ; on calculera dans chaque cas la structure de manière qu'elle puisse supporter les charges prévues.* »

Ainsi, deux périodes principales sont à distinguer en France pour le dimensionnement rationnel des chaussées :

- 1968-1972, établissement du premier catalogue des structures de 1971 [2] ;
- 1972-1994, application d'une méthode rationnelle de dimensionnement pour les chaussées neuves et les renforcements [3].

La contribution du manège à la méthode intervient dès sa mise en service à partir des années 1985.

Méthode retenue pour le catalogue des structures de 1971

De 1965 à 1971, de nombreux travaux ont été réalisés : caractérisation des matériaux en laboratoire, développement des moyens d'auscultation *in situ* des chaussées (défectographe, poutre de Benkelman, vibreur léger), mise au point par la SEMA (Société d'économie et de mathématiques appliquées) d'un programme de calcul des contraintes et des déformations dans une structure d'au plus 6 couches, soumise à une charge statique, utilisant la méthode de Burmister.

Ces travaux ont permis de connaître les ordres de grandeur des rigidités et des déformations à la rupture des matériaux traités, de mettre en relation les diverses caractéristiques mesurables *in situ* et susceptibles d'être utilisées en tant que critères de qualité et durabilité des chaussées (déflexions, rayons de courbure, célérités des ondes de surface de différents types de chaussées), d'associer celles-ci au comportement des matériaux et de disposer d'un modèle de calcul pour établir des tendances.



Le dimensionnement des chaussées à travers les guides
Structural design of pavements through guides

Le dimensionnement des structures du Catalogue [2] est fondé principalement sur la formule empirique de la loi de réduction logarithmique des déflexions [4] :

$$\varepsilon = K \log \frac{d_0 - d_m}{d_1 - d_m} \quad \text{avec,}$$

- ε : épaisseur de la couche mise en œuvre en cm,
- d_0 et d_1 : déflexion avant et après la mise en œuvre de la couche,
- K et d_m constantes dépendant du matériau mis en œuvre (par exemple : $K \approx 26$ cm, $d_m \approx 10/100$ mm pour la grave laitier).

Les études *in situ* des paramètres, déflexion et rayon de courbure [5, 6], ont précisé la notion de déflexions maximales admissibles en fonction du trafic et du type de structure. Les calculs réalisés sur des bicouches ont permis d'étudier la relation sans dimension $d/a\varepsilon_r$ (figure 1), en fonction du rapport des modules des couches pour différentes épaisseurs (d : déflexion, a : rayon de charge, ε_r : déformation à la base de la couche) et de comparer les élongations engendrées lors du passage d'une charge de référence aux élongations limites obtenues en laboratoire sur les matériaux composant la structure.

Le catalogue [2] reposait, pour le dimensionnement des structures en matériaux traités, sur les relations qui précèdent. Il posait ainsi les prémices de la future méthode de dimensionnement rationnelle des chaussées, qui allait se développer et s'imposer dans la décennie suivante.

Méthode de dimensionnement rationnelle des chaussées neuves et des renforcements depuis 1972

Les éléments de cette méthode ont été mis en place à partir de 1968. Elle nécessite de :

- Disposer des caractéristiques mécaniques monotones et cycliques des différents matériaux composant la chaussée.
- Avoir un modèle de calcul de chaussée prenant en compte les lois de comportement des matériaux et reproduisant le plus près possible le fonctionnement mécanique de la structure lors du passage d'une charge.
- Comparer les sollicitations calculées dans les différents matériaux de la chaussée avec celles jugées admissibles après des études en laboratoire et *in situ*, pour un nombre de cycles de chargement.
- Cumuler statistiquement, notamment à travers le postulat d'additivité de Miner [7], les dommages liés à chaque passage de charge, qui sont fonction d'un grand nombre de paramètres.
- Disposer de données expérimentales pour le « calage » de ce modèle de dimensionnement mécanistique, obligatoirement simplificateur. Ces données assurant l'ajustement entre les résultats du modèle et le comportement réel des chaussées, sont de plusieurs natures : retours d'expérience en provenance des réseaux routiers, sections d'essais, et enfin expérimentations réalisées sur le manège de fatigue.

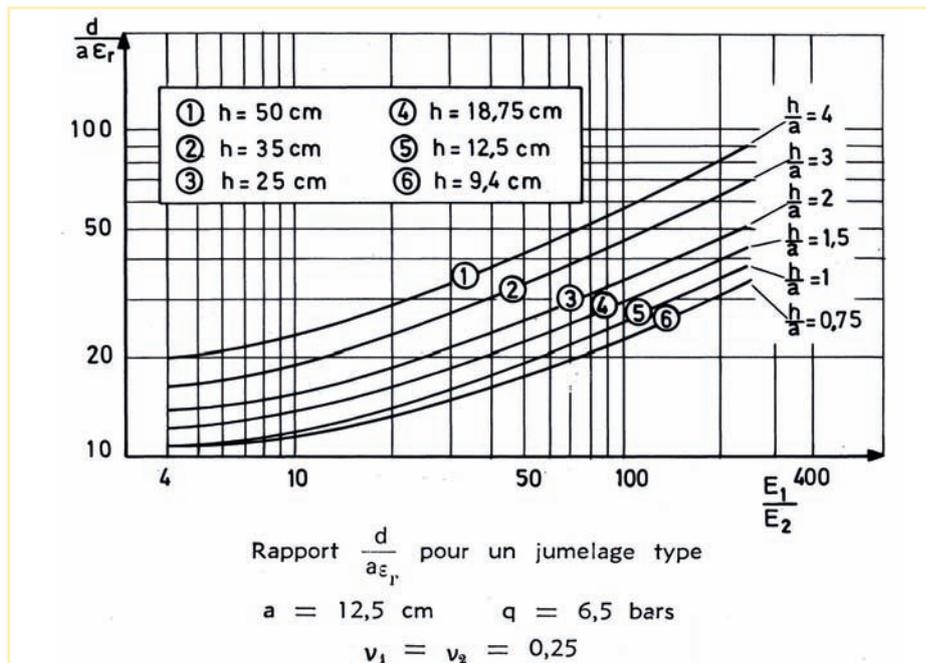


Figure 1
 Rapport de la déformation horizontale à l'interface dans le milieu (ε_r) à la déflexion à la surface (d) dans un bicouche
 Ratio of horizontal deformation at interface in middle (ε_r) to deflection on surface (d) in a two-layer pavement structure

Cette méthode doit ainsi prendre en compte l'environnement de la chaussée (teneur en eau, température, gel-dégel), les conditions de chargement (géométrie d'essieux, intensité des charges à la roue, ...), les dispersions inhérentes à la fabrication et à la mise en œuvre des matériaux.

La méthode rationnelle intègre également, à travers une composante probabiliste, les exigences de niveau de service assignées à la chaussée par son propriétaire, en fonction, notamment, de l'importance socio-économique de la section d'itinéraire concernée. Dans le modèle de calcul, ce niveau de service est traduit en termes de risque ou probabilité de dégradation structurelle de la structure à l'issue de la durée de service adoptée pour le dimensionnement.

Le modèle de calcul ALIZÉ et sa validation

Un modèle de calcul semi-analytique retenant les hypothèses de Burmister, couches élastiques, infini en plan, interfaces collées, décollées ou semi-collées, chargements multiples, est disponible depuis le début des années 1970.

A partir de 1969, un certain nombre de structures neuves ou renforcées, nationales et départementales, avec des couches de base en grave-ciment, grave-laitier, grave-bitume, sable bitume, ont été instrumentées à l'aide de jauges de déformation [8, 9]. Ces capteurs, placés

dans les couches lors de leur mise en œuvre mesurent les déformations au passage d'une charge lourde. Les premières structures instrumentées ont été des renforcements en grave-laitier, en grave-bitume et des chaussées neuves en grave-ciment et en sable bitume. Les jauges, placées longitudinalement et transversalement au sens de circulation, ont fourni l'enregistrement des « lignes d'influence de la charge » qui présentent un maximum lorsque la charge passe à la verticale des jauges (figure 2). Ces différentes mesures ont validé les modélisations des structures par le programme Alizé, et ont précisé les ordres de grandeur des différentes valeurs numériques à introduire dans le modèle.

De plus, l'instrumentation des chaussées par ces jauges de déformation a permis de comprendre le fonctionnement des structures neuves à assises traitées aux liants hydrauliques, l'importance des conditions d'interface entre les différentes couches, (critère interface glissant trop pénalisant entre deux couches de grave-ciment, les élongations mesurées étant inférieures à celles calculées), l'influence de la présence des fissures transversales de retrait. Enfin, le cas des structures mixtes instrumentées a conduit à une meilleure connaissance des déformations dans la couche de base.

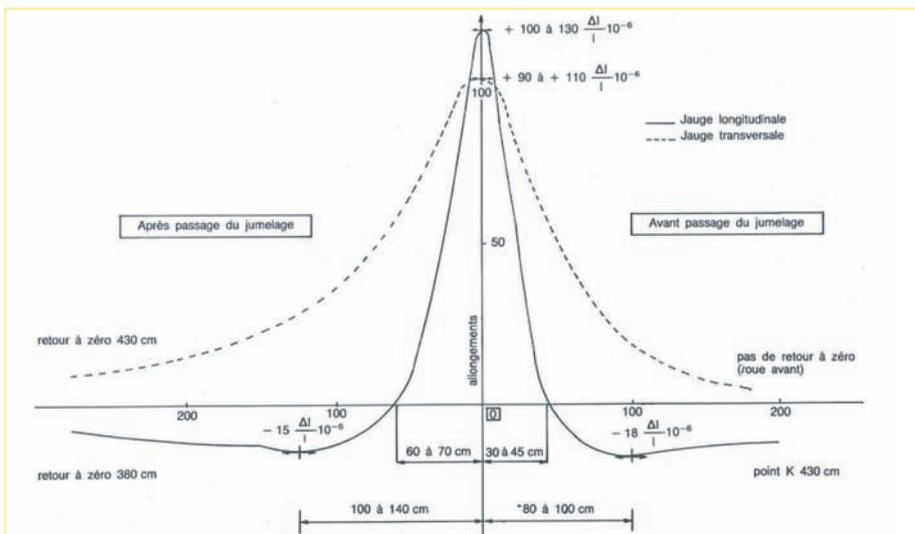


Figure 2
Exemple de signaux de jauges obtenu à la base d'une couche de grave-laitier en renforcement
Example of sensor signals obtained at base of slag-treated overlay course

IFSTTAR

Sections d'essais

Constitution

Les sections d'essais permettent d'évaluer sur la durée les diverses techniques routières. Elles permettent également de confronter les observations *in situ* aux prévisions tirées de la combinaison entre informations d'ordre théorique, résultats et constatations expérimentales [10] obtenus en laboratoire. Un programme a été lancé en 1969. L'évolution des sections de chaussées, construites selon les directives et prescriptions alors en cours d'élaboration, a été suivie entre 1969 et 1974. Le tableau 1 montre la répartition des sections et la forte prédominance des renforcements en grave-laitier.

Ces différentes sections ont fait l'objet d'une auscultation périodique. Les mesures de déflexion au deflectographe ont permis de déceler les hétérogénéités, de préciser le pouvoir de renforcement des différentes techniques, de suivre l'influence des conditions climatiques et de fournir des ordres de grandeur de déflexion en fonction des différentes techniques et structures.

Renforcements	Nombre de sections	Chaussées neuves	Nombre de sections
Enrobés	7	Grave bitume / Grave bitume	1
Grave bitume	5	Grave bitume / Grave ciment	1
Grave émulsion	1	Grave bitume / Sable bitume	1
Grave laitier	14	Grave ciment	1
Sable laitier	1	Grave laitier	2
Grave ciment	2	Sable ciment	1
		Grave cendres volantes	2

Tableau 1
Répartition des sections d'essais du programme 1969
Distribution of test sections of 1969 programme

IFSTTAR

La poutre Benkelmann a approché avec plus d'exactitude que le deflectographe, les faibles déflexions sur les structures à assises traitées aux liants hydrauliques et donné les éléments pour calculer les rayons de courbure. Des mesures au vibreur léger ont précisé les caractéristiques de rigidité des matériaux. Des sondages et des carottages (avant et après travaux) ont fourni les épaisseurs et les conditions aux interfaces des structures. Les relevés des dégradations et des profils en long et en travers ont précisé l'origine des défauts de surface, structurels ou liés à la couche de surface.

Enseignement tiré des sections en 1974

La première exploitation significative des données [11] a eu lieu en 1974. Elle a consisté à confronter les résultats des observations de tenue *in situ* aux résultats de modélisations simplifiées des structures selon le modèle Alizé. Cela a permis d'estimer la pertinence de la méthode de calcul, de rechercher les causes de divergences et d'opérer une classification globale des chaussées.

Le critère de cette confrontation a été « la durée de vie de la chaussée ». L'expertise fournit une appréciation sur la durée de la chaussée avant des travaux confortatifs notables (tableau 2).

Routes dites	Durée estimée	Note
Mauvaise	0 à 3 ans	0
Passables	4 à 7 ans	1
Bonnes	8 à 15 ans	2
Très bonnes	+ de 15 ans	3

Tableau 2
Classes de jugement des routes
Road judgment classes

Le calcul donne le nombre de cycles théoriques que supporte la couche dimensionnante (généralement la couche de base pour ces chaussées à assises traitées). L'approche préfigure le calcul rationnel de dimensionnement des chaussées : modélisation de la structure, calcul des sollicitations engendrées par une charge type, report de celles-ci sur les courbes de fatigue obtenues en laboratoire, déduction des nombres de cycles et des durées de vie théorique (fonction du trafic).

Le moyen de calcul est le programme Alizé 3. Les différents paramètres d'entrée dans celui-ci sont :

- les épaisseurs moyennes des couches aux carottages ;
- les caractéristiques mécaniques des matériaux, modules et coefficients de Poisson. Pour les couches liées conformes aux directives LCPC-SÉTRA, ce sont les valeurs disponibles déterminées en laboratoire. Pour les matériaux granulaires, plusieurs hypothèses ont été envisagées : $EMPa = 5 \text{ à } 10 \text{ CBR}$, $E/Esol$ compris entre 2 et 8, modules déduits des essais de plaques. Pour le sol, le module est déterminé par calcul inverse à partir des déflexions et/ou par son classement géotechnique. Un coefficient de Poisson de 0,25 est utilisé pour l'ensemble des matériaux ;
- les conditions de liaison entre couches (généralement considérées collées, à l'exception des graves hydrauliques, sur leur support).

Le trafic poids lourd est déterminé principalement par comptage, la mise au point des bascules LPC de pesage dynamique étant en cours pendant cette période. Des calculs prenant en compte les éléments disponibles, les lois de fatigue et le postulat d'additivité des dommages de Miner conduisent à la relation « un poids lourd égale 0,7 essieu de 13 tonnes ».

Dossier IFSTTAR : Les 35 ans du manège de fatigue français

L'établissement du classement expérimental résulte des dégradations structurales, de l'état des carottes, des mesures de déflexions et du produit Rd (Rayon de courbure par la déflexion), des profils en travers et des vitesses de Rayleigh.

La confrontation entre les notes mesurées sur les sections expérimentales et les notes théoriques montre que ces dernières sont :

- très voisines des notes mesurées, pour les renforcements en enrobés et en grave-laitier ;
- optimistes pour les renforcements en grave-bitume (vraisemblablement dues à un manque de recul des experts pour une technique alors très nouvelle) ;
- globalement acceptables pour les structures neuves, tout en nécessitant un recul plus important pour confirmation ;
- dans 50 % des cas, très voisines des notes mesurées (moins d'une classe d'écart).

Les exploitations complémentaires indiquent la forte relation entre les épaisseurs de renforcement en grave-laitier et la durée prévue et constatée [12], ainsi que la grande importance du drainage pour les renforcements en enrobés.

En conclusion, cette première exploitation des sections d'essais montre, dès le milieu des années 1970, le bien-fondé de la méthode rationnelle de calcul des chaussées en cours d'ébauche.

Méthode de dimensionnement des renforcements en 1976

L'ampleur des renforcements en France depuis 1970 a conduit à poursuivre les recherches sur le dimensionnement des chaussées et principalement des renforcements afin de proposer un guide technique de « Dimensionnement des renforcements des chaussées souples » [3].

La poursuite du suivi des sections d'essais ainsi que les nouveaux progrès dans l'auscultation et le diagnostic des chaussées avant renforcements et les connaissances en matière de trafic poids lourd, de température dans les chaussées en France et de comportement des matériaux ont conduit à finaliser une méthode décrite dans la publication [13].

Principe

Les critères d'endommagement considérés dans les chaussées renforcées sont les tenues en fatigue, de la partie inférieure de la couche de renforcement (fissuration) et de la partie supérieure du sol support (ornièrage à grand rayon). La tenue de la couche de roulement (arrachements) est « assurée » par l'application des directives s'y afférant.

Le calcul rationnel reste celui décrit ci-avant.

Les bascules dynamiques récemment mises en place ont fourni un spectre moyen des essieux pesés. A cette date, 10 % des essieux étaient en surcharge. Pour une structure donnée l'association du spectre de charge, du modèle de calcul Alizé 3, de la courbe de fatigue et du postulat d'additivité des dommages de Miner permet de calculer le coefficient d'agressivité moyenne (CAM) d'un poids lourd (défini alors comme un camion de plus de 5 tonnes de charge utile). Des valeurs de CAM de 0,65 pour les structures bitumineuses et de 1 pour les matériaux hydrauliques sont ainsi retenues.

La forte dépendance du comportement des matériaux bitumineux avec la température (module, fatigue) conduit dans le calcul des chaussées bitumineuses à des valeurs de déformation et de dommage élémentaire hautement fonction de la température. Des études ont été effectuées pour « moyenner » ces effets sur l'année et ramener le dimensionnement des chaussées au cas d'une température de référence constante, désignée « température équivalente ».

Des relevés de températures, effectués à l'échelle de l'année, à 15 et 50 cm de profondeur permettent de déterminer des histogrammes types de température.

La connaissance du module des matériaux bitumineux et de ϵ_6 (élongation limite pour 10^6 cycles) en fonction de la température permet de calculer, pour les différentes classes de température, la déformation à sa base et le dommage élémentaire associé. Dans la mesure où le trafic est uniformément réparti sur l'année, l'application du postulat de Miner détermine alors la température équivalente pour la chaussée.

L'examen des différentes hypothèses montre que pour un renforcement d'une quinzaine de centimètres la température équivalente varie de 13 à 17 °C. La valeur de 15 °C a été retenue.

Les différents carottages réalisés, ainsi que les résultats des nombreux essais de fatigue sur les matériaux bitumineux et hydrauliques fournissent les écarts-types des dispersions des épaisseurs des couches de renforcement Sh et des lois de fatigue SN. Ainsi la valeur de la sollicitation admissible, pour un risque donné, prend en compte ces deux dispersions.

La modélisation de l'ancienne chaussée retient un module de 2 000 MPa pour les couches d'enrobés, un module du sol fonction de la déflexion de surface et un module du corps granulaire égal à 4 fois le module du sol. Les caractéristiques mécaniques retenues pour les matériaux de renforcement : le béton bitumineux $E = 6\,000$ MPa, $\epsilon_6 = 150 \cdot 10^{-6}$ pour 15 °C, collé sur son support ; la grave-bitume $E = 8\,000$ MPa, $\epsilon_6 = 120 \cdot 10^{-6}$ pour 15 °C, collé sur son support ; la grave-laitier $E = 15\,000$ MPa, $\sigma_6 = 1,2$ MPa, décollée de son support.

La nature des matériaux de renforcement et la classe de trafic conditionnent la durée de calcul et le risque pris en compte.

Validation de la méthode

Une nouvelle exploitation des sections d'essais a permis de tracer des courbes de fatigue *in situ* (figure 3) à partir du nombre d'essieux de référence et des élongations calculées par Alizé, à la base des renforcements en prenant en compte les nouvelles caractéristiques mécaniques des matériaux. Ainsi, les élongations ou contraintes limites pour 10^6 cycles paraissent correctes pour les bétons bitumineux ($150 \cdot 10^{-6}$), surestimées pour la grave-bitume ($120 \cdot 10^{-6}$), et correctes pour la grave-laitier (1,2 MPa).

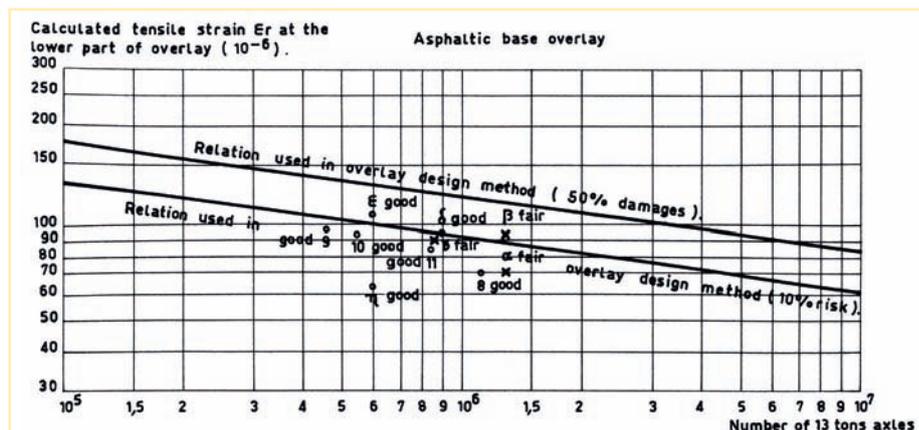


Figure 3
Renforcement en grave-bitume – Situation des sections d'essais (d'après [14])
Roadbase asphalt overlay – location of test sections (according to [14])

Conclusion

La méthode de dimensionnement des renforcements, prenant en compte le phénomène probabiliste du comportement, apporte un progrès dans l'estimation de la durée liée à une probabilité d'entretien.

Méthode de dimensionnement du catalogue 1977 [14]

La méthode est identique à celle développée pour les renforcements. Le catalogue fournit des structures pour des couples classe de trafic/classe de plate-forme support. Les risques sont fonction des classes de trafic. Tous les matériaux font l'objet de caractéristiques mécaniques définies, module et coefficient de Poisson pour les plates-formes et la grave non traitée, module et caractéristiques en fatigue pour les matériaux liés. Pour ce qui concerne les matériaux hydrauliques, les contraintes admissibles sont minorées selon le type de plate-forme.

Pratique d'ALIZÉ 3

Une décennie de caractérisations mécaniques monotones et cycliques des matériaux en laboratoire, d'auscultation et de modélisation de chaussées construites avec ces matériaux conduit à introduire dans l'expression des sollicitations admissibles des coefficients de calage, fonction des matériaux [15]. Pour prendre en compte les nombreux phénomènes non retenus par la méthode rationnelle de dimensionnement, « la répartition exacte des pressions sous les pneumatiques, les gradients thermiques, la présence à terme d'une fissuration transversale, la proximité du bord de la chaussée, la non linéarité des matériaux granulaires et du sol, le caractère visco-élastique des couches bitumineuses, etc., on introduit le coefficient de calage (k) qui établit le lien entre le résultat du calcul initial et l'observation des comportements de routes réelles que l'on a interprétés à l'aide de la méthode rationnelle » [16].

La sollicitation admissible dans le matériau dimensionnant devient : $S_{adm} = k S_N$ (S_N sollicitation prenant en compte, entre autres, les caractéristiques cycliques du matériau, les dispersions d'épaisseur et de qualité, le taux de risque, le trafic cumulé, ...).

Le manège de fatigue : objectif et apport dans le dimensionnement des chaussées

Entre l'étude de faisabilité du manège et sa mise en service en 1982, une décennie s'est écoulée et les objectifs de départ, principalement axés sur les études des structures à fort trafic, ont été revus [17].

A partir des années 1980, les préoccupations techniques routières portent sur les structures neuves, à faible trafic, innovantes (inverse, tricouche, béton), les tenues des couches de surface aux arrachements et à l'ornièrage, l'emploi de matériaux nouveaux (soit à performances modestes valorisant les déchets, soit à performances mécaniques élevées économes en granulats et à longues « durée de vie »). A cela, s'ajoutent les préoccupations d'entretien des chaussées, les solutions anti-remontées de fissure. Les différentes expérimentations manège réalisées jusqu'à ce jour ont apporté des réponses à ces questions. En raison du nombre et de la diversité de ces réponses, il serait impossible de décrire ici de façon exhaustive, les apports des expériences réalisées sur le manège, au développement et à la validation de la méthode rationnelle de dimensionnement des chaussées, codifiée récemment sous forme de norme (NF P 98-086) [18]. Ces expérimentations sont pour certaines présentées dans ce dossier, ou dans des éditions antérieures de la RGRA depuis la fin des années 1980. On décrira ici les apports les plus marquants de ces expériences.

L'évolution du parc poids lourd en France et les futures législations européennes sur les charges à l'essieu obligent à connaître leurs répercussions sur la tenue des structures de chaussées. Le manège va contribuer à apporter des éléments décisionnels grâce aux configurations possibles des charges (jumelage, tandem, tridem).

Les expériences des années 1985-1988 (B0), 1989 (FORCE), 1989-1990 (taxe parafiscale) sur des chaussées souples et semi-rigides ont défini les critères de déformation verticale admissible au niveau des sols support [19] (figure 4), en fonction du nombre de chargements et du type de trafic lourd.

L'expérimentation de trois graves non traitées (taxe parafiscale) [20] de caractéristiques mécaniques différentes (obtenues au triaxial à chargements répétés) a montré l'intérêt du manège pour l'étude du comportement des chaussées souples soumises à des conditions climatiques pluvieuses. Ainsi le comportement des graves non traitées a été très lié à leur nature minéralogique et à leur pouvoir de rétention de l'eau. L'expérience a montré qu'une grave, hors spécifications géotechniques mais possédant des bonnes performances mécaniques dans les essais triaxiaux à chargement répété, avait un comportement satisfaisant. Cela a ouvert la possibilité de son emploi en respectant des conditions de fabrication et de mise en œuvre. Cette expérience, qui a été validée sur un chantier, a apporté une avancée économique importante.

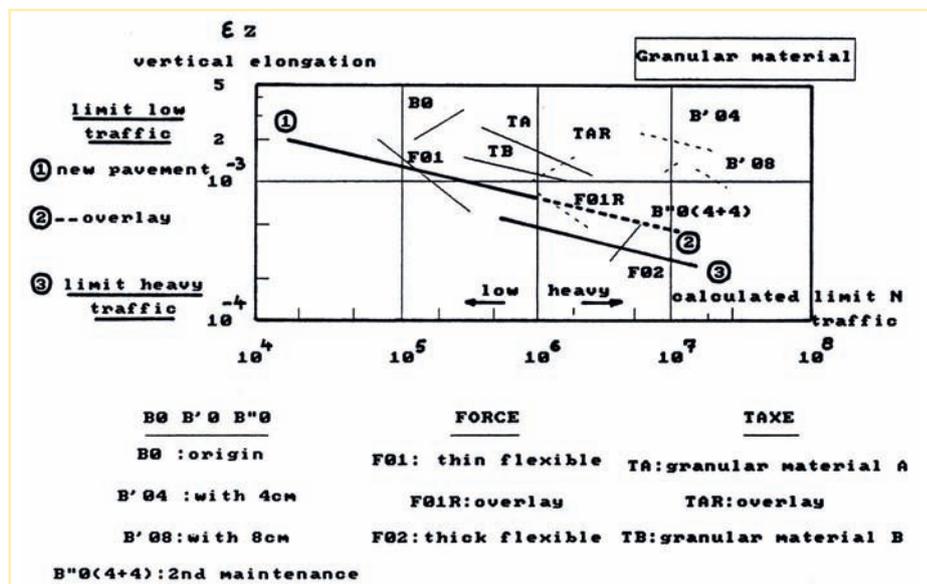


Figure 4

Déformation verticale admissible sur le sol en fonction du nombre de chargements (d'après [20])
Permissible vertical deformation on ground as a function of number of loads (according to [20])

Au niveau modélisation de ces structures comportant des graves non traitées, le développement du module CVCR (chaussée viscoélastique sous charge roulante) du logiciel aux éléments finis César-LCPC [21] qui prend en compte leur comportement élastique non linéaire orthotrope, a permis de relier les résultats laboratoires aux constatations relevées lors de diverses expériences sur le manège de structures souples et donc d'améliorer leur dimensionnement.

L'essai Chaussées en béton [22] (1991-1992) a mis en évidence l'érodabilité des fondations en sable ciment vis-à-vis du béton maigre et l'apport structurel important des dalles goujonnées. Il contribua, avec le suivi de deux structures en béton (la chaussée expérimentale d'Égletons et une section de l'autoroute Paris-Lille) à l'introduction d'un coefficient k_d dans la méthode de dimensionnement prenant en compte l'effet des discontinuités pour les couches de base en graves traitées aux liants hydrauliques et en béton de ciment.

La comparaison, entre les relevés par les jauges des déformations longitudinales et transversales à la base des matériaux bitumineux des structures souples et aux déformations obtenues par le modèle de calcul Alizé lors des calages, nécessitait la prise en compte d'une fréquence double pour le sens longitudinal. Le développement en 1999 du programme Viscoroute [23], prenant en compte la viscoélasticité des matériaux bitumineux, fournit des résultats de déformation proches de ceux enregistrés par les jauges dans les couches bitumineuses. Ce point a été validé par les chargements en configuration tridem.

Compte tenu de la non maîtrise des conditions climatiques sur le manège, les matériaux nouveaux sont comparés à un matériau de référence connu, par exemple la grave-bitume. Ainsi, des structures en matériaux bitumineux à module élevé ou très élevé, en graves-émulsion ont pu être comparées afin de définir des coefficients de correspondance manège.

L'expérimentation des structures inverses sur le manège a permis de comprendre leur fonctionnement, de valider la méthode rationnelle de calcul et d'optimiser l'épaisseur de la grave non traitée à 12 cm.

Toutes ces expériences ont montré la pertinence de la méthode rationnelle de dimensionnement appliquée à ce jour. Elles ont par ailleurs contribué à en préciser les modalités pratiques d'application aux principaux types de structures, ainsi qu'à diverses solutions de matériaux et de structures innovantes proposées par les entreprises.

Note d'utilisation du programme Alizé 3 [24]

Le programme de calcul Alizé 3 ayant été mis à la disposition des LRPC, une note précise son utilisation. Elle est accompagnée de monographies des matériaux usuellement employés. Celles-ci rappellent les spécifications des directives LCPC-SÉTRA en vigueur, les valeurs mécaniques retenues : (module, en fonction de la fréquence et de la température pour les matériaux bitumineux, coefficient de Poisson, caractéristiques en fatigue : pente, déformation admissible pour 10^6 cycles (ϵ_g), dispersion S_N), la dispersion d'épaisseur à la mise en œuvre, la condition de liaison avec l'interface inférieure et le coefficient de calage. La note précise les modules des classes de plates-formes, la modélisation des couches de grave non traitée, les elongations verticales admissibles sur les plates-formes ou le sol support pour les renforcements.

Guide technique

Un document de référence [25], sur le dimensionnement des chaussées est publié en décembre 1994. Il présente, les nombreux progrès réalisés, au niveau des plates-formes, des matériaux nouveaux et détaille le calcul des structures. Le guide décrit les fondements de la vérification au gel/dégel des chaussées et son implication dans le dimensionnement des structures de chaussées.

Conclusion

Depuis 1969, de nombreux moyens ont été mis en œuvre pour disposer d'une méthode rationnelle de dimensionnement des chaussées neuves et des renforcements. A ce jour, cette méthode, codifiée sous forme de norme AFNOR, semble « robuste » et n'a pas été à l'origine de désordres structurels sur des chaussées en service. Toutefois, celle-ci prend en compte des coefficients de calage (liens entre les observations de comportement et les calculs) dont il serait encore nécessaire de mieux appréhender le contenu et les effets qu'il traduit.

Des améliorations du modèle rationnel sont encore souhaitables, afin de diminuer l'importance de ce coefficient et d'établir plus précisément la relation entre l'endommagement en un point de la structure et sa conséquence à la surface de la chaussée. Ces améliorations supposent notamment de compléter les connaissances sur :

- les caractéristiques mécaniques monotones et cycliques tridimensionnelles des matériaux en fonction de la température, de leur teneur en eau, et du temps (vieillessement) ;
- les sollicitations réellement produites par le passage de charges roulantes appliquées par des pneumatiques, au moyen d'outils de modélisation avancés, prenant en compte de façon plus précise le comportement rhéologique des matériaux en présence, et des sols ;
- les conditions aux interfaces des couches en fonction du temps et des conditions climatiques.

Le développement du programme Viscoroute prenant en compte la viscoélasticité des matériaux bitumineux, fournit des résultats de déformation proches de ceux enregistrés par des jauges dans les couches bitumineuses.

Dans ce contexte, les essais sur le manège de fatigue de Nantes ont apporté une forte contribution à la conception des chaussées autant pour ce qui concerne les matériaux et les structures que les modèles de calcul. A ce jour, l'amélioration des connaissances sur le cumul des dommages est indispensable pour établir des stratégies d'entretien des chaussées et le manège de fatigue est un des éléments déterminants. ■

BIBLIOGRAPHIE

- [1] J. Bonitzer, Où en est le calcul des chaussées après la deuxième Conférence d'Ann Arbor, BLPC, spécial K, décembre 1968
- [2] M. Chantereau et Ph. Léger, Le Catalogue de structures types de chaussées de la direction des Routes, BLPC n° 61, septembre-octobre 1972
- [3] Direction des routes et de la circulation routière, Dimensionnement des renforcements et de chaussées souples, guide technique, juin 1978
- [4] J. Lasalle et G. Langumier, A method for strengthening flexible pavement, CR deuxième conférence internationale sur le dimensionnement des chaussées souples, Ann Arbor 7-11 août 1967
- [5] P. Autret, Utilisation du produit RD pour l'auscultation des chaussées à couche de base traitée, BLPC n° 42 – décembre 1969
- [6] Ph. Léger et P. Autret, Utilisation des mesures de déflexion pour le dimensionnement et la surveillance des chaussées, BLPC n° 62, novembre-décembre 1972
- [7] E.-J. Yoder et M. Witczak, Principles of pavement design, octobre 1975
- [8] A. de Boissoudy, J.-C. Gramsammer, C. Peyronne, Stage ENPC 1979 - Session Dimensionnement des chaussées neuves et des renforcements – les données expérimentales du calage des modèles
- [9] C. Peyronne, G. Caroff, Cours de routes – Dimensionnement des chaussées 1984 – Presses de l'ENPC
- [10] M. Siffert, Les chaussées d'essai, premiers enseignements – BL Laboratoire des ponts et chaussées n°53 -1971
- [11] A. de Boissoudy, M. Siffert, J.-F. Griselin – Sections d'essais ; le dimensionnement ; enseignement des sections ; rapport LCPC, 1976
- [12] J. Bonnot, A de Boissoudy, La mécanique des chaussées : son évolution, ses préoccupations actuelles – BL PC n° 125 figure 8
- [13] J. Bonnot, P. Autret, A de Boissoudy, Design of asphalt overlays for pavements, 4th international conference on the structural design of asphalt pavements, Ann Arbor, Michigan, août 1977
- [14] Direction des routes et de la circulation routière, Catalogue 1977 des structures types de chaussées neuves, 1977
- [15] P. Autret, A. Baucheron de Boissoudy, J.-P. Marchand – ALIZÉ 3 Practice, 5^e Conférence internationale sur la conception des structures de chaussées en asphalte, Delft, août 1982, University of Michigan, Delft University of technology
- [16] J. Bonnot, A de Boissoudy, La mécanique des chaussées : son évolution, ses préoccupations actuelles – BL PC n° 125, 1983
- [17] A. de Boissoudy, Les objectifs d'un manège de fatigue dans le cadre de la recherche routière française, Colloque international sur les essais routiers en vraie grandeur, Zurich mai 1982
- [18] NF P 98-086, norme Dimensionnement structurel des chaussées routières – Application aux chaussées neuves, octobre 2011
- [19] A. de Boissoudy, J.-C. Gramsammer, J.-P. Kerzreho, The circular test track facility and road maintenance studies on flexible pavements, 7th international conference on asphalt pavements, Ann Arbor, Nottingham 1992
- [20] H. Odéon, J.-P. Kerzreho, R. Kobisch, J.-L. Paute, Expérimentation de trois graves non traitées sur le manège de fatigue du LCPC, BLPC n° 189 janvier-février 1994
- [21] J.-M. Balay, A.G. Correia, P. Jouve, P. Hornych, J.-L. Paute, Etude expérimentale et modélisation du comportement mécanique des graves non traitées et des sols supports de chaussées : dernières avancées BLPC n° 216, juillet-août 1998
- [22] J.-M. Balay, J.-C. Gramsammer, J.-L. Nissoux, A. Sainton, Experiment of concrete pavements at LCPC's Fatigue Test Track Congrès de Purdue 1992
- [23] A. Chabot, O. Chupin, L. Deloffre, D. Duhamel, Viscoroute 2.0 : a tool for simulation of moving load effects on asphalt pavement. Road Materials and Pavement Design Journal, Special Issue on recent Advances in Numerical Simulation of Pavements 2010
- [24] <http://www.lcpc.fr/francais/produits/lcpc-produits-alize-lcpc-routes/>
- [25] J.-F. Corté, Guide technique LCPC-SETRA, Conception et dimensionnement des structures de chaussée – décembre 1994



Genesis of French road pavement structural design method Role of fatigue test track

The aim of this summary is to present the evolution of pavement structural design methods from 1968 to the present (with regard to which the test track played a major role). The great synergy between the research conducted at the LCPC (central road research laboratory) and at LRPC (regional road research laboratories) and the drafting of directives, recommendations, and technical guides by SÉTRA (road and motorway engineering research agency) and LCPC (documents including its Catalogue of typical pavement structures, and its Structural design of flexible pavement overlays) is an essential factor enabling contracting authorities, prime consultants and road-building contractors to produce pavements offering the performance required by users as well as by owner authorities.

J. Bonitzer [1], after the second international conference of Ann Arbor in 1967, defined a rational approach to pavement structural design: "The guidelines of this approach are based on the design of bridges and other civil engineering structures: stresses and strains are calculated under load; these values are compared with those that the materials used can withstand without failure, and in each case the structure will be designed so that it can withstand the expected loads."

Two main periods are thus to be distinguished in France for rational structural design of road pavements:

- 1968-1972, publication of first catalogue of structures of 1971 [2];
- 1972-1994, application of a rational structural design method for new pavements and overlays [3].

The contribution of the fatigue test track to these design methods began as soon as it went into service as of 1985.

Dossier IFSTTAR : Les 35 ans du manège de fatigue français

AUTEUR

Jean-Pierre Kerzrêho
Ingénieur de recherche
Institut français des sciences
et technologies des transports
et des réseaux
(IFSTTAR)



Le manège de fatigue en 2013
Fatigue test track in 2013

Implantation et résumé de l'utilisation du manège



Le manège de fatigue des structures routières a été construit sur le site de l'Institut français des sciences et technologies des transports et des réseaux (IFSTTAR) à Nantes, au début des années 1980. Il a été conçu pour tester des structures réelles de chaussées sous trafic poids lourd jusqu'à obtenir de l'endommagement.

Deux mois de rotation peuvent représenter jusqu'à 20 ans de trafic poids lourd subi par une chaussée à moyen trafic (T3 : 150 PL/jour). Un suivi des structures au moyen d'instrumentations diverses et l'observation de l'endommagement sont toujours réalisés. Environ cent trente chaussées réelles ont été testées ; cela a contribué, en même temps que le suivi des sections d'essais sur le réseau routier, à l'apport des connaissances sur l'endommagement des structures routières. L'article rappelle la mise au point du manège et ses principales évolutions, et donne un aperçu de ses différentes applications.

Introduction

Ainsi que l'expose Jean Berthier, le projet initial de piste d'essai de 3,25 km de long, qui aurait permis de tester simultanément un grand nombre de sections routières, n'a pas pu voir le jour, notamment pour des raisons financières. Ce grand manège aurait sans nul doute fourni une base de données très complète sur le comportement au trafic lourd des structures de chaussées, en apportant ce qui manquait à l'essai AASHO (*American Association of State Highway Officials*), à savoir un plus grand nombre de tests sur des structures à couches d'assise traitées (au ciment ou au bitume).

Le projet d'installation d'essais accélérés s'est donc orienté vers le manège actuel, plus modeste, mais avec une capacité de chargement élevée. Après une étude de faisabilité, la décision de le lancer fut prise en 1973. Le tableau 1 rappelle les principales dates liées à la construction du manège. Le projet démarre effectivement à la fin de l'année 1975 quand le LCPC (Laboratoire central des Ponts et chaussées) lance la publicité pour la réalisation d'un manège circulaire. Quatre entreprises ont répondu à cet appel d'offres, les ACB (Ateliers Chantiers de

Bretagne, chantiers navals de Nantes), Latécoère, le Centre de recherches de Pont-à-Mousson Maudières et Creusot-Loire Saint-Chamond. C'est l'entreprise Creusot-Loire qui a été retenue.

	Etapes
1972-1973	Etude de faisabilité d'un manège
Fin 1975	Rédaction du cahier des charges-Demandes budgétaires
Fin 1976	Passation du marché
Milieu 1978	Première réalisation, difficultés d'ordre technique
Début 1982	Achèvement, mise en route

Tableau 1
Principales étapes de la conception du manège
Main stages in design of test track

Entre le stade de l'expression des besoins d'un système d'accélération de l'effet du trafic, de celui du choix du système, de sa réalisation et de la mise à disposition de l'expérimentateur, il s'écoule en général plusieurs années. Le marché du manège a été lancé en 1976. Le cahier des charges fixait les caractéristiques suivantes :

- Il s'agissait de réaliser une installation avec une machine de 40 m de diamètre pouvant se déplacer sur plusieurs sites.

- Les pistes expérimentales devaient avoir une largeur de 6 m au rayon moyen de 17,50 m.
- Les charges applicables à la chaussée devaient être comprises entre 65 et 130 kN avec des versions roue simple, jumelage, tandem.
- La vitesse du manège devait atteindre 100 km/h pour 4 bras lestés à 65 kN et 50 km/h pour 4 bras lestés à 130 kN.
- Le manège devait pouvoir fonctionner sans perturbations avec des relevements localisés de la piste d'essai de 20 cm (avec une pente de 5 %) et la présence de nids-de-poules de 8 cm de profondeur.

La conception du manège a été plus longue que prévu, et a nécessité pratiquement 5 ans ; en effet, certaines performances visées à l'origine se sont révélées difficiles à atteindre sur le plan technique. En particulier, il s'avérait complexe de maintenir une charge constante sur la piste d'essai, quelles que soient les variations de profil de la piste. Durant cette longue période, le contexte routier s'est modifié sur le plan technique et économique, et ce délai n'a pas été sans conséquences sur les axes d'orientation de la recherche à l'aide du manège. De nouveaux matériaux de chaussées ont été mis au point,

les silhouettes et les charges des véhicules lourds ont évolué. Durant les trente ans d'utilisation qui ont suivi, le manège n'a d'ailleurs pas cessé de s'adapter aux évolutions des techniques routières, et de renouveler ses orientations de recherche.

L'installation, de l'origine à la réception (1978-1983)

En 1978, la société Creusot-Loire a construit une première version du manège, qui a fonctionné au milieu de la même année, à la vitesse prévue de 100 km/h. Cette première version de la machine était constituée d'une tourelle centrale, de 4 bras et d'une motorisation électro-hydraulique de 1 000 CV (photo 1). Les bras étaient des poutres en acier mécano-soudé prenant appui sur l'ensemble tournant de la tourelle centrale et sur la piste d'essai, par l'intermédiaire des trains de roulement, fixés à l'extrémité de chaque bras. Chaque train de roulement pouvait recevoir des roues jumelées ou des tandems à roues jumelées. Cette version du manège n'a pu satisfaire aux exigences du cahier des charges qui demandait à ce que le manège puisse circuler à vitesse élevée sur des renforcements de chaussées ou autres dénivellations et défauts d'uni.



Photo 1
Première version du manège, sans les appuis intermédiaires
First version of test track without intermediate supports

Les premiers essais à 100 km/h, sur une dénivellation de 20 cm présente sur un quart d'anneau de la première piste d'essai, avec une rampe de 5 %, ont engendré des ruptures au niveau des trains de roulement ainsi que dans les bras du manège. Il a fallu reprendre les études et apporter des modifications conséquentes à la machine. Les études et essais ont duré jusqu'en 1981. Tout d'abord les bras ont subi des modifications importantes : ils ont été renforcés par des raidisseurs internes et un appui roulant intermédiaire a été ajouté au milieu de chaque bras, pour les stabiliser au passage des dénivellations de la piste d'essais (photo 2).



Photo 2
Vue du manège dans sa version finale
View of test track in its final version

Les trains de roulement d'origine appliquant l'effort sur la piste d'essai ont aussi été profondément modifiés. Les nouveaux modules de roulement ont été équipés d'une suspension pneumatique, à grand débattement et à faible raideur pour assurer le maintien le plus stable possible de la charge en cas de dénivellation de la chaussée (figure 1).

Le manège a été terminé fin 1982 et a pu satisfaire, dès 1983, aux essais de réception demandés par le cahier des prescriptions spéciales. Les études sur chaussées ont débuté la même année et l'inauguration a eu lieu en 1984. Le site disposait à l'origine de 2 anneaux d'essai, avec des pistes de 40 m de diamètre.

Le manège, tel qu'il a été mis en service en 1983, avec une vitesse maximum de 100 km/h, et une capacité de l'ordre de 500 000 à 1 million de chargements par mois, était alors l'installation la plus performante de ce type au monde.

Les premières années de fonctionnement ont aussi montré les qualités de la machine :

- fiabilité de fonctionnement ;
- dimensions bien adaptées, avec des pistes de 120 m de long, permettant de tester plusieurs structures simultanément (souvent 4 structures d'une longueur de 30 m), et de réaliser la construction avec de vrais matériels de chantier ;
- capacité de chargement élevée, permettant d'obtenir des résultats rapidement (une expérience dure généralement de l'ordre de 3 à 6 mois) ;
- possibilité, grâce aux 4 bras, de tester simultanément l'effet de charges ou de configurations d'essieux différentes.

La proximité du manège avec la profession routière et les autres activités de recherche sur les chaussées (auscultation, dimensionnement et modélisation, laboratoires matériaux) sur le centre de Nantes ont également constitué un atout important pour son développement.

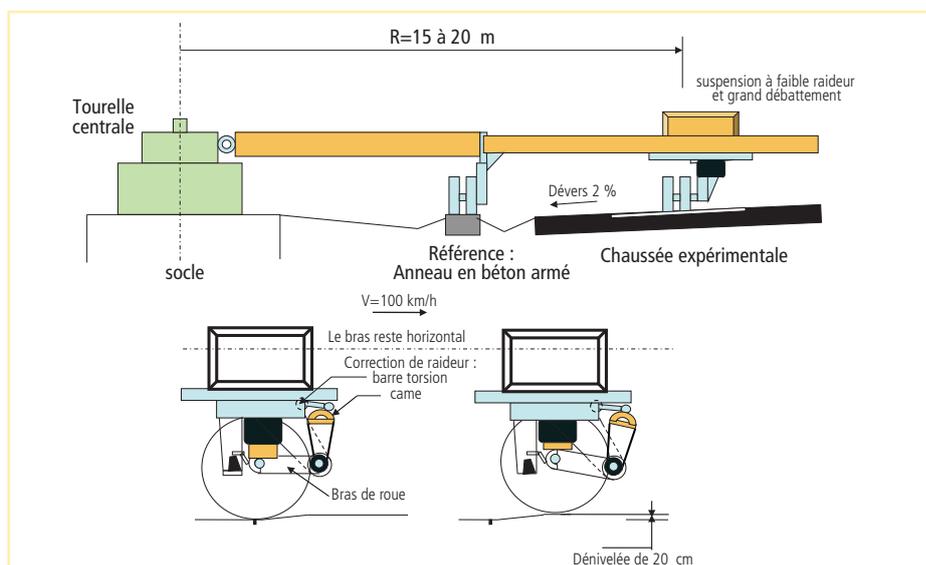


Figure 1
Principe de fonctionnement des bras du manège et des trains de roulement
Operating principle of test track arms and undercarriage

Dossier IFSTTAR : Les 35 ans du manège de fatigue français

Les évolutions de l'installation à partir de 1990

Six ans après l'inauguration, en 1990, un anneau d'essai supplémentaire a été mis en service (photo 3). Avec 3 anneaux, on disposait ainsi de plus de facilités pour construire les structures de chaussées, pendant que le manège tournait sur un autre anneau. Dans cette même année les capteurs utilisés pour la translation des trains de roulement, actionnés jusqu'alors par des contacts, ont été remplacés par des capteurs sans contact.



Photo 3
Vue du site du manège, après réalisation du troisième anneau
View of test track site after completion of third ring

Au début des années 1990, les configurations des poids lourds ont majoritairement évolué vers des véhicules avec des remorques de type tridem et tandem. Cela a naturellement conduit, entre 1992 et 1998, à adapter sur les bras du manège des trains de roulement avec tridem (photo 4) et tandem à roues simples (photo 5). Ces types d'essieux multiples ont principalement servi à réaliser des essais de résistance à l'orniérage des couches de roulement. Des matériaux plus résistants à l'orniérage, avec des bitumes à faible susceptibilité thermique, ont ainsi pu être mis au point. Plus récemment, en 2008, une expérience a également été réalisée pour étudier l'effet de différents types de charges (roue simple, jumelage, tandem, tridem) sur le comportement viscoélastique des chaussées bitumineuses.

En 1994, un système de chauffage de la piste du manège a été réalisé, au moyen de projecteurs tungstène-halogène de 100 W placés à proximité de la trace circulée, tous les 65 cm sur un quart d'anneau (photo 6). Ce dispositif augmente les températures des couches de surface bitumineuses jusqu'à 65 °C, alors que sans chauffage, on atteint naturellement 50 à 55 °C en été à Nantes. Ce système de chauffage a été utilisé pour les études sur la résistance à l'orniérage des couches de roulement.



Photo 4
Configuration d'essieux tridem à roues simples
Tridem axle configuration with single wheels



Photo 5
Configuration d'essieux tandem à roues simples
Tandem axle configuration with single wheels



Photo 6
Système de chauffage pour l'étude de l'orniérage
Heating system for rutting tests

En 2002, le dernier anneau du manège s'est enrichi d'un cuvelage en béton. Cet ouvrage circulaire, de 10,40 m de large, 110 m de long et 3 m de profondeur est équipé de puits et de systèmes de pompage permettant de contrôler le niveau de la nappe phréatique dans le sol support, et de faire ainsi varier sa portance (photo 7). Le sol support qui a été mis en place dans le cuvelage est un sable argileux, homogène et sensible à l'eau.



Photo 7
Vue du cuvelage de l'anneau C, permettant le contrôle du niveau de nappe dans le sol support
View of ring C encasement allowing monitoring of water table in subgrade

En 2003, vingt ans après sa mise en service, le manège a bénéficié d'une modernisation importante, avec le remplacement du pupitre de commande par un nouveau système de pilotage entièrement informatisé. Depuis 2011, l'installation peut être commandée à distance au moyen d'un ordinateur via le réseau internet.

De 1981 à 2013, le manège a effectué 14 millions de rotations. Le kilométrage parcouru par chaque train de roulement en extrémité de bras représente environ 1,6 million de kilomètres, soit 40 fois le

tour de la Terre. Ce nombre important de rotations a nécessité, bien entendu, un entretien soutenu de la machine : le rebobinage des moteurs électriques ; la révision des deux pompes principales Hydro-Titan et des quatre moteurs hydrauliques Hågglunds ; le renouvellement des câbles d'arrivée haute tension ; le renforcement des fusées, la réfection de la peinture. Une maintenance préventive est régulièrement réalisée par trois personnes spécialisées dans l'électromécanique et la métrologie (remplacement de pièces d'usure, de capteurs, de systèmes de filtration d'huile, de composants électriques, ...). Les principaux consommables nécessaires au déroulement d'une expérience sont l'électricité, les pneumatiques, l'huile, les roulements, l'instrumentation et la construction des structures.

La conception du manège s'est révélée très robuste, et celui-ci a connu peu d'arrêts depuis sa mise en service. Cette fiabilité est due, en particulier, au fait que la rotation du manège est assurée par deux lignes de motorisation semblables. Lorsqu'un élément (moteur électrique ou hydraulique) ne fonctionne plus sur une ligne de puissance, il est possible de faire fonctionner l'installation avec l'autre ligne, avec une puissance réduite, permettant toutefois d'atteindre 50 km/h en configuration jumelage standard. De plus, les moteurs hydrauliques d'entraînement du manège sont très largement dimensionnés, et fonctionnent à des vitesses de rotation très lentes (quelques tours/minute), ce qui réduit les problèmes d'usure.

Les systèmes d'instrumentation et de suivi des structures

Capteurs ancrés dans les structures

Avec la mise en service du manège, les premiers systèmes de mesure et de suivi des structures ont aussi été mis au point. Les capteurs couramment utilisés sur le manège comprennent :

- Des systèmes de mesure des déformations à différents niveaux, dans les couches de matériaux, au moyen de plusieurs types de jauges d'extensométrie longitudinale et verticale et également au moyen du système d'ovalisation.
- Des capteurs de déflexion dynamique (capteurs de déplacement, ancrés en profondeur), mesurent les déplacements verticaux de la chaussée
- Des capteurs de pression totale pour la mesure des contraintes dans les sols supports de chaussées.

• En ce qui concerne les paramètres environnementaux, des thermocouples ou des sondes platine sont utilisés pour enregistrer les températures. Pour évaluer l'état hydrique dans les graves non traitées (GNT) et les sols, on utilise des capteurs de teneur en eau selon la méthode TDR (mesure de la permittivité électromagnétique par propagation d'ondes), et des tensiomètres permettant de déterminer la pression de l'eau interstitielle (pression positive ou succion).

Autres types d'instrumentation

Ils ont été plus récemment testés sur le manège. Il s'agit :

- Des accéléromètres, qui ont été utilisés à la fois pour suivre les accélérations au niveau des bras du manège, dans le but d'évaluer les variations de charge, et dans des structures rigides (dalles béton), afin de mesurer les battements des dalles au passage des charges. Des géophones ont également été testés pour des applications similaires.
- Des capteurs à fibres optiques, pour le suivi des déformations, et aussi des températures. Ces capteurs passifs qui ne nécessitent pas d'alimentation électrique présentent plusieurs avantages : faible encombrement, pas de dérivation des mesures, durabilité dans la chaussée.

Trois types de capteurs à fibres optiques ont été testés :

- Des capteurs à réseaux de Bragg : comme les capteurs à jauges, destinés aux mesures de déformation localement. Ils atteignent des fréquences d'acquisition élevées (plusieurs kHz), et permettent des mesures sous charge roulantes.
- Des fibres optiques continues : elles suivent les déformations sur toute la longueur de la fibre, sur des distances importantes (70 m avec le système utilisé). En contrepartie, la durée de mesure pour ausculter toute la fibre est assez longue (10 s). Ces fibres sont exclusivement utilisées pour réaliser des mesures sous charge statique, ou sans charge. Elles ont été testées pour détecter l'endommagement des couches de chaussées.
- Des capteurs à fibre optique fonctionnant au moyen de l'interférométrie Fabry-Perot ; ceux-ci sont placés sur des carottes ou des plaques après la construction dans la chaussée (figure 2).

Le manège est un équipement bien adapté pour évaluer de nouvelles méthodes d'instrumentation des chaussées. On est capable à la fois de tester l'aptitude des capteurs à résister aux conditions de mise en œuvre (compactage, et températures élevées des enrobés), et de vérifier leur réponse sous des conditions de chargement contrôlées (niveau de charge, vitesse, température).

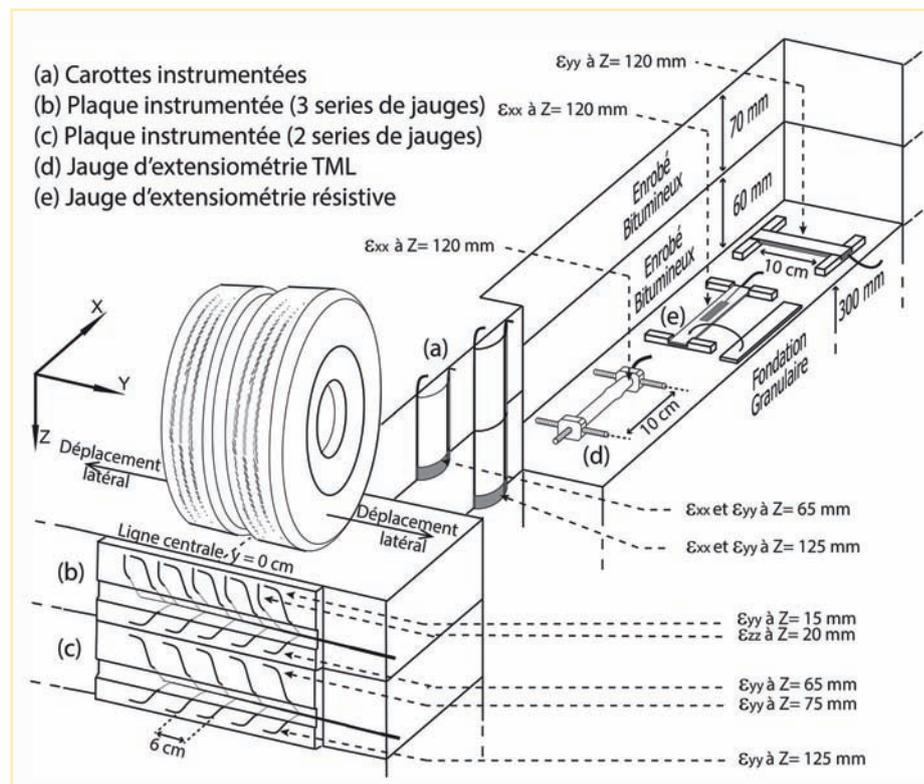


Figure 2
Capteurs à fibres optiques sur carottes et plaques instrumentées et capteurs à jauges résistives
Optical fibre sensors on core samples and instrumented plates, and resistive gauge sensors

Dossier IFSTTAR : Les 35 ans du manège de fatigue français

Jusqu'à la fin des années 1980, les systèmes de mesure utilisés sur le manège (capteurs, conditionneurs, dispositifs d'acquisition) étaient entièrement analogiques. Ils suivaient les mesures d'environ 80 capteurs. Les années 1988-1990 marquent l'ère de l'acquisition numérique ; le stockage de l'ensemble des données de mesure, et des traitements de données plus élaborés par ordinateur sont ainsi assurés. Depuis lors, une grande partie des mesures sont sauvegardées et conservées.

Le système d'acquisition des données a été totalement renouvelé sur la période 2008-2011, sur la base de 4 centrales d'acquisition HBM (*Hottinger Baldwin Messtechnik*), avec une capacité totale de 124 voies de mesures pour capteurs à jauges ou LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*), plus 76 voies de mesure pour les températures. Des techniques d'acquisition et de transmission de données sans fil (wifi ou par réseau téléphonique 3G) sont également utilisées, selon les besoins. Ces outils d'instrumentation sans fil ont aussi été appliqués à l'instrumentation de sections de chaussées expérimentales, suivies à distance [1].

Méthodes d'auscultation de surface

Dès les premières expériences, les chaussées testées sur le manège ont également été suivies au moyen d'essais d'auscultation, menés à différents niveaux de trafic. Les essais couramment réalisés comprennent : les relevés de fissuration et de profondeur d'ornièrerie, les mesures de déflexion sous charge roulante (poutre Benkelman) ou au déflectomètre à masse tombante FWD (*Falling Weight Deflectometer*) (photo 8).

Compte tenu de ses dimensions, le manège peut accueillir tous les types de matériels d'auscultation. Il est régulièrement utilisé pour la mise au point ou l'évaluation de nouveaux systèmes d'auscultation : radar, méthode de mesure de déflexion sans contact par lumière structurée, méthodes d'auscultation par propagation d'ondes mécaniques. Il constitue un site d'essai bien adapté pour ce type d'évaluation, car il n'est pas soumis aux contraintes d'exploitation d'une chaussée réelle (nécessité d'arrêter le trafic pour la réalisation des mesures).

Aperçu des expérimentations réalisées

En quelques chiffres, au cours de presque 30 années de fonctionnement, le manège a notamment testé :

- 81 structures de chaussées neuves (majoritairement bitumineuses, mais aussi semi-rigides, et en béton),
- 15 techniques d'entretien ou de renforcement,
- 25 couches de roulement, vis-à-vis de la résistance à l'ornièrage,
- des structures de chaussées urbaines (4 expériences),
- des pièces de voiries soumises au trafic (tampons de canalisation, dispositifs de comblement de tranchées),
- 10 sections de 30 m pour l'étude de l'évolution des caractéristiques de surface (résistance à l'arrachement, évolution de la texture).

En 1982, le pilotage des expérimentations a été confié à un comité consultatif comprenant des représentants du LCPC, du SÉTRA (Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements), des Laboratoires régionaux de l'Équipement,

des sociétés d'autoroutes et des sociétés de construction routière. Ce comité a fonctionné jusqu'à la fin des années 2000, et a orienté les expérimentations vers les attentes de la profession. Ensuite, les expériences se sont européanisées et étendues aux demandes des sociétés désireuses de tester leurs produits sous l'action du trafic des poids lourds. Le financement des essais est toujours assuré par les contrats avec la profession routière. Les frais de fonctionnement de l'installation sont partagés entre les sociétés privées demandeuses, lorsqu'elles utilisent à plusieurs un anneau ; une partie des frais de personnel est également facturée.

Les trois grandes périodes du manège

Les années 1984-1989

Ces premières années ont servi à la mise au point du manège et de ses équipements annexes, et à la validation des différents aspects de la méthode de dimensionnement des chaussées [3]. Durant cette période, plusieurs expériences étaient axées sur l'évaluation du dimensionnement de structures souples (à assise en GNT), semi-rigides (à assise en grave-ciment ou sable ciment) et inverses. L'effet de différents niveaux de charge sur les structures souples a été étudié.

En 1989, un grand essai international a été réalisé dans le cadre du projet *FORCE (First OECD Road Common Experiment)* de l'OCDE (Organisation de coopération et de développement économiques). Ce projet rassemblait 14 partenaires internationaux et a permis de comparer les approches d'instrumentation, les modèles et méthodes de dimensionnement des chaussées de ces différents pays (voir l'article de A.-G. Dumont, dans le présent numéro).

Les années 1990

Cette période a été marquée par une évolution importante des techniques routières, avec la normalisation des matériaux routiers, et la publication de la méthode française de dimensionnement des chaussées [3]. Elle a représenté une période d'activité intensive pour le manège, avec des expériences axées notamment sur :

- Le comportement en fatigue et l'évaluation du dimensionnement des chaussées. Trois expériences sur la fatigue des chaussées bitumineuses ont en particulier été réalisées, en partenariat avec les sociétés d'autoroutes USAP (Union des sociétés



Photo 8
Essai au FWD sur les pistes du manège
FWD testing on test tracks

d'autoroutes à péage). Deux autres expériences ont porté sur la fatigue des chaussées en béton (dalles californiennes, dalles goudonnées, dalles épaisses).

- La résistance à l'orniérage, en liaison avec l'augmentation de l'agressivité du trafic. Six expériences successives ont été menées sur cette thématique, entre 1992 et 1998, toujours en été, en partenariat avec les sociétés d'autoroutes (USAP, devenue ASFA) et plusieurs producteurs de liants. Elles ont permis de mettre au point et d'évaluer différents matériaux anti-orniérants (avec des liants durs ou spéciaux, des additifs, des fibres, ...) [4 à 6].
- L'évaluation de nombreux produits innovants d'entreprises : graves-émulsion, enrobés à froid, grave-mousse, structure tricouche, enrobés à module élevé et très élevé.

Depuis 2000

Cette période a été marquée par l'émergence de nouvelles problématiques, et par une diversification des activités du manège, avec des essais portant notamment sur :

- les matériaux recyclés : évaluation de mâchefers traités au ciment ou à la mousse de bitume, de bétons compactés incorporant des agrégats d'enrobés (AE) ;
- les techniques de renforcement de chaussées : notamment, 2 essais consacrés à l'évaluation d'enrobés renforcés par grilles en fibre de verre [7 et 8] ;
- l'essai européen TROWS (*Tire Road Wear and Slip assessment*) : il vise à évaluer sous circulation de véhicules poids lourds l'usure de plusieurs revêtements et des pneumatiques ;
- les infrastructures urbaines : structures anti-orniérantes pour tramways sur pneus, dispositifs de traversée de voies de tramways, chaussées urbaines démontables en béton, structures béton pour transport en commun intégrant des dispositifs d'alimentation électrique par la chaussée.

Enfin, d'autres applications que les structures de chaussées proprement dites ont été testées :

- évaluation de la résistance au trafic de différentes pièces de voirie : tampons de canalisations, tranchées pour conduites de gaz ;
- nouveaux capteurs pour l'instrumentation des chaussées (fibres optiques) ou évaluation de matériels d'auscultation au moyen de méthodes non destructives [9] (radar, ondes mécaniques) pour la détection de défauts internes des chaussées.

Conclusions

Les études menées au moyen du manège n'ont pas suivi ce qui était envisagé à l'origine, c'est-à-dire bâtir une base de données complète portant sur le dimensionnement des structures de chaussées. Il était prévu de tester de nombreuses structures avec des charges lourdes différentes et de combler ce qui manquait à l'essai (AASHO), à savoir des structures avec des couches de base traitées. Cela aurait demandé plusieurs années, à une époque où le réseau routier évoluait rapidement, avec la publication du nouveau guide de dimensionnement et l'apparition de nouveaux matériaux.

Dans ce contexte en pleine mutation, la priorité a été donnée à l'évaluation de ces innovations (dans le domaine des matériaux, mais aussi des structures). Finalement, le manège a trouvé son équilibre entre les études de mécanique des chaussées (validation de modèles de dimensionnement et méthodes de renforcement), l'appréciation de nouveaux matériaux et concepts de chaussées urbaines, ainsi que les tests de différentes pièces ou éléments de voirie.

Ces études ont toujours apporté de nouvelles connaissances, tant sur la réalisation des structures, puisqu'elles sont élaborées avec du matériel courant de construction routière, que sur leur durabilité. De par l'instrumentation effectuée, les modèles ont pu être ajustés ou complétés par de nouveaux modules pour tenir compte, par exemple, de la viscoélasticité. ■

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Sohm J., Kerzrého J.-P., Hornych P., Blanchard J.-Y., Nicolle P., Cottineau L.-M., *Acquisition de données à distance pour évaluer l'état d'une structure de chaussée : la route intelligente*, Revue générale des routes et de l'aménagement (RGRA), n° 901, mai 2012, www.rgra.fr
- [2] Autret, P., Gramsammer J.-C., Le manège de fatigue du LCPC et l'innovation, Revue générale des routes et des aéroports (RGRA), n° 680, décembre 1990 www.rgra.fr
- [3] LCPC – SETRA, *Conception et dimensionnement des structures de chaussées*. Guide technique, décembre 1994
- [4] Corté J.-F., Brosseau Y., Kerzrého J.-P., Spagnol A., *Etude de l'orniérage des couches de roulement au manège d'essai du LCPC*, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, n° 217, pp 13-30, septembre-octobre 1998
- [5] Corté J.-F., Brosseau Y., Kerzrého J.-P., Spagnol A., *Study of rutting of wearing courses on the LCPC test track*, 8th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavement, pp 1555-1569, Seattle, 1997



Setup and use of fatigue test track

The fatigue test track for road structures was set up on the site of the French highway and transport science and technology institute (IFSTTAR) at Nantes in the beginning of the 1980s. It was designed to test, to the point of damage, real pavement structures handling lorry traffic. Two months of rotation can represent up to 20 years of heavy vehicle traffic experienced by a medium-traffic pavement (T3:150 lorries/day). Structural monitoring is carried out by various instrumentation systems with damage observations on a regular basis. About 120 real pavements have been tested and, together with test sections on the road network, have contributed to progress in the understanding of damage undergone by road structures. The article reviews the development of the test track and its main improvements with a look at its different applications.

- [6] Corté J., Brosseau Y., Gramsammer J., Tiret L., Caroff G., Spagnol A., *Etude de l'orniérage de couches de roulement, influence du facteur liant et de la configuration des charges roulantes*, Revue générale des routes et des aéroports (RGRA), n° 714, janvier 1994 www.rgra.fr

- [7] Blanc J., Kerzrého J.-P., Hornych P., Joutang J.-L., Bastard N., *Essai en vraie grandeur, sur le manège de fatigue, d'une structure de chaussée renforcée par une géogrille*, Revue générale des routes et de l'aménagement (RGRA), n° 910, mars 2013 www.rgra.fr

- [8] Kerzrého J.-P., Michaut J.-P., Hornych P., Enrobé armé de grille en fibre de verre soumis à l'action du manège de fatigue du LCPC, Revue générale des routes et des aéroports (RGRA), janvier 2011, n° 890, pp 48 à 51 www.rgra.fr

- [9] Simonin J.-M., Kerzrého J.-P., Hornych P., Gouy M.-T., *Comparison of Non-Destructive Testing methods to detect debonded areas*. Ninth International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields (BCRA), 25-27 juin 2013, Trondheim, Norvège

AUTEURS

Pierre Hornych
Responsable
Laboratoire auscultation, modélisation,
expérimentation des infrastructures
de transports (LAMES)
IFSTTAR

Jean-Michel Piau
Ingénieur - chercheur
LAMES
IFSTTAR

Jean-Pierre Kerzrého
Ingénieur - chercheur
LAMES
IFSTTAR



Essai de fatigue sur chaussées bitumineuses

Bilan de l'utilisation du manège et perspectives

Cet article présente un rapide panorama des expérimentations réalisées sur le manège de fatigue, et quelques enseignements principaux qui en ont été tirés, concernant les différentes techniques étudiées, la représentativité et l'exploitation des résultats des essais accélérés. En conclusion, de nouvelles pistes d'utilisation de cet équipement dans les années à venir sont proposées.

Introduction

En près de 30 ans d'utilisation, le manège de fatigue a réalisé près de 56 millions de chargements (14 millions de rotations) et testé quelque 130 structures de chaussées de types et d'épaisseurs différentes. Nombre d'expérimentations ont fait l'objet d'articles de la RGRA.

On tire ici un bref bilan de ces études, en trois rubriques :

- L'intérêt des essais accélérés sur chaussée et les spécificités du manège ;
- le panorama des matériaux et structures testés sur manège ;
- le pointage de quelques enseignements ou confirmations marquants, tirés de ces essais et intégrés au fur et à mesure à la doctrine routière.

Ce bilan est complété par quelques perspectives d'utilisation du manège en lien avec les préoccupations de la profession routière et les thématiques de recherche du domaine.

Avantages et limites des essais accélérés sur manège

Spécificités et avantages du manège

Au cours de leur durée de vie, les chaussées sont soumises à des sollicitations multiples (trafic, environnement) ; leur durabilité et leurs mécanismes de dégradation restent difficiles à prévoir et modéliser. Les essais de laboratoire fournissent des enseignements précieux sur les propriétés des matériaux mais ne permettent guère encore d'extrapoler le comportement en vraie grandeur des structures routières multicouches. Les expérimentations sur sections d'essai ouvertes au trafic répondent en partie à la question, en fonction des efforts déployés pour leur instrumentation et leur suivi, mais ne permettent pas de se projeter dans le temps. Les essais accélérés en vraie grandeur restent donc un

moyen privilégié pour évaluer la tenue sous trafic des matériaux et structures, identifier leurs mécanismes de dégradation et valider leur dimensionnement.

L'utilisation de ces essais ne cesse de croître et il existe aujourd'hui environ 40 installations d'essais accélérés dans le monde ; d'autres continuent à se construire, notamment dans les pays émergents. Parmi celles-ci, le manège de fatigue de l'IFSTTAR reste l'une des plus importantes et se distingue par plusieurs caractéristiques.

- **Sa forme circulaire et sa motorisation puissante** : il atteint des vitesses de chargement élevées (100 km/h au maximum, et 70 km/h en fonctionnement normal), identiques à celles du trafic routier. Pour les chaussées bitumineuses, cela permet de tester les matériaux à des fréquences réalistes et de respecter les modes de comportement réels.

- **Sa vitesse de rotation et ses dimensions** : elles représentent un bon compromis, autorisant des cadences de chargement élevées.

A 70 km/h, les bras du manège appliquent 1 chargement chaque 1,5 seconde. On peut facilement atteindre 500 000 chargements par mois, compte tenu des arrêts pour mesures ou maintenance. On dispose ainsi d'une véritable machine d'endommagement des chaussées, pouvant réaliser plusieurs millions de chargements. C'est rarement le cas des autres installations. Les accélérateurs linéaires, utilisés dans de nombreux pays, ont une cadence de chargement de l'ordre de 1 toutes les 10 secondes. Typiquement, les essais manège durent 3 à 6 mois, ce qui représente un temps tout à fait raisonnable pour tester des produits innovants.

- **Les dimensions du manège (piste de 120 m de long)** : elles sont suffisantes pour tester plusieurs structures en même temps (souvent 4 structures de 30 m de long), tout en conservant un coût d'expérimentation raisonnable. En général, les expériences comportent une structure « de référence », de

comportement connu, par rapport à laquelle on peut comparer, en relatif, les performances des autres structures.

Les dimensions du manège sont aussi suffisantes pour accueillir les vrais matériels de construction routière et tester en conditions réelles, les méthodes de construction et de mise en œuvre des matériaux.

• **Les 4 bras du manège et la largeur de la piste (6 m)** : Ils assurent de nombreuses combinaisons d'essais. Il est possible d'appliquer au cours d'un même essai plusieurs types de charges différentes (essieux simples ou multiples) au même rayon ou à des rayons différents.

• **Enfin, le cuvelage construit sur l'anneau C** : il contrôle les conditions hydriques dans la plateforme.

A côté de ces spécificités, le manège présente, par rapport aux chantiers expérimentaux, les avantages des essais accélérés, à savoir :

- la capacité d'une instrumentation et d'une auscultation approfondies des chaussées ;
- la maîtrise des charges appliquées (type d'essieu, poids à la roue, vitesse, balayage latéral), et le choix des températures auxquelles on circule, avec la possibilité d'arrêter le chargement à tout moment pour faire des mesures ;
- la possibilité de tester les chaussées jusqu'à leur ruine et de réaliser une autopsie fouillée en fin d'essai (carottages, tranchées, essais destructifs, prélèvement d'échantillons). Cela permet d'analyser plus en détail les mécanismes de dégradation que sur une chaussée en service.

Limites du manège

Les essais sous trafic accéléré et le manège ont toutefois aussi leurs limites.

• L'une des premières est, bien sûr, la durée réduite des essais, qui ne permet pas d'observer les effets de vieillissement des matériaux, ni des cycles climatiques répétés. Un essai dure, en général, une ou deux saisons et ne reproduit donc même pas un cycle climatique complet. Pour pallier cet inconvénient, on choisit la période d'essai la plus

adaptée, selon la problématique étudiée (essais d'orniérage en été, essais sur chaussées à faible trafic plutôt entre la fin de l'automne et le début du printemps, etc.). L'absence de vieillissement conduit en général à des durées de vie un peu plus favorables que sur chaussées réelles, mais cet effet peut être corrigé à partir des résultats obtenus sur la structure de référence.

• Le manège est aussi une installation extérieure soumise au climat du site (océanique tempéré). Cela s'avère suffisant dans de nombreux cas, mais on ne peut pas, par exemple, étudier l'effet de conditions sévères de gel. De plus, les paramètres climatiques (température, humidité) varient en permanence, ce qui rend l'interprétation des essais plus complexe. Cela peut être gênant, notamment pour le calage de modèles de comportement pour lequel des conditions environnementales constantes seraient préférables. Dans certains essais, pour accentuer les effets climatiques, des dispositions spécifiques peuvent être prises : chauffage des températures de surface et arrosage de la chaussée pour augmenter les infiltrations d'eau.

• Le système de chargement du manège n'applique pas d'efforts horizontaux à la chaussée (forces longitudinales de freinage ou d'accélération, forces centrifuges dans les virages), alors qu'ils peuvent jouer un rôle important dans l'usure des couches de surface (polissage, arrachements, ...).

• Malgré son puissant pouvoir accélérateur, le manège ne permet pas d'endomager jusqu'à la ruine les chaussées épaisses à très fort trafic. Pour des raisons de coût et de durée, les essais sont le plus souvent limités à 1 ou 2 millions de chargements et n'ont jamais dépassé, jusqu'à présent, 5 millions de chargements. Les structures testées ont donc en général des épaisseurs réduites et les résultats sont ensuite extrapolés à des structures plus épaisses, en s'appuyant sur les modèles.

Compte tenu de ces limites, il est souvent nécessaire de compléter les essais accélérés par des retours d'expérience de chantiers réels.

Récapitulatif des essais menés sur manège

Le manège de fatigue a été conçu à l'époque où la méthode rationnelle de dimensionnement des chaussées se mettait en place en France et son premier objectif était de servir à la validation et à l'amélioration de celle-ci. Ce rôle a été rempli en partie, mais de manière moins systématique que dans les essais américains de type *AASHTO*. Au cours de ces années de fonctionnement, l'activité du manège s'est en fait partagée entre plusieurs types d'applications :

- l'étude du comportement mécanique des chaussées et la validation ou le calage des méthodes de dimensionnement et de renforcement (dans une moindre mesure) ;
- l'évaluation des matériaux routiers innovants. C'est, sans aucun doute, l'application la plus importante et le manège a accompagné le développement de la plupart des matériaux routiers d'entreprises, utilisés aujourd'hui : enrobés à module élevé (EME), enrobés aux bitumes modifiés, bétons bitumineux minces (BBM) et très minces (BBTM), matériaux à froid, etc. ;
- l'étude de l'agressivité comparée de différents types de pneus ou d'essieux sur les structures de chaussées ;
- d'autres types d'essais, dépassant le cadre de l'évaluation des structures routières : tests de structures de chaussées urbaines pour transport en commun, d'éléments de voirie (passage de canalisations en tranchées, tampons, ...) ou de matériels d'auscultation et d'instrumentation.

Quelques enseignements tirés de 30 années d'expérimentations

On reprend ici quelques enseignements tirés de ces travaux, par familles de structures de chaussées. Quelques aspects spécifiques (chaussées hydrauliques, validation de modèles mécaniques, dégradations liées à l'eau) sont également évoqués.

Chaussées bitumineuses

De nombreuses expériences ont porté sur les chaussées bitumineuses, notamment sur :

• **La durabilité de différents types de couches de surface** : BBDr, BBM et BBTM [1]. Les essais manège ont montré la bonne tenue de ces matériaux, et ont contribué à leur développement ; leurs conditions d'emploi en ont été précisées.

• **Le comportement à l'orniérage** : six expériences ont été menées pour tester différentes solutions afin de réduire l'orniérage : utilisation de bitumes durs ou modifiés, ajout de déchets de câbles en polyéthylène, association d'un EME et d'une couche de roulement très mince (BBTM).

• **Le comportement en fatigue [2]** : celui-ci a fait l'objet de 3 expériences qui ont, notamment, permis de vérifier le comportement en fatigue des EME, de valider leur coefficient de calage et de préciser leurs conditions d'utilisation, de confirmer l'amélioration de la tenue en fatigue apportée par un bitume modifié par un polymère de type SBS, et de comparer la représentativité vis-à-vis du comportement des chaussées de différents essais de fatigue en laboratoire.

Chaussées hydrauliques ou béton

L'une des premières expériences manège, l'expérience B0 (1985-1986) visait à comparer une structure de chaussée à assise en grave-ciment (24 cm de grave-ciment (GC) recouverte de 5 cm de BB) et une structure souple traditionnelle constituée de 5 cm de béton bitumineux (BB), sur 45 cm de grave non traitée (GNT). Ces 2 structures étaient alors jugées équivalentes du point de vue du dimensionnement.

L'expérience a, toutefois, mis en évidence des comportements fortement différenciés de ces 2 structures :

• La structure souple à assise en GNT a atteint sa durée de vie après 400 000 chargements (sous roues jumelées chargées à 65 kN). L'origine principale des dégradations était l'orniérage.

• Le secteur à assise en GC réalisé avec une bonne interface est resté sans dégradation (pas de fissuration, ni d'ornièrre) après 3,8 millions de chargements. Cela permet de recalculer le dimensionnement de cette structure.

L'expérience a aussi mis en évidence la sensibilité de la structure en GC à la qualité des interfaces. Deux modes de réalisation ont en effet été testés sur deux sections de l'anneau. Sur la première section, la GC compactée a été exposée à un séchage important après mise en œuvre, ce qui a fragilisé sa partie supérieure (interface avec la couche de roulement). Sur la seconde, la GC a été humidifiée et protégée, ce qui a favorisé les conditions de prise et le collage de l'interface BB/GC. Après 3,8 millions de chargements, la section avec défauts d'interface ne présentait pas d'ornièrre, mais était fissurée à 85 %, alors que la partie avec interface saine était sans dégradations.

Deux expériences ont également été consacrées aux chaussées en béton, en 1991-1992, afin de mieux comprendre leur comportement et d'améliorer leur dimensionnement. Les structures testées comprenaient :

- des dalles courtes non goudonnées sur fondation non érodable en béton maigre ;
- des dalles courtes goudonnées sur fondation en béton maigre ;
- des dalles courtes en béton de ciment sur fondation érodable (en sable ciment) ;
- des dalles courtes en béton maigre sur fondation en sable-ciment (structure adaptée aux faibles trafics).

Deux essais ont été réalisés sur ces structures, avec des épaisseurs réduites par rapport à celles utilisées couramment sur chaussées pour obtenir des durées de vie assez courtes (1 million de chargements dans le premier essai, 3 millions dans le second). La photo 1 montre des dégradations obtenues au niveau d'un joint, sur des dalles non goudonnées.



Photo 1
Première expérience sur chaussées béton (1991) ; dégradations au niveau d'un joint entre dalles non goudonnées

Ces essais ont permis de :

- Démontrer le meilleur comportement des structures sur fondation en béton maigre. Malgré un dimensionnement identique, celles-ci ont présenté une plus longue durée de vie que les structures sans béton maigre, qui se sont dégradées plus rapidement au niveau des joints (érosion de la fondation en sable-ciment).
- Mettre très clairement en évidence l'effet bénéfique des goudons pour réduire les battements au niveau des joints.
- Valider un modèle de calcul par éléments finis des structures béton, mieux adapté à ces structures discontinues que le modèle de dimensionnement élastique multicouche continu classique. Ces calculs ont conduit à proposer les coefficients de discontinuité k_d utilisés dans la méthode de dimensionnement.

Structures inverses

L'utilisation des graves traitées aux liants hydrauliques (GTLH) en couche de base était très répandue dans les années 1970. Les remontées de fissures transversales constatées sur ces chaussées ont conduit à rechercher des solutions pour éviter ce phénomène. Une solution consistait à réaliser des structures inverses, où une couche de GNT était interposée entre le matériau traité au ciment et la couche de roulement. Pour évaluer cette technique, un essai a été réalisé en 1986-1987. Il a

montré l'efficacité de la couche de GNT pour retarder la remontée des fissures du matériau hydraulique ; il a également mis en évidence que le meilleur comportement était obtenu avec une épaisseur faible (12 cm) de GNT. Une épaisseur plus importante de GNT augmentait l'ornièrre et la fatigue de la couche de roulement, et faisait perdre le bénéfice de la fondation rigide. L'essai manège n'avait pas mis en évidence de problème de dégradation de ce type de structures, lié à l'infiltration d'eau à moyen ou long terme dans la couche de GNT, parfois à l'origine de mauvais comportements sur chaussées réelles.

Validation de modèles viscoélastiques

Les résultats manège ont aussi été utilisés pour l'évaluation des modèles de calcul des structures de chaussées et un travail important a aussi porté sur la viscoélasticité des matériaux hydrocarbonés.

Au LCPC, le modèle de Huet-Sayegh [4] a été adopté pour décrire le comportement thermo-viscoélastique des enrobés bitumineux et deux outils de calcul, faisant appel à ce modèle, ont été développés :

- Le module CVCR (Chaussée visco-élastique sous charge roulante) de CÉSAR-LCPC, utilisant la méthode des éléments finis et pouvant également prendre en compte le comportement élastique non linéaire des GNT [5].

- Le logiciel VISCOROUTE®, basé sur un modèle multicouche et une méthode de résolution analytique [6].

Plusieurs expériences ont été exploitées pour valider ces outils, sous des conditions de chargement variées (différents types de charges, de vitesses et de températures) et ont confirmé la qualité de leurs prédictions.

Les figures 1 comparent des mesures de déformations réalisées sur le manège en 2008 [7] avec différentes charges (roue simple, tandem, tridem) à des simulations réalisées en élasticité linéaire, avec le logiciel ALIZÉ [8] et en viscoélasticité, avec VISCOROUTE®. Les résultats expérimentaux mettent bien en évidence la réponse visco-élastique de la chaussée, caractérisée par une dissymétrie des signaux de déformation au passage des charges roulantes et des effets de cumul des déformations (en particulier transversales), au passage d'essieux multiples. On peut voir que le logiciel VISCOROUTE® reproduit mieux les déformations mesurées que l'élasticité linéaire, en particulier les historiques de déformations transversales au passage d'essieux tandem ou tridem.

Comportement des interfaces

Le comportement et la durabilité des interfaces entre couches de chaussées restent encore des sujets assez peu étudiés. Dans la méthode française de dimensionnement des chaussées, les conditions de contact entre couches sont considérées, de façon simplifiée, soit parfaitement collées, soit parfaitement glissantes. Les essais manège et l'instrumentation montrent que le comportement réel des interfaces est plus complexe.

Récemment, des suivis de déformation au niveau des interfaces ont été réalisés sur le manège, sur une structure bitumineuse [9] composée d'une couche de roulement en BBSG de 6 cm d'épaisseur et 2 couches d'assise en GB de 8 et 9 cm.

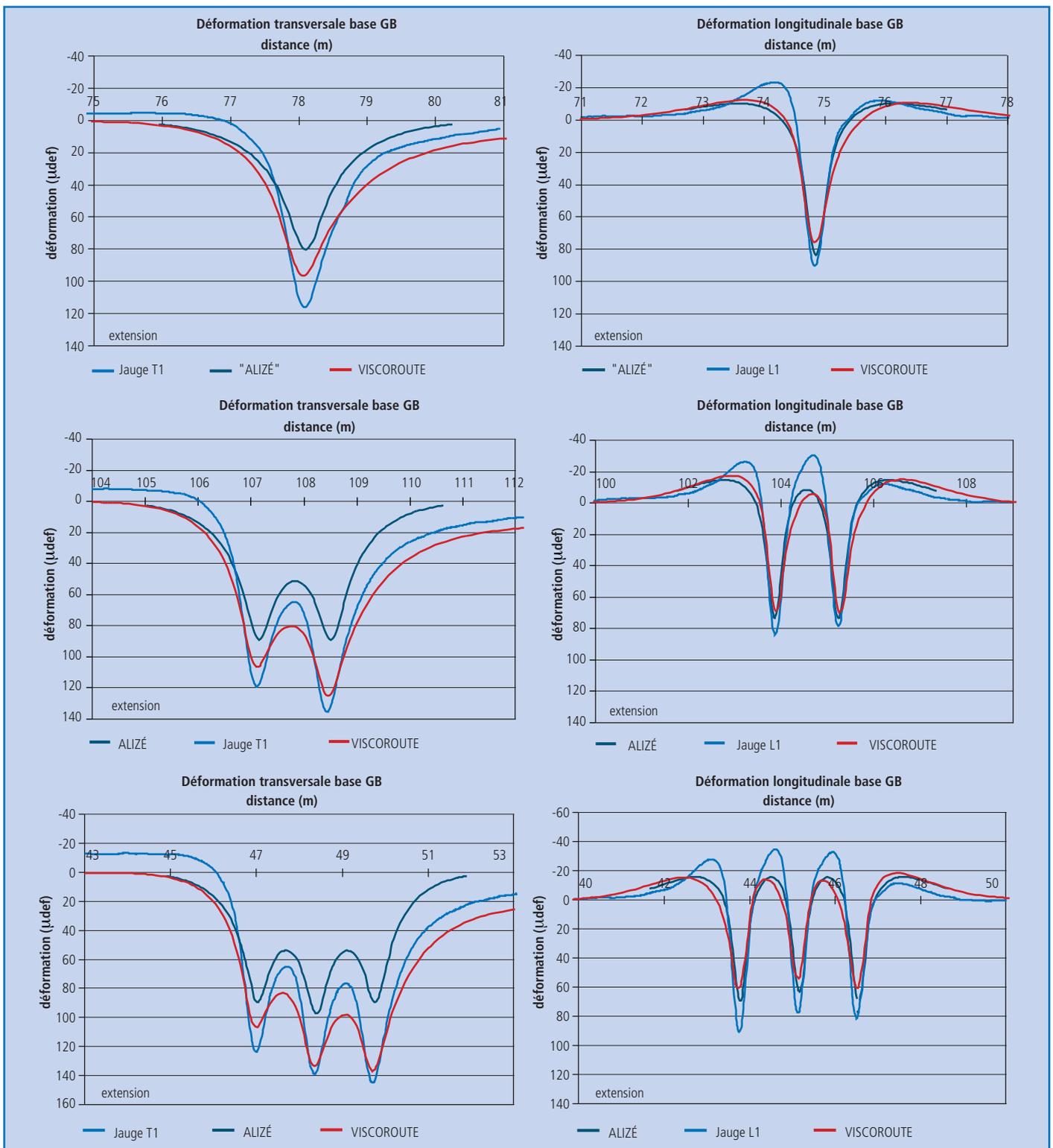


Figure 1
Comparaison des déformations mesurées et calculées sous différents types de charges sur une chaussée bitumineuse
 Structure : 6 cm BB + 20 cm GB ; mesures à 20 °C et 42 km/h

Les déformations transversales mesurées au passage d'une roue simple, au niveau de l'interface entre les 2 couches de GB (couche supérieure) et pour différentes conditions de température sont représentées sur la figure 2. On constate qu'à faible température, les déformations à l'inter-

face sont faibles (de l'ordre de 30 à 40 μdef , en extension, mais qu'au-delà de 20 °C, ces déformations augmentent rapidement. Les calculs de structures de chaussée (avec ALIZÉ ou VISCOROUTE), réalisés avec une interface collée, ne permettent pas de retrouver ce comportement.

Les mesures sur le manège tendent à montrer qu'à température élevée, un certain glissement se produit au niveau de l'interface, générant des contraintes de traction et des déformations d'extension dans la couche supérieure de GB. Les conditions de collage de l'interface

semblent donc varier avec la température. Pour mieux décrire ce comportement, on a modélisé l'interface comme une couche mince de 2 mm d'épaisseur, possédant un comportement élastique et calé le module de cette interface sur les déformations mesurées.

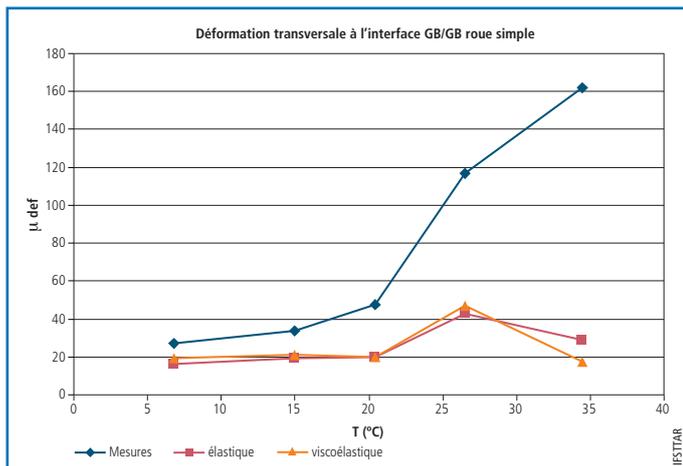


Figure 2 Evolution des déformations transversales au niveau de l'interface GB/GB d'une structure bitumineuse en fonction de la température (comparaison mesures et modélisation)

Les modules d'interface ainsi obtenus, par calage, varient entre 1 000 MPa à 5 °C et 25 MPa à 35 °C (figure 3). On peut noter que ces valeurs sont à peu près du même ordre de grandeur que celles de la norme du module complexe d'un bitume pur 50/70.

Dégradations dues à l'eau

A l'occasion de différentes expériences, réalisées en conditions pluvieuses, il a été possible d'observer et d'analyser sur le manège les dégradations liées aux infiltrations d'eau, et leur évolution parfois très rapide.

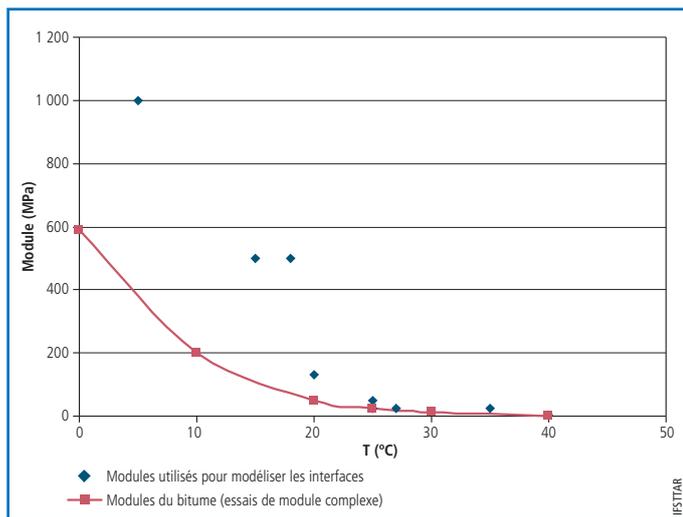


Figure 3 Valeurs calées de module d'élasticité de l'interface GB/GB, et comparaison avec le module d'un bitume pur 50/70

Ces mesures (également confirmées sur d'autres essais manège) permettent de mieux approcher le comportement réel des interfaces. Une description de l'interface par une couche mince, de faible module (se rapprochant du module d'un bitume) semble bien traduire le comportement observé. Des explications à certains mécanismes encore mal compris aujourd'hui (ex : fissuration par le haut des chaussées bitumineuses) sont peut-être à tirer de ces enseignements.

L'effet de l'infiltration d'eau sur le comportement de chaussées à faible trafic (5 cm de BB sur une assise en GNT) a bien été mis en évidence lors d'une expérience réalisée en 1990. Elle comportait 4 sections, avec 4 GNT de caractéristiques différentes en couche d'assise. Au cours de cette expérience, une période très pluvieuse est survenue alors que la fissuration commençait à apparaître.

L'infiltration de l'eau dans la GNT, favorisée par la fissuration, a accéléré rapidement les dégradations (ornièrage puis fissuration), et a souligné l'effet très important de la sensibilité à l'eau des graves utilisées. L'une des structures, comportant une GNT volontairement polluée par un faible pourcentage de fines argileuses, s'est totalement fissurée en à peine 10 000 cycles de chargement (photo 2).



Photo 2 Dégradations liées aux infiltrations d'eau sur une chaussée à faible trafic, à assise en GNT polluée, sensible à l'eau (expérience de 1990)

Dans les couches bitumineuses, la présence d'eau aux interfaces et dans le corps de chaussée peut entraîner un désenrobage des granulats ou un décollement d'interface, qui peut mener à l'apparition de nids-de-poules ou à des départs de matériaux. C'est ce qui a été observé dans une expérience réalisée en 1990, qui comportait une assise en matériau traité au liant hydraulique, et une couche de roulement bitumineuse mince (4 cm). Une période pluvieuse sous trafic a entraîné l'accumulation d'eau à l'interface entre le BBM et le matériau hydraulique, très peu perméable. Cela s'est traduit par la formation soudaine de nids-de-poule (photo 3).



Photo 3 Formation de nids-de-poule suite à l'accumulation d'eau à l'interface entre l'assise en matériau traité au liant hydraulique et la couche de roulement

L'infiltration et l'accumulation d'eau, notamment aux interfaces entre couches de chaussées, peuvent également conduire à des phénomènes de surpression d'eau au passage des charges, qui accélèrent les dégradations. Cela a été observé à plusieurs occasions, et en particulier lors d'un essai réalisé en 2004 avec couches de roulement minces (BBM et BBTM) sur une assise bitumineuse. L'eau s'est infiltrée à travers ces couches relativement perméables, générant une dégradation de l'interface et l'expulsion de la couche d'accrochage, sous l'effet des surpressions créées par le trafic (photo 4).



Photo 4 Remontée d'eau et d'émulsion due aux surpressions interstitielles générées par le trafic (Expérience du projet Format, 2004)

Conclusions et perspectives d'utilisation du manège

Aujourd'hui, la demande d'expérimentations en vraie grandeur reste importante tout en se diversifiant, en relation avec les innovations technologiques, l'évolution des modes de transport et les préoccupations liées au développement durable, aux économies d'énergie ainsi qu'à l'aménagement urbain. Dans ce contexte quelques perspectives d'utilisation du manège de fatigue, en liaison avec les orientations de recherche de l'IFSTTAR, sont évoquées ci-après. Elles s'inscrivent, en particulier, dans le projet Route de cinquième génération (R5G) de l'IFSTTAR [10], qui vise à réaliser des démonstrateurs pour évaluer les technologies des routes de demain.

Durée de vie des chaussées, prise en compte des mécanismes de dégradation autres que la fatigue

On construit peu de routes neuves aujourd'hui et la préoccupation majeure des maîtres d'ouvrage est l'entretien et la préservation du patrimoine. Dans ce domaine, pour les chaussées à fort trafic, l'expérience montre que l'endommagement par fatigue des couches d'assise n'est pas le mode de dégradation le plus fréquent. Les dégradations concernent, le plus souvent, les couches supérieures des chaussées et leurs causes peuvent être multiples : vieillissement des matériaux, effet du climat, fissuration par le haut due aux sollicitations du trafic, dégradation des interfaces entre couches, manque d'entretien. Le manège peut contribuer à mieux comprendre ces mécanismes et mettre au point des matériaux plus durables.

Comme expérimenté récemment, l'utilisation de nouvelles techniques d'instrumentation (capteurs miniaturisés, fibres optiques) permettra de mieux mesurer les sollicitations complexes produites par les charges roulantes dans les couches supérieures des chaussées et d'aider à l'identification des divers mécanismes à l'œuvre.

Evaluation de solutions d'entretien et de renforcement

Les besoins croissants de maintenance des réseaux routiers conduisent à rechercher de nouvelles solutions innovantes d'entretien et de renforcement, plus durables et plus économiques (matériaux à hautes performances, améliorés par des fibres ou des grilles, retraitement en place, ...). Les expérimentations en vraie grandeur sur manège peuvent être un moyen efficace pour comparer différentes solutions d'entretien ou de renforcement, et valider leur dimensionnement.

Effet de l'évolution des charges des poids lourds

Les contraintes économiques et environnementales conduisent aussi à une évolution des configurations et des charges des poids lourds. Aujourd'hui, les poids lourds sont équipés majoritairement d'essieux multiples (en particulier tridem) et leurs poids total en charge (PTC) augmente régulièrement. Les valeurs maximales autorisées sont passées de 38 tonnes à 40 tonnes en 1986, puis à 44 tonnes en 2012 et des charges encore plus lourdes sont envisagées. L'agressivité de ces essieux multiples et de ces charges croissantes, notamment vis-à-vis des couches de roulement, est mal connue. Des essais de fatigue sur le manège sont envisagés pour l'étudier, en comparaison avec l'essieu à roues jumelées de 13 tonnes, qui reste la charge de référence du dimensionnement.

De façon plus générale, il serait sans doute plus pertinent de réaliser aujourd'hui les essais de fatigue sur le manège avec des essieux tridem, plutôt qu'avec les essieux classiques à roues jumelées.

Matériaux recyclés et à faible impact environnemental

Le recyclage et l'utilisation de matériaux alternatifs ou plus économiques en énergie et en ressources, se généralisent dans les infrastructures routières. De nombreux travaux sont menés pour évaluer l'impact environnemental de ces différentes solutions, mais on s'intéresse moins à leur durabilité. Des essais manège permettraient aisément d'évaluer et de comparer la résistance sous trafic de ces techniques récentes.

Chaussées urbaines

En milieu urbain, on voit apparaître de plus en plus de solutions de chaussées innovantes : revêtements spécifiques, chaussées modulaires, permettant de recevoir différents réseaux, voiries partagées, supportant le trafic des véhicules légers, des bus, des tramways sur rails ou sur pneus. Ces nouvelles structures, souvent en béton, présentent des pathologies spécifiques, qui pourraient être évitées par des essais préalables, sous trafic accéléré. La réparation de ces nouvelles structures nécessite également des solutions particulières, rapides à mettre en œuvre pour ne pas gêner la circulation, qui demandent bien souvent à être testées préalablement.

Méthodes innovantes d'instrumentation et d'auscultation

Les évolutions récentes dans les domaines des capteurs, de l'acquisition et du traitement des données permettent de concevoir des systèmes performants d'instrumentation des structures des chaussées, capables de suivre en temps réel leur état, de prévoir leurs dégradations, et ainsi d'optimiser leur maintenance. Les maîtres d'ouvrage s'intéressent de plus en plus à de tels systèmes de surveillance et les demandes d'évaluation de systèmes d'instrumentation, ou d'auscultation sur le manège sont en constante augmentation.

Routes du futur

Des recherches sont engagées à l'IFSTTAR, en liaison avec le projet R5G, pour concevoir de nouveaux types d'infrastructures, intégrant des dispositifs de récupération d'énergie (thermique ou photovoltaïque), de dégivrage, d'alimentation des véhicules électriques par induction ou de guidage des véhicules.

Ces projets conduisent à des structures souvent complexes, comportant différentes inclusions (câbles, capteurs, couches drainantes, ...) dont il est nécessaire d'évaluer la tenue mécanique. Le manège de fatigue constitue un excellent démonstrateur pour évaluer et optimiser ces structures, avant le passage sur chantier. ■

BIBLIOGRAPHIE

[1] Brosseau Y., Il était une fois la durabilité des produits bitumineux innovants testés sur la manège d'essai des chaussées du LCPC à Nantes, Revue générale des routes et de l'aménagement (RGRA), n° 914, septembre 2013

[2] Odéon H., Expérimentations sur la fatigue des matériaux bitumineux, Revue générale des routes et de l'aménagement (RGRA), n° 914, septembre 2013

[3] El Abd, A., Hornych P., Expérimentation en vraie grandeur sur l'orniérage des chaussées à faible trafic, Revue générale des routes et de l'aménagement (RGRA), n° 914, septembre 2013

[4] Huet C. (1963), Etude par une méthode d'impédance du comportement visco-élastique des matériaux hydrocarbonés, Thèse de Docteur-Ingénieur, Faculté des Sciences de Paris

[5] Heck, J.-V. (2001), Modélisation des déformations réversibles et permanentes des enrobés bitumineux. Application à l'orniérage des chaussées, Thèse de Doctorat, Université Nantes, France

[6] Chabot, A., Chupin, O., Deloffre, L., Duhamel, D., 2010. Viscoroute 2.0: a tool for the simulation of moving load effects on asphalt pavements. RMPD Special Issue on Recent Advances in Numerical Simulation of Pavements 11(2), 227-250

[7] Kerzrého, J.-P., Hornych P., Chabot A., Deloffre L., Trichet S., Gouy T., Coirier G. (2012), Evaluation of the aggressiveness of different multi-axle loads using APT tests, 4th International Conference on Accelerated Pavement Testing, Davis, Californie.

[8] IFSTTAR : ALIZÉ-LCPC, logiciel de dimensionnement des structures de chaussées, www.alize-lcpc.com

[9] Changenot, V. Etude et modélisation de la réponse de chaussées bitumineuses sous chargements multi-essieux, Rapport de fin d'études, ENTPE, juin 2012, 101 p.

[10] Hautière N., de La Roche C., Jacquot-Guimbal H., La « route » de cinquième génération (R5G). Quelle infrastructure dans vingt ans et quels services peut-on en attendre ?, Revue générale des routes et de l'aménagement (RGRA), n° 910, mars 2013 www.rgra.fr

• Les lecteurs intéressés peuvent se reporter au dossier "IFSTTAR : les 35 ans du manège de fatigue français" Revue générale des routes et de l'aménagement (RGRA), n° 914-915, septembre-octobre 2013, pp 27 à 135, www.rgra.fr



DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSÉES NEUVES RÉVISION DE LA NORME NF P98-086

La norme NF P98-086 « Dimensionnement des structures de chaussées routières – Application aux chaussées neuves » actuellement en vigueur date d'octobre 2011. Dès sa parution, un processus de révision a été engagé par la commission de normalisation Dimensionnement des chaussées (CNDC) afin notamment de l'adapter pour une diffusion au sein de l'Union européenne. Les principales propositions d'évolution sont détaillées dans cet article.

La norme NF P98-086 « Dimensionnement des structures de chaussées routières – Application aux chaussées neuves »¹ définit la méthode française de dimensionnement des structures de chaussées.

Depuis sa validation, en 2011, elle est utilisée par l'ensemble des acteurs routiers, du maître d'ouvrage pour définir sa demande, à l'entreprise pour proposer des variantes, en passant par le maître d'œuvre pour la définition de la technique la mieux adaptée à la section routière à aménager.

Dès sa parution, un processus de révision a été engagé pour corriger quelques imprécisions, y intégrer la terminologie figurant jusqu'à présent dans la norme NF P98-080-1² et l'adapter en vue de sa diffusion à l'étranger, à l'instar d'autres pays européens qui ont diffusé des guides techniques régissant la manière de dimensionner les structures de chaussées routières.

GEL-DÉGEL

Cette révision de la norme NF P98-086 présente quelques évolutions dans la vérification du comportement au gel-dégel. Ces évolutions portent sur la définition des sols non gélifs (SG_n), la gélivité des sols traités, le calcul de la quantité de gel (Q_g) avec une couche de sol peu gélif (SG_p) et le calcul de la quantité de gel complémentaire Q_c .

SOLS NON GÉLIFS (SG_n) ET GÉLIFRACTION

Pour expliquer l'évolution apportée à la caractérisation de la non-gélivité des sols, il est nécessaire

de revenir sur deux phénomènes néfastes engendrés dans les chaussées par le gel :

- La gélifraction traduit l'éclatement des granulats par l'action de l'eau qu'ils contiennent, qui augmente de volume en gelant.
- La cryosuccion est un phénomène de migration d'eau libre dans le matériau par capillarité en direction du front de gel. Cette accumulation d'eau engendre en phase de dégel une perte de portance préjudiciable si les matériaux sont sensibles à l'eau.

Précédemment, le caractère non gélif des matériaux de terrassement était défini uniquement à partir de l'essai de cryosuccion. Toutefois, cette définition n'était pas adaptée aux matériaux non traités utilisés en couche de forme, qui sont insensibles à l'eau, donc non sujets à une perte de portance, mais pour lesquels aucune résistance à la gélifraction n'était demandée.

Une nouvelle approche a donc été définie, et les matériaux non traités sont désormais considérés non gélifs s'ils sont insensibles à l'eau et résistants à la gélifraction.

CRITÈRES DE DÉFINITION DES SOLS TRAITÉS PEU GÉLIFS

L'essai de cryosuccion étant peu répandu, l'annexe D de la norme comportait un tableau avec les classes de gélivité des sols utilisables en l'absence d'essai. Cependant, ce tableau ne concernait que les matériaux non traités et il existait des disparités de pratiques pour les matériaux traités à la chaux ou aux liants hydrauliques. Des critères d'obtention du classement « peu gélif » ont donc été introduits afin d'uniformiser ces pratiques.

AUTEURS

Heidi Kauffmann

Cerema Est – Laboratoire de Strasbourg
Secrétaire de la CNDC

Cécile Giacobi

Vinci Autoroutes – Asfa

Philippe Hauza

Colas

Président de la CN Assises de chaussées

Étienne Huguet

Groupe NGE

Specbea

Thibaut Lambert

Cerema Est – Laboratoire de Strasbourg
Secrétaire de la CN Terrassements

Henri Pejouan

Entreprise Malet

Nadège Sagnard

Cerema Méditerranée –

Laboratoire d'Aix-en-Provence

Jean-Michel Piau

Ifsttar

Président de la CNDC



© EUROVIA

RÉVISION DU CALCUL DE LA QUANTITÉ DE GEL (Q_g)

Une autre évolution de la vérification au gel-dégel est le calcul de Q_g dans le cas de figure d'une plate-forme constituée d'une succession de matériaux peu gélifs et très gélifs. La règle de calcul existante, qui reposait sur un seuil de 20 cm de matériaux peu gélifs, conduisait à ce qu'il soit plus favorable de considérer un même matériau comme peu gélif que comme non gélif. Cette incohérence a été corrigée en affinant la règle de calcul de cette situation.

RÉVISION DU CALCUL DE LA QUANTITÉ DE GEL COMPLÉMENTAIRE (Q_c)

La quantité de gel complémentaire Q_c autorisée dans le dimensionnement au gel des chaussées vient compenser, dans le domaine des chaussées à assise traitée, le caractère trop conservatoire de calculs qui ne prendraient en compte que les quantités de gel Q_{ng} et Q_g des couches non ou peu gélives. Les retours de terrain ont conduit la valeur de Q_c à l'impact d'une baisse de portance de plate-forme sur la sollicitation mécanique des couches d'assise. Plus cet impact est fort, moins la valeur Q_c autorisée est grande. Dans la présente version de la norme, le calcul de Q_c est ainsi présenté sous la forme d'un calcul de sensibilité des contraintes et déformations au module de plate-forme, sans introduction d'hypothèses complémentaires et sans besoin de démarche itérative. La nouvelle méthode de calcul de Q_c conduit à des valeurs voisines de l'ancienne. La méthode de calcul a été revue en conséquence et est présentée sous forme d'un calcul de sensibilité, au sens mathématique, des critères dimensionnant vis-à-vis d'une variation de portance du sol, sans besoin d'hypothèses spécifiques rattachées aux phases de dégel. Les valeurs numériques des paramètres de la nouvelle méthode de calcul de Q_m ont été établies de façon à retrouver des résultats voisins de ceux donnés par l'ancienne.

BENCHMARKS « GEL »

Des jeux de données tests ont été introduits en annexe afin de vérifier la justesse et le bon usage des logiciels de calcul utilisés pour effectuer les calculs de propagation de gel en respectant l'ensemble des hypothèses retenues dans la norme.

SOLS TRAITÉS EN ASSISE DE CHAUSSÉE

Après quelques décennies passées dans l'ombre de la légitimité normative, la technique des sols traités en assise de chaussée est intégrée dans la norme NF P98-086.

Introduite au début des années 1980, d'abord à titre expérimental, par quelques ex-laboratoires régionaux des Ponts et Chaussées précurseurs (Rouen, Saint-Quentin, Blois...) et par les entreprises, cette technique a été mise en œuvre sur de nombreux chantiers innovants. Ceux-ci ont concerné des classes de trafic allant de T4 à T0, sur des routes départementales, des tronçons d'autoroutes et des routes nationales.

Ces chantiers de première génération ont fait l'objet d'un suivi régulier pendant la totalité de leur durée de vie de calcul afin que les enseignements recueillis puissent alimenter plus tard la rédaction d'un guide national.

S'en est suivie une phase de généralisation de la technique à l'initiative conjointe des entreprises et des producteurs de matériels, ces derniers ayant largement œuvré en faveur de ces développements en améliorant significativement les matériels (augmentation de puissance, de profondeur de malaxage, meilleure maîtrise de la teneur en eau et en liant...).

À noter

Le présent article ne traite pas de toutes les modifications, mais souligne les principales propositions d'évolution de cette norme. L'attention du lecteur est attirée sur le fait qu'il ne s'agit à ce jour que de projets d'évolution et que le texte de la norme révisée sera soumis à enquête publique au printemps 2017.

Réhabilitation de l'A35 dans la traversée de Strasbourg – Travaux 2013.



© CEREMA / LABORATOIRE DE STRASBOURG

Les traitements en assise de chaussée, qui ne concernaient alors principalement que des chaussées à faible trafic ($\leq T3$) ou des chaussées plus fortement circulées, via des traitements épais ($e > 0,40$ m), appelés couches de forme-fondation, ont parfois été employés sur des marchés privés jusqu'à des niveaux de trafic très élevés (jusqu'à T1).

Il a dès lors été nécessaire d'encadrer les pratiques, ce qui a commencé par la publication de guides de réemploi des matériaux locaux (en Île-de-France, Normandie, Nord-Picardie...), puis s'est poursuivi par l'édition, en 2007, du guide technique *Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques – Application à la réalisation des assises de chaussées*³ (également surnommé GTS Assises), successeur logique au premier GTS de janvier 2000, limité aux remblais et couches de forme⁴.

Entre 2003 et 2017, le corpus normatif français (normes NF P98-114-3 et NF P98-115) et surtout européen (NF EN 14 227-15, normes essais et produits)⁵⁻⁷ s'est mis en place, ce qui permet dorénavant la prise en compte des sols traités comme matériau de chaussée à part entière.

La nouvelle version de la NF P98-086 synthétise tous les éléments pour dimensionner une couche d'assise en sols traités, conformément à la méthode de dimensionnement rationnelle française :

- les caractéristiques mécaniques (résistance à la traction (R_t), module (E)), à déduire des performances mesurées en laboratoire et des moyens d'application sur chantier (in situ ou en centrale ; matériels performants ou plus ubiquistes) ;
- les caractéristiques de tenue à la fatigue (σ_6 , pente de la droite de fatigue, écart-type SN) ;
- les grandeurs relatives aux sols traités en fonction de leur usage dans le réseau (coefficient d'agressivité moyen (CAM), risque de calcul) ;
- l'écart-type sur les épaisseurs (S_t) ;
- la nature des interfaces en fonction des divers types de structure ;
- la nature et l'épaisseur minimale de couverture bitumineuse ;
- les coefficients de calcul de gel admissible, pour la méthode simplifiée, ainsi que les paramètres à intégrer dans GEL 1D ;
- quelques recommandations en termes de dispositions constructives spécifiques.

Le texte de la norme NF P98-086 étant limité, par définition, à la partie dimensionnement, les professionnels non coutumiers consulteront en complément le guide technique de 2007³, dont la portée plus large couvre également la description des études et essais à mener en laboratoire, les méthodes et moyens d'exécution, de contrôle et de réception et, plus largement, le contrôle qualité.

— PRISE EN COMPTE DES ÉVOLUTIONS DES CHAUSSÉES BÉTON —

Les différents paragraphes de la norme relatifs aux chaussées béton ont été repris afin de clarifier et valoriser l'éventail de structures envisageables.

CLASSEMENT DES STRUCTURES EN 3 CATÉGORIES

Du point de vue formel, les chaussées en béton de ciment ont été classées en 3 catégories :

- Les structures en béton de ciment (BC) sur matériaux bitumineux – comprenant les structures en béton armé continu (BAC) sur GB3 (grave-bitume), BAC sur BBSG (béton bitumineux semi-grenu) et BCg (béton de ciment goudonné) sur GB3 exclusivement –, vérifiées vis-à-vis de la contrainte en traction (σ_t) à la base de la couche de roulement et de la déformation en extension à la base des couches bitumineuses (ϵ_t). Les conditions d'interface sont précisées pour chacune des configurations.
- Les structures en béton de ciment (BC, BCg ou BAC) sur matériaux hydrauliques – comprenant le béton maigre (BM), les matériaux traités aux liants hydrauliques (MTLH) et le béton compacté au rouleau (BCR) –, vérifiées vis-à-vis de la contrainte en traction (σ_t) à la base de la couche de roulement et de la couche de fondation.
- Pour des trafics cumulés inférieurs à un million d'essieux équivalents, les structures en béton de ciment sur couche de forme ou couche drainante, dont la couche de base-roulement est constituée d'un béton de ciment non armé et non goudonné assorti d'un complexe drainant si le nombre d'essieux équivalents est supérieur à 250 000, vérifiées vis-à-vis de la contrainte en traction (σ_t) à la base de la couche de base-roulement.

DIMENSIONNEMENT RATIONNEL DE L'ENSEMBLE DES STRUCTURES

Concernant ce dernier type de structure, l'application de la norme d'octobre 2011 prévoyait un dimensionnement par des épaisseurs empiriques des dalles en fonction du trafic et de la classe de plate-forme (**tableau 1** de la section 8.8.4).

Le projet de norme permet à présent de dimensionner les dalles béton suivant la méthode rationnelle pour un trafic cumulé limité à un million d'essieux équivalents (apparenté à un trafic T3+ sur 20 ans). Pour les trafics supérieurs, la méthode rationnelle ne s'applique plus, le choix des structures pourra alors s'inspirer du *Catalogue des structures types de chaussées neuves*⁸.

UNE NOUVELLE CLASSE DE BÉTON

La norme NF P98-086 s'est ouverte à de nouvelles classes de béton, dont elle précise les performances mécaniques. Ainsi, le BC6, habituellement utilisé dans la construction des chaussées aéronautiques, est intégré dans cette norme dédiée aux chaussées routières.

Quant au BC4, son utilisation en couche de base-roulement est autorisée jusqu'à un trafic maximum T3. Sa valeur de module d'Young est fixée à 30 000 MPa. Les **tableaux 1 et 2** présentent les performances mécaniques des classes de BC retenues dans la norme. Les catégories de structures en béton proposées et les classes mécaniques associées répondent ainsi aux différents besoins des maîtres d'ouvrage, selon le niveau de service requis et l'exploitation de la chaussée.

OBTENTION DES PARAMÈTRES DE DIMENSIONNEMENT SUR LES MATÉRIAUX BITUMINEUX

La révision de la norme enrobés européenne NF EN13108-1⁹ ne mentionnant plus les notions d'approche empirique ou fondamentale, la nouvelle version de la norme relative au dimensionnement n'y fait plus allusion.

Les caractéristiques mécaniques (module de rigidité, comportement en fatigue) nécessaires au dimensionnement sont définies dans l'annexe D de la norme, selon deux modes :

- Soit en adoptant les valeurs de référence définies dans les tableaux de l'annexe D, pour chaque produit concerné et pour des températures équivalentes de 15 °C, 25 °C et 28 °C pour tenir compte des climats tropicaux. Ces valeurs seront ensuite vérifiées par des essais sur les matériaux du chantier réalisés dans les conditions définies ci-après. Ce mode est utilisable par exemple dans le cadre d'un pré-dimensionnement.
- Soit à partir de valeurs issues de résultats d'essais menés en laboratoire selon les spécifications de la norme NF P98-150-1¹⁰ (niveaux 3 et 4 des études de formulation) sur des matériaux représentatifs du chantier projeté et élaborés avec le pourcentage de vide prescrit.

À noter : l'introduction, dans la liste des essais de détermination des modules de rigidité, des matériaux bitumineux :

- de l'essai en traction indirecte impulsionnelle (NF EN 12697-26¹¹ annexe C), qui n'est applicable qu'à la température équivalente de 15 °C et selon l'équation suivante :

$$E(15\text{ °C}, 10\text{ Hz}) = 0,5 \times [E_{IT}(10\text{ °C}, 124\text{ ms}) + E_{IT}(15\text{ °C}, 124\text{ ms})];$$

- de l'essai en traction compression directe (NF EN 12697-26 annexe D) ;
- de l'essai en traction cyclique indirecte (NF EN 12697-26 annexe F).

En cas d'essais contradictoires menés par le biais de méthodes différentes, la norme précise que lorsque l'écart génère une différence d'épaisseur de couche d'assise supérieure à 10 %, l'épaisseur prise en compte sera celle calculée à partir du module de rigidité déterminé « selon la méthode A », c'est-à-dire selon l'essai de flexion 2 points (NF EN 12697-26 annexe A).

-Tableau 1-

Valeurs de référence des paramètres de calcul pour les bétons.

Classe	2	3	4	5	6
Module (MPa)	20 000	24 000	30 000	35 000	40 000
σ_6 référence (MPa)	1,37	1,63	1,95	2,15	2,45
- 1/b	14	15	15	16	16
SN	1	1	1	1	1

-Tableau 2-

Valeurs maximales de σ_6 .

Classe	2	3	4	5	6
σ_6 max (MPa)	1,5	1,8	2,1	2,4	2,7

Le comportement en fatigue est toujours apprécié par l'essai de flexion 2 points (NF EN 12697-24 annexe F).

Pour être acceptables, les valeurs des caractéristiques mécaniques retenues doivent se situer à l'intérieur des fourchettes de la classe de performances du matériau considéré, définies dans les tableaux de l'annexe D.

Pour les deux modes de définition des caractéristiques mécaniques, la réalisation d'études en laboratoire de niveau 3 et/ou 4, soit pour vérification, soit pour détermination des valeurs à prendre en compte dans le dimensionnement, est donc la règle.

Néanmoins, pour les produits EB-GB de classe 2 ou 3 et les EB-BBSG, en cas d'absence des résultats d'essais sur les caractéristiques mécaniques, il est possible de retenir, pour le dimensionnement, les valeurs minimales des tableaux de l'annexe D, à condition de disposer des études de formulation de niveau 2 et de respecter un module minimal du mélange.

Pour les couches de roulement minces, les valeurs à prendre en compte restent les valeurs forfaitaires données dans un tableau spécifique de l'annexe D.

RENFORCEMENT DU RÔLE DU MAÎTRE D'OUVRAGE

Le calcul de dimensionnement s'appuie sur plusieurs données dont les variations, même légères, peuvent avoir une forte influence sur le résultat final. Un dimensionnement erroné a des répercussions importantes pour le gestionnaire de la voirie : une structure insuffisante peut conduire à une ruine accélérée de la chaussée, tandis qu'une structure surdimensionnée présente un surcoût d'investissement non justifié.

Le maître d'ouvrage doit donc porter une attention particulière à la détermination des hypothèses de calcul, notamment celles concernant le trafic (volume et agressivité), la durée d'investissement et le risque de calcul en fonction de sa stratégie d'investissement, les indices de gel ou encore le type de couche de roulement.

Sols traités en couche de forme sur l'autoroute A35 (voie rapide du piémont des Vosges (VRPV)).



© CEREMA/LABORATOIRE DE STRASBOURG

La réalisation d'une étude de trafic approfondie est conseillée. Elle devra pouvoir estimer le trafic poids lourds à l'ouverture de la section ainsi que son évolution au cours du temps, mais aussi s'attacher à évaluer la typologie du trafic. En effet, l'agressivité des poids lourds évolue de manière exponentielle en fonction des charges à l'essieu. Ainsi, pour une structure bitumineuse sur une route avec un trafic T4, le CAM habituellement fixé à 0,3 devra être porté à 0,8 si cet itinéraire supporte des grumiers ou dessert une carrière.

Le maître d'ouvrage est aussi invité à s'interroger sur sa stratégie de gestion de son patrimoine d'infrastructures en termes d'investissement et de fréquence d'entretien. Ainsi, s'il opte pour un investissement fort avec peu d'entretiens ultérieurs, il fixera une durée de dimensionnement longue avec un faible risque de calcul.

RÉFÉRENCES

1. NF P98-086 « Dimensionnement structurel des chaussées routières - Application aux chaussées neuves », octobre 2011.
2. NF P98-080-1 « Chaussées - Terrassement - Terminologie - Partie 1 : terminologie relative au calcul de dimensionnement des chaussées », novembre 1992.
3. Sétra, *Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques - Application à la réalisation des assises de chaussées*, Guide technique, septembre 2007.
4. Sétra, *Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques (GTS) - Application à la réalisation des remblais et des couches de forme*, Guide technique, janvier 2000.
5. NF P98-114-3 « Assises de chaussées - Méthodologie d'étude en laboratoire des matériaux traités aux liants hydrauliques - Partie 3 : sols traités aux liants hydrauliques éventuellement associés à la chaux », mai 2009.
6. NF P98-115 « Assises de chaussées - Exécution des corps de chaussées - Constituants - Composition des mélanges et formulation - Exécution et contrôle », mai 2009.
7. NF EN 14227-15 « Mélanges traités aux liants hydrauliques - Spécifications - Partie 15 : sols traités aux liants hydrauliques », avril 2016.
8. Sétra/LCPC, *Catalogue des structures types de chaussées neuves*, 1998.
9. NF EN 13108-1 « Mélanges bitumineux - Spécifications des matériaux - Partie 1 : enrobés bitumineux », février 2007.
10. NF P98-150-1 « Enrobés hydrocarbonés - Exécution des assises de chaussées, couches de liaison et couches de roulement - Partie 1 : enrobés hydrocarbonés à chaud - Constituants, formulation, fabrication, transport, mise en œuvre et contrôle sur chantier », juin 2010.
11. NF EN 12697-26 « Mélanges bitumineux - Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud - Partie 26 : module de rigidité », juin 2012.

À l'inverse, s'il souhaite modérer l'investissement initial et compenser par des entretiens plus réguliers, il choisira une durée de dimensionnement plus réduite et/ou des risques plus forts, ces choix pouvant varier selon la hiérarchisation du réseau qu'il aura établie.

Dans le même ordre d'idée, le choix de l'indice de gel entre hiver exceptionnel ou hiver non exceptionnel peut traduire l'acceptation ou non par le gestionnaire de mettre exceptionnellement en place des barrières de dégel.

La sélection de la couche de roulement doit prendre en compte les politiques de construction, d'entretien et d'exploitation (possibilité d'intervention ultérieure) du gestionnaire, les objectifs techniques visés (adhérence, uni longitudinal, ornierage, qualités phoniques...), les contraintes climatiques (fissuration thermique du revêtement, viabilité hivernale...), la géométrie ou encore la gestion des eaux de pluie.

Pour aider le maître d'ouvrage dans ses choix, l'annexe B de la norme présente différents tableaux avec les valeurs usuellement retenues d'un certain nombre de paramètres. Il convient cependant de les utiliser avec un esprit critique considérant le contexte particulier du réseau à dimensionner.

Des principes de dimensionnement de certains éléments particuliers sont aussi proposés :

- giratoires : coefficient d'augmentation des épaisseurs des couches d'assise conseillé pour chaque type de structure ;
- bandes d'arrêt d'urgence : prise en compte de la possibilité de les utiliser pour faire circuler le trafic lors de travaux sur la section courante...

PERSPECTIVES

Le projet de révision de la norme NF P98-086 sera soumis à enquête publique au cours du printemps et sera alors consultable sur le site de l'Afnor, l'objectif étant une validation et une publication de la norme fin 2017, puis une traduction en anglais pour une diffusion à l'international, notamment en Europe.

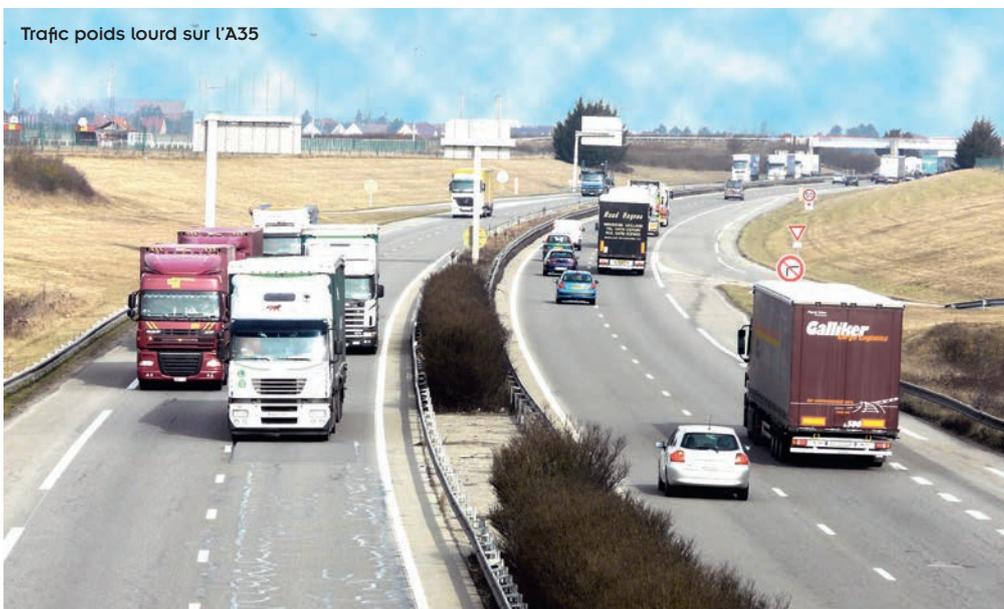
La CNDC poursuivra ensuite son travail sur les domaines n'ayant pu être finalisés pour cette révision, tels que le dimensionnement d'ouvrages spécifiques (giratoires...), l'endommagement des interfaces ou encore l'adaptation aux changements climatiques.

Il va sans dire que la commission reste attentive à toute remontée de terrain (observatoires routiers, projets de recherche comme DVDC (durée de vie des chaussées), études d'expertise...) susceptible d'enrichir la connaissance et la prise en compte des divers mécanismes d'endommagement des chaussées et d'améliorer les prévisions de durée de vie des ouvrages en fonction de leur dimensionnement. ■

GUIDE TECHNIQUE

DIAGNOSTIC ET CONCEPTION DES RENFORCEMENTS DE CHAUSSÉES

Le guide technique *Diagnostic et conception des renforcements de chaussées*, paru en mai 2016, répond à une forte demande de l'ensemble de la profession routière, aussi bien des maîtres d'ouvrage que des maîtres d'œuvre. Alors que la méthode de dimensionnement des chaussées neuves est maîtrisée depuis une vingtaine d'années, il n'existait jusqu'alors aucun document de référence sur la démarche à suivre pour diagnostiquer, puis calculer une solution de renforcement pour une chaussée dégradée. Ce guide comble cette lacune.



Traffic poids lourd sur l'A35

© GT RENVI

Rédigé sous l'égide de l'Iddrim par un groupe associant les représentants du Cerema et de la profession, le guide *Diagnostic et conception des renforcements de chaussées* assure le complément sur le plan méthodologique au guide technique *Conception des structures de chaussées neuves* publié en décembre 1994¹, dont les principes sont repris dans la norme NF P 98-086².

HISTORIQUE

Le réseau routier français compte aujourd'hui plus d'un million de kilomètres de routes, gérées par l'État, les départements, les communes et communautés de communes, et, plus rarement, des propriétaires privés. Ces chaussées datent pour la plupart de plusieurs décennies, voire de plusieurs siècles, et celles qui constituent le réseau structurant et reçoivent le trafic le plus lourd ont été construites ou renforcées il y a une quarantaine d'années.

DES SOLUTIONS PRÉ-CALCULÉES

En 1978, le guide technique *Dimensionnement des renforcements de chaussées souples*³ avait été publié par la direction des Routes. Destiné aux seules chaussées souples, il proposait des solutions de renforcement sous forme de tableaux d'épaisseurs pré-calculées, en fonction de la structure en place, et des valeurs de trafic et de déflexion mesurées sur la chaussée. Il incluait également une démarche de vérification du comportement au gel/dégel de la structure renforcée. Une mise à jour partielle de ce document a été publiée dix ans plus tard⁴.

La publication de ce premier document était alors destinée à la remise en état des routes du réseau routier national de l'époque, dans le cadre d'une politique importante appelée « Renforcements coordonnés » qui s'est étendue du début des années 1970 à la fin des années 1980. Le choix de la forme catalogue présentait l'avantage d'une homogénéité des solutions mises en œuvre, avec une ingénierie d'étude à la fois simple et sécurisée.

AUTEURS

Hugues Odéon
 Chef de groupe GTC
 Cerema Est/Laboratoire
 de Strasbourg

Rolf Kobisch
 Expert

Un guide spécifique dédié aux réhabilitations des traverses d'agglomération en EME (enrobé à module élevé) complétait ce corpus en 1988⁵.

LE LOGICIEL EXPERT ERASMUS

Au début des années 1990, un groupe d'experts routiers du Réseau scientifique et technique a développé un outil logiciel capitalisant l'ensemble des connaissances acquises au cours des vingt années précédentes sur ces renforcements coordonnés. Ainsi parut Erasmus⁶ (figure 1).

Le choix a porté sur un outil de type logiciel expert, établissant, dans un premier temps, un diagnostic qui tenait compte de la fatigue structurelle, de la fissuration thermique, du comportement lors des cycles de gel/dégel, du fluage des couches bitumineuses, puis déterminant, dans un second temps, une ou plusieurs solutions de réhabilitation possibles en fonction des hypothèses fixées par la maîtrise d'ouvrage, et introduites dans le logiciel par l'opérateur.

Ainsi, Erasmus propose, en fonction du cahier des charges du maître d'ouvrage, plusieurs solutions au problème posé, et laisse au responsable entretien le choix de la solution qui lui semble la mieux adaptée.

D'abord développé pour les chaussées souples et bitumineuses, puis semi-rigides, Erasmus fait toujours l'objet d'actualisations périodiques.

DÉMARCHE DE CALCUL ALIZÉ

Parallèlement, les laboratoires des Ponts et Chaussées appliquaient une méthode similaire à celle adoptée par Erasmus, reposant sur un calcul de structure mené pas à pas avec Alizé. L'application de cette méthode de calcul nécessitait une solide pratique, aucun écrit ne décrivant précisément la démarche. Pour autant, même si des disparités se faisaient jour d'un laboratoire à l'autre, la transmission par compagnonnage au sein des équipes garantissait la fiabilité des solutions retenues.

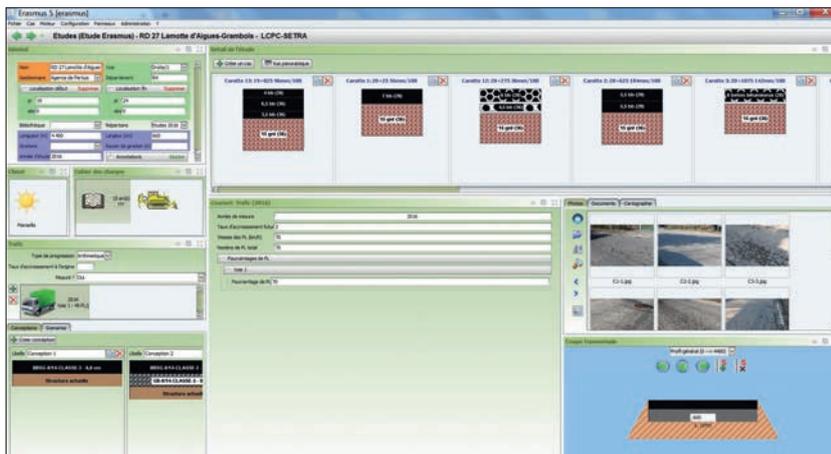
DIFFUSION DE LA MÉTHODE

Sur le plan ingénierie, un effort important a été fait depuis le milieu des années 1990 pour diffuser la méthode française de dimensionnement des chaussées neuves. Un guide a été publié en 1994¹, et une norme française est parue en 2011². Nombre de techniciens du domaine se sont formés et constituent aujourd'hui une communauté technique compétente en dimensionnement, maîtrisant méthode et outil de calcul.

Le renouvellement des personnels et le changement des acteurs ont rendu nécessaire d'explicitier une méthodologie pour laquelle une transmission orale par compagnonnage n'est plus adaptée. Par ailleurs, les travaux réalisés et l'expérience acquise permettent de décrire une méthode dans laquelle la part d'empirisme et d'expertise n'a cessé de se réduire, même si elle reste déterminante.

Tous ces points ont conduit à la rédaction de ce guide technique qui décrit la méthodologie à mettre en œuvre pour définir les solutions les plus fiables possibles, reposant sur les mêmes principes que ceux adoptés par la méthode française de dimensionnement des chaussées neuves.

—Figure 1—
Écran d'accueil du logiciel Erasmus.



© ROLF KOBISCH

—Photo 1—
Chaussée souple traditionnelle.



© GT RENFT

PRINCIPES GÉNÉRAUX

La démarche proposée dans ce guide s'applique à tous les types de structures, à l'exception des chaussées en béton pour lesquelles il existe un document dédié⁷ : elle concerne les chaussées souples traditionnelles (photo 1), les chaussées bitumineuses épaisses, les structures semi-rigides, les structures mixtes et inverses.

Elle repose sur les mêmes fondements théoriques que la méthode de dimensionnement des chaussées neuves :

- modélisation de la chaussée existante et des futures couches d'entretien à l'aide du modèle de Burmister ;
- ajustement des épaisseurs requises par comparaison entre des sollicitations calculées au passage

de l'essieu de référence de 130 kN et des valeurs admissibles en fonction des matériaux reprenant les efforts, du trafic de dimensionnement cumulé, de la durée de calcul et du risque de ruine adopté par la maîtrise d'ouvrage.

Sa mise en œuvre suppose, dans un premier temps, de bien identifier les objectifs du gestionnaire et de connaître la vocation de la route, le trafic qui l'emprunte, la durée de calcul retenue pour la solution de renforcement et les spécificités d'usage attendues, enfin la politique adoptée vis-à-vis du gel/dégel.

Elle demande également de maîtriser le mode de fonctionnement des différents types de structures de chaussées, leurs modes de dégradations usuels et les facteurs pouvant les accélérer en distinguant ceux qui relèvent du comportement de la structure de ceux provenant d'une malfaçon sur les matériaux utilisés.

C'est l'objet du chapitre 1 « Fondements de la méthode », qui expose successivement ces différents points.

RECUEIL DES DONNÉES D'AUSCULTATION

Le chapitre 2 « Recueil des données d'auscultation » présente la démarche à mettre en œuvre pour mener à bien une étude d'auscultation, afin de poser un diagnostic fiable.

Les différentes grandeurs et informations à recueillir auprès du gestionnaire et sur la route elle-même sont abordées successivement, et leur utilisation précisée. L'étape de recueil des données commence par les données continues (ou ponctuelles à pas resserré), dans le but d'identifier d'éventuelles zones appelées « zones homogènes », sur lesquelles l'ensemble des données continues disponibles sont constantes, et différentes de celles des zones contiguës. Puis, afin de mieux comprendre le comportement d'une zone homogène, ces données sont complétées par la collecte d'informations ponctuelles, obtenues par des essais destructifs, qui viennent préciser la connaissance de la structure, afin d'identifier éventuellement des défauts (ou la raison des désordres observés). Ces essais complémentaires sont réalisés sur une « section témoin », jugée représentative de la zone homogène (figure 2).

Les données continues auxquelles il convient de recourir sont l'historique de la chaussée, le trafic, l'environnement, le climat, l'état visuel de la surface, la déformabilité de la chaussée sous charge, les épaisseurs des couches. Les premières données (historique, trafic) sont généralement disponibles auprès du gestionnaire. L'environnement requiert que le chargé d'études visite la route concernée. Les autres données (état visuel, déformabilité, épaisseurs) sont obtenues sur site, à l'aide d'appareils à grand rendement dont le principe de ceux actuellement disponibles est rappelé ; toute-

fois, plus que l'appareil utilisé, c'est la grandeur mesurée, sa fiabilité et sa densité de mesure qui importent.

Une fois collectées, ces données à caractère continu représentées de façon synoptique permettent de découper l'itinéraire étudié en zones homogènes (de une à trois ou quatre, éventuellement plus sur un itinéraire de plusieurs kilomètres). Pour chaque zone homogène, une section témoin représentative est alors choisie, sur laquelle sont réalisés des sondages et/ou des carottages, voire des mesures de déflexion complémentaires (sur fissures transversales, par exemple).

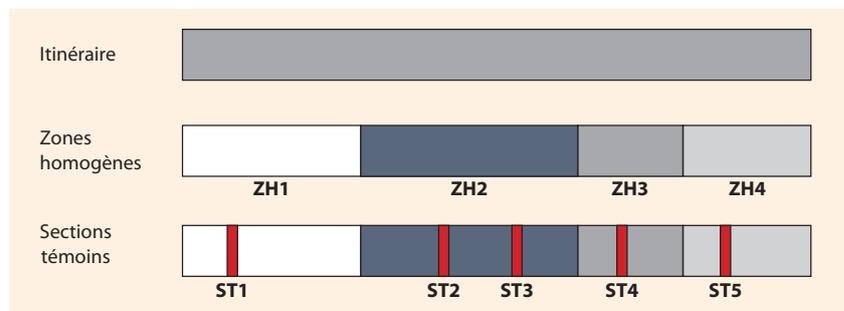
Tous les essais et mesures in situ sont réalisés conformément aux modes opératoires en vigueur, afin d'en assurer la fiabilité.

L'ensemble des données collectées lors de cette étape sont restituées de façon synoptique sur un schéma itinéraire (figure 3).

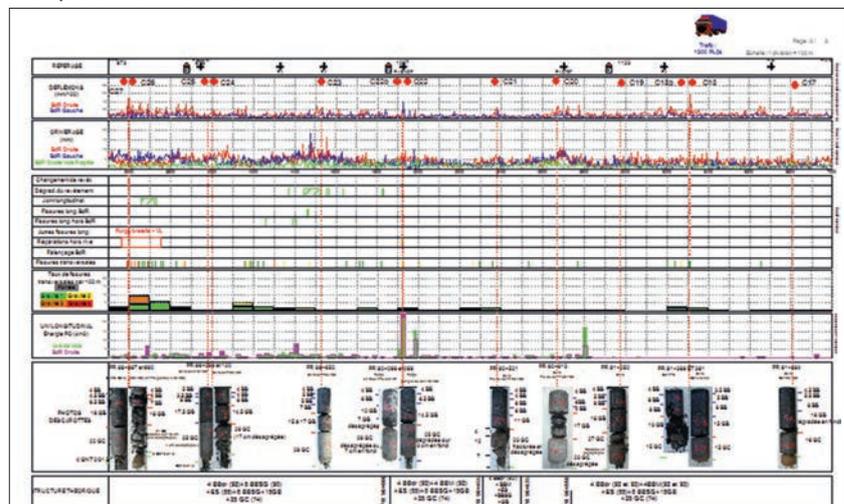
DIAGNOSTIC ET MODÉLISATION

L'ensemble des données disponibles doit être analysé dans le but d'explicitier le comportement de chacune des sections témoins de l'itinéraire, de façon absolue et relative. Cette analyse se fait en vérifiant la cohérence des informations disponibles, puis en intégrant ces éléments dans une approche calculatoire de la structure.

—Figure 2—
Schéma de principe de l'auscultation.



—Figure 3—
Exemple de schéma itinéraire.



L'analyse qualitative des données collectées permet de s'assurer que les dégradations observées, la déformabilité et les épaisseurs relevées sont cohérentes avec le type de structure identifié et le trafic supporté. Par exemple, relever des fissures transversales dégradées sous fort trafic pour une structure souple doit interroger sur la nature de cette dernière ou la fiabilité des données (sur la manière de réaliser les carottages). C'est à ce stade que l'on peut également considérer les effets d'un éventuel hiver rigoureux et d'une accélération de la dégradation suite au dégel. L'analyse calculatoire est menée selon les principes de la méthode française de dimensionnement des chaussées neuves. Il s'agit d'élaborer un modèle descriptif de la chaussée en place, tenant compte au besoin de ses différentes phases successives de fonctionnement (entretien, rechargement...), afin d'évaluer la durée de vie théorique de la chaussée initiale. Celle-ci est comparée avec la durée de vie constatée in situ, en termes de trafic cumulé ayant circulé sur la chaussée depuis sa construction, afin de statuer sur un vieillissement « normal » ou non de la structure en place. Cette étape contribue également à évaluer si besoin l'endommagement d'une chaussée peu dégradée et sa durée de vie résiduelle.

–Figure 4–
Classification de l'état
des matériaux carottés.

		Qualité de la carotte				
		Saine	Médiocre	Fissurée	Fragmentée	Désagrégée
Qualité de la paroi	Lisse				Non rencontré	Non rencontré
	Granulats arrachés	Non rencontré	Mauvais	Mauvais	Fragmenté	Désagrégé

© GT-RENFOT

–Tableau 1–
Évaluation du module des matériaux en place d'après carottage.

		Qualité de la carotte				
		Saine	Médiocre	Fissurée	Fragmentée	Désagrégée
Qualité de la paroi	Lisse	E_{ref}	$E_{ref} \times 0,7$	$E_{ref} \times 0,3$	Non rencontré	Non rencontré
	Granulats arrachés	Non rencontré	$E_{ref} \times 0,6$	$E_{ref} \times 0,3$	$E_{ref} \times 0,2$	500 MPa

E_{ref} : module du matériau de référence.

–Tableau 2–
Module maximal des matériaux granulaires.

Humidité	Propreté		
	Propre	Pollué ⁽¹⁾	Très pollué ⁽¹⁾
Sec ⁽²⁾	600	400	400
Humide	400	400	200
Suintant ⁽³⁾	400	200	200

(1) Pourcentage de fines (passant à 63 μm) > 12 et $MB_{0,075} < 0,8$.

(2) Teneur en eau $\leq 3\%$.

(3) Arrivée d'eau libre dans le trou de sondage.

Le modèle créé intègre les épaisseurs réelles des couches et le module des matériaux à l'état neutre dans le but d'évaluer la durée de vie théorique de la chaussée. Grâce aux informations collectées in situ (interface décollée, matériau altéré, sous-épaisseur notoire), la description du modèle, son évolution dans le temps et la compréhension des mécanismes ayant conduit aux désordres sont affinées. Différentes phases de fonctionnement peuvent être définies, afin de calculer un endommagement par phase, puis l'endommagement total. Le module des matériaux liés de la structure au moment de l'étude est apprécié à partir de l'état des carottes et des trous de carottage (figure 4 et tableau 1), et affiné si possible à l'aide des valeurs des rayons de courbure.

Quelques différences par rapport à la démarche menée pour le calcul d'une structure neuve sont à signaler :

- La **valeur caractéristique de la déflexion** (et éventuellement du rayon de courbure) est utilisée pour déterminer par calcul inverse le module de rigidité du sol support (et respectivement affiner la modélisation des couches supérieures de la structure). Lors de cette étape, le modèle développé doit tenir compte de deux particularités liées à la mesure de la déflexion. D'une part, le module des matériaux bitumineux est réduit pour prendre en compte la vitesse de mesure de la déflexion (fréquence estimée de 1 à 2 Hz). D'autre part, un substratum rigide (de module $E = 10\,000$ MPa et profondeur infinie) est introduit sous le sol support (dont l'épaisseur est fixée forfaitairement égale à 6 m). Son rôle est d'écarter la valeur de la déflexion calculée par le modèle comme l'intégrale de la déformation verticale relative des différentes couches de la chaussée, de la surface à une profondeur infinie. La valeur de module de sol déterminée par calcul inverse s'avère ainsi plus réaliste, sans modifier les valeurs de contraintes et déformations calculées dans les couches de la structure.

- Le **calcul du trafic admissible** par la structure en place se fait en retenant un risque de ruine R de 50 %. La raison en est que la ruine de la chaussée n'est plus, comme c'est le cas pour les chaussées neuves, estimée comme probable, avec un risque d'apparition R résultant de la politique du maître d'ouvrage. La ruine est cette fois avérée, et induit la commande d'une étude de réhabilitation, d'où l'adoption d'une valeur de risque de 50 %, effaçant le caractère aléatoire des paramètres intervenant dans le calcul de kr .

- Les **couches de matériaux non traités** sont découpées pour les besoins de la modélisation en sous-couches de 0,10 m, avec pour chacune un module double de celui de la couche sous-jacente, sans dépasser une valeur maximale dépendant de la propreté du matériau et de sa teneur en eau (tableau 2). Dans le cas des chaussées neuves, ce découpage se fait en sous-couches de 0,25 m.

• Pour les faibles trafics (trafic moyen journalier annuel (TMJA) inférieur à 150 poids lourds (PL)/jour), la valeur du **coefficient d'agressivité moyen** (CAM) est déterminée à partir de la relation suivante :

$$CAM = CAM_{mat \text{ pour VRNS}} \times (0,004 \times TMJA_{PL} + 0,4)$$

Le diagnostic final de la chaussée doit assurer la cohérence entre l'analyse des données collectées et l'approche calculatoire. Il est d'autant plus fiable que les deux approches convergent. En cas de divergence, l'analyse calculatoire doit être ajustée, en s'appuyant toujours sur une approche physique du modèle élaboré. Si la cohérence des deux approches ne peut être assurée, c'est le constat issu de l'analyse des données de terrain qui prime. Cette démarche est décrite dans le chapitre 3 « Diagnostic et modélisation » du guide, d'abord dans ses principes généraux, puis par type de structure. Si les dégradations sont suspectées d'être consécutives à un hiver particulièrement rigoureux, il est possible d'effectuer une évaluation de l'endommagement au gel/dégel. Pour ce faire, la profondeur de pénétration du front de gel associé à l'indice de gel de l'hiver mis en cause est évaluée, l'augmentation de sollicitation induite à la base de la structure déterminée pour l'épaisseur de couche dégelée correspondante, et le dommage calculé pour une durée de dégel proportionnel à la profondeur de pénétration du gel. Cette vérification complète avantageusement la seule analyse mécanique. Enfin, afin d'aider le chargé d'études dans son diagnostic, des pathologies autres que purement structurelles sont décrites. L'orniérage des couches de roulement, les arrachements et les défauts de conception les plus fréquents sont évoqués (décalage des voies par rapport à la structure, réalisation des giratoires, sous-dimensionnement, réalisation de joint...).

CONCEPTION DES SOLUTIONS DE TRAVAUX

Le chapitre 4 « Conception des solutions de travaux de renforcement » porte sur la démarche visant à déterminer les épaisseurs de la solution de réhabilitation à mettre en œuvre.

En tout premier lieu, l'objectif de la conception de la solution de travaux doit être discuté avec le maître d'ouvrage (ou son gestionnaire) lors de la commande de l'étude. Il s'agit de définir soit une solution d'entretien si la chaussée apparaît comme peu dégradée, soit une solution de réhabilitation sur une durée de calcul à arrêter si la chaussée apparaît comme très dégradée. Dans la majorité des cas, une étude commandée pour renforcer une chaussée débouche sur une solution de type réhabilitation, l'estimation de l'état de dégradation par le gestionnaire étant généralement fiable.

Cette solution de réhabilitation doit répondre au mieux aux exigences du maître d'ouvrage, définies en lien avec la politique menée sur son réseau.

Ces exigences doivent donc être connues par le chargé d'études et validées lors de la commande. Elles peuvent être rediscutées en phase finale de l'étude si besoin. Par exemple, une solution légèrement moins épaisse ne permet pas de respecter parfaitement la durée de calcul adoptée, mais peut donner satisfaction tout en simplifiant considérablement le déroulement du futur chantier.

Une fois ces exigences connues par le chargé d'études, celui-ci peut étudier les solutions de renforcement adaptées : solution par rechargement, solution intégrant un retraitement en place (dans l'esprit du guide *Retraitement en place à froid des anciennes chaussées*⁶), solution respectant la cote actuelle ou une cote nouvelle définie, et nécessitant un fraisage, total ou partiel, de la chaussée en place (**tableau 3**).

-Tableau 3-
Exemple de modèle
avec décaissement partiel.

Ancienne structure	Structure renforcée avec décaissement partiel dans l'assise traitée	Sollicitations dimensionnantes	Épaisseur ; module ; coefficient de Poisson	Interface
	Couche de surface		H11 ; E11 ; ν11	Collée
Couche de surface	Couche d'assise	$S_{T12 \text{ inf}}$	H12 ; E12 ; ν12	Collée ou semi-collée ou décollée
Assise traitée	Assise traitée	$S_{T21 \text{ inf}}$	h21 ; E2 ; ν2	Collée
Grave non traitée	Grave non traitée	$S_{Z23 \text{ sup}}$	h3 ; E3 ; ν3	Collée
Sol support	Sol support	$S_{Z \text{ sup}}$	Hn 6 m ; En ; νn	Collée
Substratum rigide	Substratum rigide		Infini ; E = 10 000 MPa ; ν = 0,25	

Le fraisage prévu doit intégrer les règles de l'art, qui supposent une épaisseur minimale résiduelle de 0,04 m pour les matériaux bitumineux, et de 0,10 m pour les matériaux granulaires ou traités aux liants hydrauliques.

Ces solutions sont étudiées selon la méthode de dimensionnement des chaussées neuves, en utilisant l'ancienne chaussée (dans sa totalité ou partiellement fraisée) comme support aux matériaux neufs de la solution de réhabilitation. Les épaisseurs de celle-ci sont ajustées par itération, afin qu'elles restent inférieures ou égales aux valeurs admissibles répondant à la problématique du chantier. Les conditions d'interface entre couches neuves et couches de l'ancienne chaussée sont fonction de l'état des couches dégradées et du matériau utilisé en renforcement.

Les valeurs admissibles sont déterminées à l'aide des formules habituelles. Quelques particularités sont toutefois à signaler, qui tiennent compte des spécificités liées au fait que les sols support de ces chaussées anciennes sont sur-consolidés, que l'on cherche à obtenir des épaisseurs de solutions variant continuellement en fonction de la portance du support et du volume de trafic, et que le comportement des couches neuves dépend de la rigidité des couches sous-jacentes :

- La valeur de u , attachée au choix du risque de calcul r retenu pour la solution de réhabilitation, varie continûment en fonction de la valeur de TMJA caractérisant le trafic PL circulant sur l'itinéraire.
- La valeur de k_s , coefficient tenant compte des hétérogénéités de portance de la plate-forme, varie elle aussi continûment en fonction de la valeur de module E estimée du sol support de l'ancienne chaussée.
- Le coefficient de calage des matériaux de renforcement voit sa valeur varier selon l'épaisseur résiduelle de l'ancienne chaussée.
- Dans le cas où le critère qui détermine l'épaisseur de la solution est Eps_z en surface du sol support, l'épaisseur de renforcement issue du calcul h_0 doit être corrigée en intégrant la dispersion sur l'épaisseur de matériaux de renforcement mise en œuvre, selon la relation :

$$h_z = h_0 - 0,01 \times u \quad \text{si } h_0 \text{ est telle que } h_z \leq 0,10 \text{ m}$$

$$h_z = \frac{(h_0 + 0,02 \times u)}{(1 + 0,3 \times u)} \quad \text{si } h_0 \text{ est telle que } 0,10 \text{ m} < h_z \leq 0,15 \text{ m}$$

$$h_z = h_0 - 0,025 \times u \quad \text{si } h_0 \text{ est telle que } h_z > 0,15 \text{ m}$$

Avec : h_0 = épaisseur de renforcement issue du calcul brut d'après le critère Eps_z (m) ; u = variable centrée réduite associée au risque r .

-Photo 2- Problème d'assainissement.



-Photo 3- Tassement différentiel suite à élargissement.



La méthode est détaillée par type de structure, et par type de réhabilitation (rechargement, réhabilitation après fraisage total ou partiel).

Lorsque les matériaux de couches d'assise de la chaussée en place ne sont pas trop endommagés (ce que révèlent les carottages et le calcul d'endommagement de la structure), il est possible de valoriser leur capital structurel résiduel en appliquant la loi de cumul des dommages de Miner.

Une méthode de vérification au gel/dégel est également proposée. Son principe est identique à celui de la méthode des chaussées neuves, à savoir comparer l'indice de gel admissible de la chaussée à l'indice de gel de l'hiver choisi en référence.

La particularité est que, dans le cas des renforcements, l'ancienne chaussée est assimilée :

- en ce qui concerne ses couches non traitées, à la plate-forme support de chaussée ;
- en ce qui concerne ses couches traitées, à une protection supplémentaire à celle apportée par les couches liées du renforcement.

Une des innovations porte notamment sur le calcul de Q_m , qui valorise plus finement la nature du sol support à travers une chute de portance lors du dégel plus graduée.

La démarche de calcul des barrières de dégel est également explicitée.

Des caractéristiques des différentes techniques utilisables en réhabilitation sont ensuite fournies au chargé d'études, détaillant les conditions d'utilisation, les avantages et limites du produit ou de la technique.

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

La réalisation des travaux doit prêter attention à un certain nombre de points garantissant la qualité du résultat et la pérennité de la structure, aussi bien en phase projet qu'en phase travaux. C'est l'objet du chapitre 5 « Dispositions constructives » .

Sont ainsi successivement évoqués :

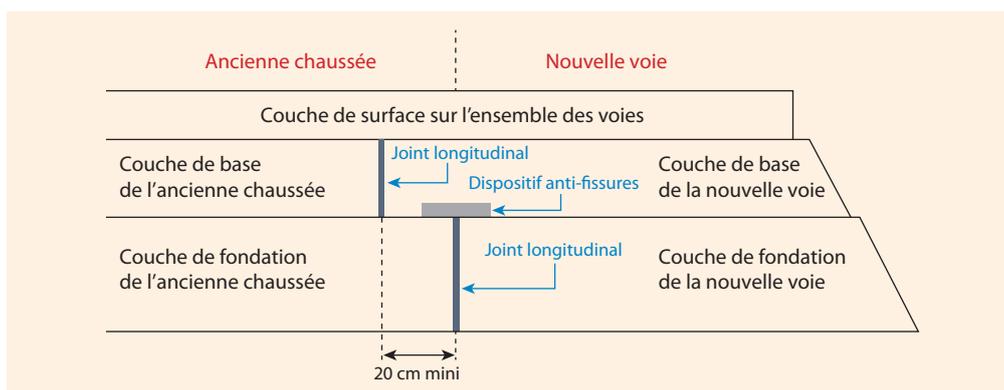
- la qualité de l'assainissement de la chaussée (photo 2), dont les principes de base sont rappelés au chargé d'études, qui est renvoyé pour les détails à la lecture des documents de référence^{9,10} ;

- la faisabilité technique de la solution issue du calcul, à intégrer dès la phase projet.

Sont également traités des travaux particuliers tels que :

- les giratoires,
- les élargissements, pour lesquels la mise en œuvre des couches nouvelles se fait par redans successifs, pour réduire le risque d'affaissement différentiel (photo 3 et figure 5) ;
- les décaissements en traverse (photo 4).

Enfin, l'attention du lecteur est attirée sur les conditions de mise en œuvre des couches neuves qui garantissent l'obtention d'un uni de qualité.



© GT RENFT

-Figure 5-
Principe de réalisation
d'un élargissement.



© GT RENFT

-Photo 4-
Exemple de décaissement
après la pluie.

CONCLUSION

Ce guide technique vient compléter, dans le champ du dimensionnement des chaussées, le corpus technique méthodologique développé depuis une vingtaine d'années. Destiné principalement aux chargés d'études, il concerne également leurs interlocuteurs (maîtres d'ouvrage, maîtres d'œuvre), mettant à leur disposition les fondamentaux de la démarche, dans le but d'améliorer les échanges entre gestionnaires et techniciens, et conséquemment la qualité des études fournies.

Le guide vise à traiter de la majorité des cas, mais chaque route est un prototype et chaque étude de réhabilitation est un cas particulier. De plus, le comportement réel de certaines structures (notamment les plus rigides) n'est pas celui pris en compte actuellement par le modèle utilisé.

Par conséquent, la méthodologie proposée ne traitera pas de tous les cas ou conduira à des solutions improbables. Il reviendra au chargé d'études de compléter son analyse calculatoire par des

éléments issus de son expérience et des règles de l'art. Il sera également utile de transmettre au Cerema (DTec ITM) certains cas significatifs pour lesquels le guide ne permet pas de calculer une solution de réhabilitation satisfaisante, afin d'amender la méthodologie en vue d'une actualisation future de la démarche. ■

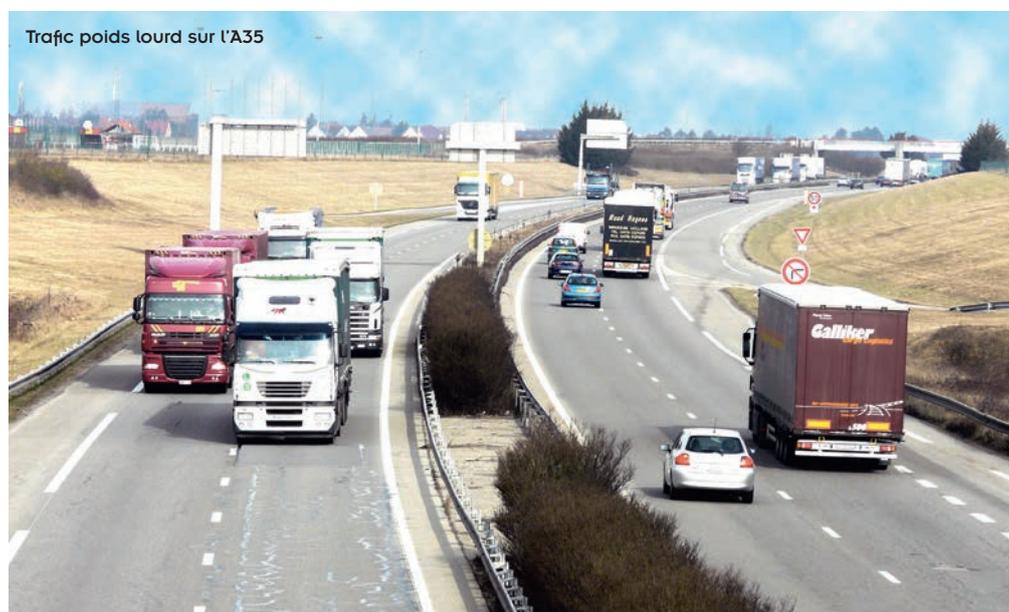
RÉFÉRENCES

1. Sétra/LCPC, *Conception et dimensionnement des structures de chaussées*, Guide technique, LCPC, décembre 1994.
2. NF P98-086 « Dimensionnement structural des structures des chaussées routières – Application aux chaussées neuves », octobre 2011.
3. Sétra/LCPC, *Dimensionnement des renforcements de chaussées souples*, Guide technique, juin 1978.
4. Sétra/LCPC, *Dimensionnement des renforcements de chaussées souples*, Guide technique (actualisation), avril 1988.
5. Sétra, *Renforcements en enrobés à module élevé en traversée d'agglomération*, Guide technique, novembre 1988.
6. Erasmus, système expert pour le diagnostic, la réhabilitation et la conception des chaussées fondé sur les expertises et connaissances du Réseau technique de la direction des Routes.
7. Sétra/LCPC, *Entretien des chaussées en béton – Chaussées routières et aéronautiques*, Guide technique, octobre 2002.
8. Sétra, *Retraitement en place à froid des anciennes chaussées*, Guide technique, juillet 2003.
9. Sétra, *Drainage routier*, Guide technique, mars 2006.
10. Sétra, *Assainissement routier*, Guide technique, octobre 2006.

GUIDE TECHNIQUE

DIAGNOSTIC ET CONCEPTION DES RENFORCEMENTS DE CHAUSSÉES

Le guide technique *Diagnostic et conception des renforcements de chaussées*, paru en mai 2016, répond à une forte demande de l'ensemble de la profession routière, aussi bien des maîtres d'ouvrage que des maîtres d'œuvre. Alors que la méthode de dimensionnement des chaussées neuves est maîtrisée depuis une vingtaine d'années, il n'existait jusqu'alors aucun document de référence sur la démarche à suivre pour diagnostiquer, puis calculer une solution de renforcement pour une chaussée dégradée. Ce guide comble cette lacune.



Trafic poids lourd sur l'A35

© GT RENVI

Rédigé sous l'égide de l'Iddrim par un groupe associant les représentants du Cerema et de la profession, le guide *Diagnostic et conception des renforcements de chaussées* assure le complément sur le plan méthodologique au guide technique *Conception des structures de chaussées neuves* publié en décembre 1994¹, dont les principes sont repris dans la norme NF P 98-086².

HISTORIQUE

Le réseau routier français compte aujourd'hui plus d'un million de kilomètres de routes, gérées par l'État, les départements, les communes et communautés de communes, et, plus rarement, des propriétaires privés. Ces chaussées datent pour la plupart de plusieurs décennies, voire de plusieurs siècles, et celles qui constituent le réseau structurant et reçoivent le trafic le plus lourd ont été construites ou renforcées il y a une quarantaine d'années.

DES SOLUTIONS PRÉ-CALCULÉES

En 1978, le guide technique *Dimensionnement des renforcements de chaussées souples*³ avait été publié par la direction des Routes. Destiné aux seules chaussées souples, il proposait des solutions de renforcement sous forme de tableaux d'épaisseurs pré-calculées, en fonction de la structure en place, et des valeurs de trafic et de déflexion mesurées sur la chaussée. Il incluait également une démarche de vérification du comportement au gel/dégel de la structure renforcée. Une mise à jour partielle de ce document a été publiée dix ans plus tard⁴.

La publication de ce premier document était alors destinée à la remise en état des routes du réseau routier national de l'époque, dans le cadre d'une politique importante appelée « Renforcements coordonnés » qui s'est étendue du début des années 1970 à la fin des années 1980. Le choix de la forme catalogue présentait l'avantage d'une homogénéité des solutions mises en œuvre, avec une ingénierie d'étude à la fois simple et sécurisée.

AUTEURS

Hugues Odéon
 Chef de groupe GTC
 Cerema Est/Laboratoire
 de Strasbourg

Rolf Kobisch
 Expert

Un guide spécifique dédié aux réhabilitations des traverses d'agglomération en EME (enrobé à module élevé) complétait ce corpus en 1988⁵.

LE LOGICIEL EXPERT ERASMUS

Au début des années 1990, un groupe d'experts routiers du Réseau scientifique et technique a développé un outil logiciel capitalisant l'ensemble des connaissances acquises au cours des vingt années précédentes sur ces renforcements coordonnés. Ainsi parut Erasmus⁶ (figure 1).

Le choix a porté sur un outil de type logiciel expert, établissant, dans un premier temps, un diagnostic qui tenait compte de la fatigue structurelle, de la fissuration thermique, du comportement lors des cycles de gel/dégel, du fluage des couches bitumineuses, puis déterminant, dans un second temps, une ou plusieurs solutions de réhabilitation possibles en fonction des hypothèses fixées par la maîtrise d'ouvrage, et introduites dans le logiciel par l'opérateur.

Ainsi, Erasmus propose, en fonction du cahier des charges du maître d'ouvrage, plusieurs solutions au problème posé, et laisse au responsable entretien le choix de la solution qui lui semble la mieux adaptée.

D'abord développé pour les chaussées souples et bitumineuses, puis semi-rigides, Erasmus fait toujours l'objet d'actualisations périodiques.

DÉMARCHE DE CALCUL ALIZÉ

Parallèlement, les laboratoires des Ponts et Chaussées appliquaient une méthode similaire à celle adoptée par Erasmus, reposant sur un calcul de structure mené pas à pas avec Alizé. L'application de cette méthode de calcul nécessitait une solide pratique, aucun écrit ne décrivant précisément la démarche. Pour autant, même si des disparités se faisaient jour d'un laboratoire à l'autre, la transmission par compagnonnage au sein des équipes garantissait la fiabilité des solutions retenues.

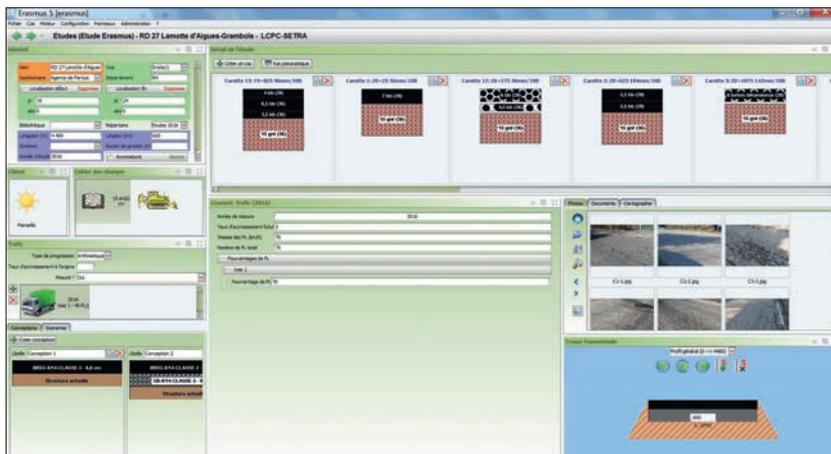
DIFFUSION DE LA MÉTHODE

Sur le plan ingénierie, un effort important a été fait depuis le milieu des années 1990 pour diffuser la méthode française de dimensionnement des chaussées neuves. Un guide a été publié en 1994¹, et une norme française est parue en 2011². Nombre de techniciens du domaine se sont formés et constituent aujourd'hui une communauté technique compétente en dimensionnement, maîtrisant méthode et outil de calcul.

Le renouvellement des personnels et le changement des acteurs ont rendu nécessaire d'explicitier une méthodologie pour laquelle une transmission orale par compagnonnage n'est plus adaptée. Par ailleurs, les travaux réalisés et l'expérience acquise permettent de décrire une méthode dans laquelle la part d'empirisme et d'expertise n'a cessé de se réduire, même si elle reste déterminante.

Tous ces points ont conduit à la rédaction de ce guide technique qui décrit la méthodologie à mettre en œuvre pour définir les solutions les plus fiables possibles, reposant sur les mêmes principes que ceux adoptés par la méthode française de dimensionnement des chaussées neuves.

—Figure 1—
Écran d'accueil du logiciel Erasmus.



© ROLF KOBISCH

—Photo 1—
Chaussée souple traditionnelle.



© GT RENFT

PRINCIPES GÉNÉRAUX

La démarche proposée dans ce guide s'applique à tous les types de structures, à l'exception des chaussées en béton pour lesquelles il existe un document dédié⁷ : elle concerne les chaussées souples traditionnelles (photo 1), les chaussées bitumineuses épaisses, les structures semi-rigides, les structures mixtes et inverses.

Elle repose sur les mêmes fondements théoriques que la méthode de dimensionnement des chaussées neuves :

- modélisation de la chaussée existante et des futures couches d'entretien à l'aide du modèle de Burmister ;
- ajustement des épaisseurs requises par comparaison entre des sollicitations calculées au passage

de l'essieu de référence de 130 kN et des valeurs admissibles en fonction des matériaux reprenant les efforts, du trafic de dimensionnement cumulé, de la durée de calcul et du risque de ruine adopté par la maîtrise d'ouvrage.

Sa mise en œuvre suppose, dans un premier temps, de bien identifier les objectifs du gestionnaire et de connaître la vocation de la route, le trafic qui l'emprunte, la durée de calcul retenue pour la solution de renforcement et les spécificités d'usage attendues, enfin la politique adoptée vis-à-vis du gel/dégel.

Elle demande également de maîtriser le mode de fonctionnement des différents types de structures de chaussées, leurs modes de dégradations usuels et les facteurs pouvant les accélérer en distinguant ceux qui relèvent du comportement de la structure de ceux provenant d'une malfaçon sur les matériaux utilisés.

C'est l'objet du chapitre 1 « Fondements de la méthode », qui expose successivement ces différents points.

RECUEIL DES DONNÉES D'AUSCULTATION

Le chapitre 2 « Recueil des données d'auscultation » présente la démarche à mettre en œuvre pour mener à bien une étude d'auscultation, afin de poser un diagnostic fiable.

Les différentes grandeurs et informations à recueillir auprès du gestionnaire et sur la route elle-même sont abordées successivement, et leur utilisation précisée. L'étape de recueil des données commence par les données continues (ou ponctuelles à pas resserré), dans le but d'identifier d'éventuelles zones appelées « zones homogènes », sur lesquelles l'ensemble des données continues disponibles sont constantes, et différentes de celles des zones contiguës. Puis, afin de mieux comprendre le comportement d'une zone homogène, ces données sont complétées par la collecte d'informations ponctuelles, obtenues par des essais destructifs, qui viennent préciser la connaissance de la structure, afin d'identifier éventuellement des défauts (ou la raison des désordres observés). Ces essais complémentaires sont réalisés sur une « section témoin », jugée représentative de la zone homogène (figure 2).

Les données continues auxquelles il convient de recourir sont l'historique de la chaussée, le trafic, l'environnement, le climat, l'état visuel de la surface, la déformabilité de la chaussée sous charge, les épaisseurs des couches. Les premières données (historique, trafic) sont généralement disponibles auprès du gestionnaire. L'environnement requiert que le chargé d'études visite la route concernée. Les autres données (état visuel, déformabilité, épaisseurs) sont obtenues sur site, à l'aide d'appareils à grand rendement dont le principe de ceux actuellement disponibles est rappelé ; toute-

fois, plus que l'appareil utilisé, c'est la grandeur mesurée, sa fiabilité et sa densité de mesure qui importent.

Une fois collectées, ces données à caractère continu représentées de façon synoptique permettent de découper l'itinéraire étudié en zones homogènes (de une à trois ou quatre, éventuellement plus sur un itinéraire de plusieurs kilomètres). Pour chaque zone homogène, une section témoin représentative est alors choisie, sur laquelle sont réalisés des sondages et/ou des carottages, voire des mesures de déflexion complémentaires (sur fissures transversales, par exemple).

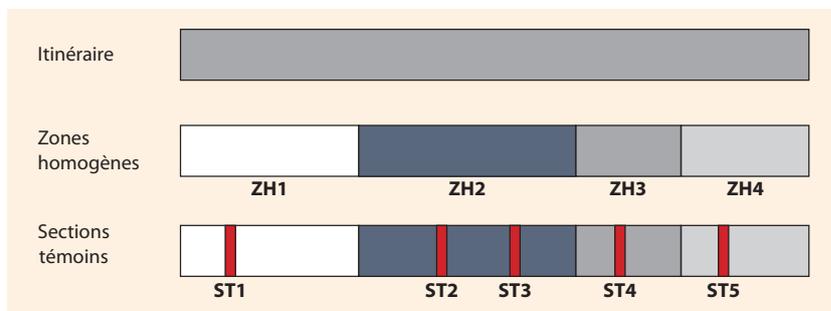
Tous les essais et mesures in situ sont réalisés conformément aux modes opératoires en vigueur, afin d'en assurer la fiabilité.

L'ensemble des données collectées lors de cette étape sont restituées de façon synoptique sur un schéma itinéraire (figure 3).

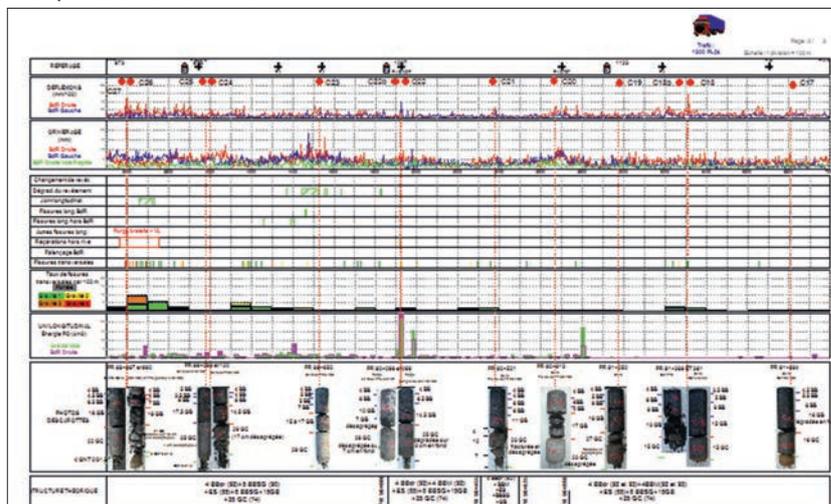
DIAGNOSTIC ET MODÉLISATION

L'ensemble des données disponibles doit être analysé dans le but d'explicitier le comportement de chacune des sections témoins de l'itinéraire, de façon absolue et relative. Cette analyse se fait en vérifiant la cohérence des informations disponibles, puis en intégrant ces éléments dans une approche calculatoire de la structure.

-Figure 2- Schéma de principe de l'auscultation.



-Figure 3- Exemple de schéma itinéraire.



L'analyse qualitative des données collectées permet de s'assurer que les dégradations observées, la déformabilité et les épaisseurs relevées sont cohérentes avec le type de structure identifié et le trafic supporté. Par exemple, relever des fissures transversales dégradées sous fort trafic pour une structure souple doit interroger sur la nature de cette dernière ou la fiabilité des données (sur la manière de réaliser les carottages). C'est à ce stade que l'on peut également considérer les effets d'un éventuel hiver rigoureux et d'une accélération de la dégradation suite au dégel. L'analyse calculatoire est menée selon les principes de la méthode française de dimensionnement des chaussées neuves. Il s'agit d'élaborer un modèle descriptif de la chaussée en place, tenant compte au besoin de ses différentes phases successives de fonctionnement (entretien, rechargement...), afin d'évaluer la durée de vie théorique de la chaussée initiale. Celle-ci est comparée avec la durée de vie constatée in situ, en termes de trafic cumulé ayant circulé sur la chaussée depuis sa construction, afin de statuer sur un vieillissement « normal » ou non de la structure en place. Cette étape contribue également à évaluer si besoin l'endommagement d'une chaussée peu dégradée et sa durée de vie résiduelle.

—Figure 4—
Classification de l'état des matériaux carottés.

		Qualité de la carotte				
		Saine	Médiocre	Fissurée	Fragmentée	Désagrégée
Qualité de la paroi	Lisse				Non rencontré	Non rencontré
	Granulats arrachés	Non rencontré	Mauvais	Mauvais	Fragmenté	Désagrégé

© GT-RENFET

—Tableau 1—
Évaluation du module des matériaux en place d'après carottage.

		Qualité de la carotte				
		Saine	Médiocre	Fissurée	Fragmentée	Désagrégée
Qualité de la paroi	Lisse	E_{ref}	$E_{ref} \times 0,7$	$E_{ref} \times 0,3$	Non rencontré	Non rencontré
	Granulats arrachés	Non rencontré	$E_{ref} \times 0,6$	$E_{ref} \times 0,3$	$E_{ref} \times 0,2$	500 MPa

E_{ref} : module du matériau de référence.

—Tableau 2—
Module maximal des matériaux granulaires.

Humidité	Propreté		
	Propre	Pollué ⁽¹⁾	Très pollué ⁽¹⁾
Sec ⁽²⁾	600	400	400
Humide	400	400	200
Suintant ⁽³⁾	400	200	200

(1) Pourcentage de fines (passant à 63 µm) > 12 et $MB_{0,075} < 0,8$.

(2) Teneur en eau ≤ 3 %.

(3) Arrivée d'eau libre dans le trou de sondage.

Le modèle créé intègre les épaisseurs réelles des couches et le module des matériaux à l'état neutre dans le but d'évaluer la durée de vie théorique de la chaussée. Grâce aux informations collectées in situ (interface décollée, matériau altéré, sous-épaisseur notoire), la description du modèle, son évolution dans le temps et la compréhension des mécanismes ayant conduit aux désordres sont affinées. Différentes phases de fonctionnement peuvent être définies, afin de calculer un endommagement par phase, puis l'endommagement total. Le module des matériaux liés de la structure au moment de l'étude est apprécié à partir de l'état des carottes et des trous de carottage (figure 4 et tableau 1), et affiné si possible à l'aide des valeurs des rayons de courbure.

Quelques différences par rapport à la démarche menée pour le calcul d'une structure neuve sont à signaler :

- La **valeur caractéristique de la déflexion** (et éventuellement du rayon de courbure) est utilisée pour déterminer par calcul inverse le module de rigidité du sol support (et respectivement affiner la modélisation des couches supérieures de la structure). Lors de cette étape, le modèle développé doit tenir compte de deux particularités liées à la mesure de la déflexion. D'une part, le module des matériaux bitumineux est réduit pour prendre en compte la vitesse de mesure de la déflexion (fréquence estimée de 1 à 2 Hz). D'autre part, un substratum rigide (de module $E = 10\,000$ MPa et profondeur infinie) est introduit sous le sol support (dont l'épaisseur est fixée forfaitairement égale à 6 m). Son rôle est d'écarter la valeur de la déflexion calculée par le modèle comme l'intégrale de la déformation verticale relative des différentes couches de la chaussée, de la surface à une profondeur infinie. La valeur de module de sol déterminée par calcul inverse s'avère ainsi plus réaliste, sans modifier les valeurs de contraintes et déformations calculées dans les couches de la structure.

- Le **calcul du trafic admissible** par la structure en place se fait en retenant un risque de ruine R de 50 %. La raison en est que la ruine de la chaussée n'est plus, comme c'est le cas pour les chaussées neuves, estimée comme probable, avec un risque d'apparition R résultant de la politique du maître d'ouvrage. La ruine est cette fois avérée, et induit la commande d'une étude de réhabilitation, d'où l'adoption d'une valeur de risque de 50 %, effaçant le caractère aléatoire des paramètres intervenant dans le calcul de R .

- Les **couches de matériaux non traités** sont découpées pour les besoins de la modélisation en sous-couches de 0,10 m, avec pour chacune un module double de celui de la couche sous-jacente, sans dépasser une valeur maximale dépendant de la propreté du matériau et de sa teneur en eau (tableau 2). Dans le cas des chaussées neuves, ce découpage se fait en sous-couches de 0,25 m.

• Pour les faibles trafics (trafic moyen journalier annuel (TMJA) inférieur à 150 poids lourds (PL)/jour), la valeur du **coefficient d'agressivité moyen** (CAM) est déterminée à partir de la relation suivante :

$$CAM = CAM_{\text{mat pour VRNS}} \times (0,004 \times TMJA_{\text{PL}} + 0,4)$$

Le diagnostic final de la chaussée doit assurer la cohérence entre l'analyse des données collectées et l'approche calculatoire. Il est d'autant plus fiable que les deux approches convergent. En cas de divergence, l'analyse calculatoire doit être ajustée, en s'appuyant toujours sur une approche physique du modèle élaboré. Si la cohérence des deux approches ne peut être assurée, c'est le constat issu de l'analyse des données de terrain qui prime. Cette démarche est décrite dans le chapitre 3 « Diagnostic et modélisation » du guide, d'abord dans ses principes généraux, puis par type de structure. Si les dégradations sont suspectées d'être consécutives à un hiver particulièrement rigoureux, il est possible d'effectuer une évaluation de l'endommagement au gel/dégel. Pour ce faire, la profondeur de pénétration du front de gel associé à l'indice de gel de l'hiver mis en cause est évaluée, l'augmentation de sollicitation induite à la base de la structure déterminée pour l'épaisseur de couche dégelée correspondante, et le dommage calculé pour une durée de dégel proportionnel à la profondeur de pénétration du gel. Cette vérification complète avantageusement la seule analyse mécanique. Enfin, afin d'aider le chargé d'études dans son diagnostic, des pathologies autres que purement structurelles sont décrites. L'orniérage des couches de roulement, les arrachements et les défauts de conception les plus fréquents sont évoqués (décalage des voies par rapport à la structure, réalisation des giratoires, sous-dimensionnement, réalisation de joint...).

CONCEPTION DES SOLUTIONS DE TRAVAUX

Le chapitre 4 « Conception des solutions de travaux de renforcement » porte sur la démarche visant à déterminer les épaisseurs de la solution de réhabilitation à mettre en œuvre.

En tout premier lieu, l'objectif de la conception de la solution de travaux doit être discuté avec le maître d'ouvrage (ou son gestionnaire) lors de la commande de l'étude. Il s'agit de définir soit une solution d'entretien si la chaussée apparaît comme peu dégradée, soit une solution de réhabilitation sur une durée de calcul à arrêter si la chaussée apparaît comme très dégradée. Dans la majorité des cas, une étude commandée pour renforcer une chaussée débouche sur une solution de type réhabilitation, l'estimation de l'état de dégradation par le gestionnaire étant généralement fiable.

Cette solution de réhabilitation doit répondre au mieux aux exigences du maître d'ouvrage, définies en lien avec la politique menée sur son réseau.

Ces exigences doivent donc être connues par le chargé d'études et validées lors de la commande. Elles peuvent être rediscutées en phase finale de l'étude si besoin. Par exemple, une solution légèrement moins épaisse ne permet pas de respecter parfaitement la durée de calcul adoptée, mais peut donner satisfaction tout en simplifiant considérablement le déroulement du futur chantier.

Une fois ces exigences connues par le chargé d'études, celui-ci peut étudier les solutions de renforcement adaptées : solution par rechargement, solution intégrant un retraitement en place (dans l'esprit du guide *Retraitement en place à froid des anciennes chaussées*⁶), solution respectant la cote actuelle ou une cote nouvelle définie, et nécessitant un fraisage, total ou partiel, de la chaussée en place (**tableau 3**).

-Tableau 3-
Exemple de modèle
avec décaissement partiel.

Ancienne structure	Structure renforcée avec décaissement partiel dans l'assise traitée	Sollicitations dimensionnantes	Épaisseur ; module ; coefficient de Poisson	Interface
	Couche de surface		H11 ; E11 ; ν11	Collée
Couche de surface	Couche d'assise	$S_{T12 \text{ inf}}$	H12 ; E12 ; ν12	Collée ou semi-collée ou décollée
Assise traitée	Assise traitée	$S_{T21 \text{ inf}}$	h21 ; E2 ; ν2	Collée
Grave non traitée	Grave non traitée	$S_{Z23 \text{ sup}}$	h3 ; E3 ; ν3	Collée
Sol support	Sol support	$S_{Z \text{ sup}}$	Hn 6 m ; En ; νn	Collée
Substratum rigide	Substratum rigide		Infini ; E = 10 000 MPa ; ν = 0,25	

Le fraisage prévu doit intégrer les règles de l'art, qui supposent une épaisseur minimale résiduelle de 0,04 m pour les matériaux bitumineux, et de 0,10 m pour les matériaux granulaires ou traités aux liants hydrauliques.

Ces solutions sont étudiées selon la méthode de dimensionnement des chaussées neuves, en utilisant l'ancienne chaussée (dans sa totalité ou partiellement fraisée) comme support aux matériaux neufs de la solution de réhabilitation. Les épaisseurs de celle-ci sont ajustées par itération, afin qu'elles restent inférieures ou égales aux valeurs admissibles répondant à la problématique du chantier. Les conditions d'interface entre couches neuves et couches de l'ancienne chaussée sont fonction de l'état des couches dégradées et du matériau utilisé en renforcement.

Les valeurs admissibles sont déterminées à l'aide des formules habituelles. Quelques particularités sont toutefois à signaler, qui tiennent compte des spécificités liées au fait que les sols support de ces chaussées anciennes sont sur-consolidés, que l'on cherche à obtenir des épaisseurs de solutions variant continuellement en fonction de la portance du support et du volume de trafic, et que le comportement des couches neuves dépend de la rigidité des couches sous-jacentes :

- La valeur de u , attachée au choix du risque de calcul r retenu pour la solution de réhabilitation, varie continûment en fonction de la valeur de TMJA caractérisant le trafic PL circulant sur l'itinéraire.
- La valeur de k_s , coefficient tenant compte des hétérogénéités de portance de la plate-forme, varie elle aussi continûment en fonction de la valeur de module E estimée du sol support de l'ancienne chaussée.
- Le coefficient de calage des matériaux de renforcement voit sa valeur varier selon l'épaisseur résiduelle de l'ancienne chaussée.
- Dans le cas où le critère qui détermine l'épaisseur de la solution est Eps_z en surface du sol support, l'épaisseur de renforcement issue du calcul h_0 doit être corrigée en intégrant la dispersion sur l'épaisseur de matériaux de renforcement mise en œuvre, selon la relation :

$$h_z = h_0 - 0,01 \times u \quad \text{si } h_0 \text{ est telle que } h_z \leq 0,10 \text{ m}$$

$$h_z = \frac{(h_0 + 0,02 \times u)}{(1 + 0,3 \times u)} \quad \text{si } h_0 \text{ est telle que } 0,10 \text{ m} < h_z \leq 0,15 \text{ m}$$

$$h_z = h_0 - 0,025 \times u \quad \text{si } h_0 \text{ est telle que } h_z > 0,15 \text{ m}$$

Avec : h_0 = épaisseur de renforcement issue du calcul brut d'après le critère Eps_z (m) ; u = variable centrée réduite associée au risque r .

-Photo 2-
Problème d'assainissement.



-Photo 3-
Tassement différentiel suite à élargissement.



La méthode est détaillée par type de structure, et par type de réhabilitation (rechargement, réhabilitation après fraisage total ou partiel).

Lorsque les matériaux de couches d'assise de la chaussée en place ne sont pas trop endommagés (ce que révèlent les carottages et le calcul d'endommagement de la structure), il est possible de valoriser leur capital structurel résiduel en appliquant la loi de cumul des dommages de Miner.

Une méthode de vérification au gel/dégel est également proposée. Son principe est identique à celui de la méthode des chaussées neuves, à savoir comparer l'indice de gel admissible de la chaussée à l'indice de gel de l'hiver choisi en référence.

La particularité est que, dans le cas des renforcements, l'ancienne chaussée est assimilée :

- en ce qui concerne ses couches non traitées, à la plate-forme support de chaussée ;
- en ce qui concerne ses couches traitées, à une protection supplémentaire à celle apportée par les couches liées du renforcement.

Une des innovations porte notamment sur le calcul de Q_m , qui valorise plus finement la nature du sol support à travers une chute de portance lors du dégel plus graduée.

La démarche de calcul des barrières de dégel est également explicitée.

Des caractéristiques des différentes techniques utilisables en réhabilitation sont ensuite fournies au chargé d'études, détaillant les conditions d'utilisation, les avantages et limites du produit ou de la technique.

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

La réalisation des travaux doit prêter attention à un certain nombre de points garantissant la qualité du résultat et la pérennité de la structure, aussi bien en phase projet qu'en phase travaux. C'est l'objet du chapitre 5 « Dispositions constructives » .

Sont ainsi successivement évoqués :

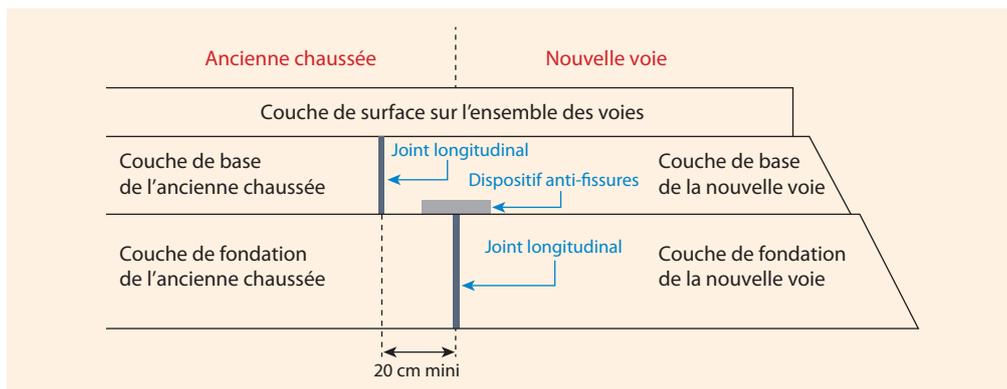
- la qualité de l'assainissement de la chaussée (**photo 2**), dont les principes de base sont rappelés au chargé d'études, qui est renvoyé pour les détails à la lecture des documents de référence^{9,10} ;

- la faisabilité technique de la solution issue du calcul, à intégrer dès la phase projet.

Sont également traités des travaux particuliers tels que :

- les giratoires,
- les élargissements, pour lesquels la mise en œuvre des couches nouvelles se fait par redans successifs, pour réduire le risque d'affaissement différentiel (**photo 3 et figure 5**) ;
- les décaissements en traverse (**photo 4**).

Enfin, l'attention du lecteur est attirée sur les conditions de mise en œuvre des couches neuves qui garantissent l'obtention d'un uni de qualité.



© GT RENFT

-Figure 5-
Principe de réalisation
d'un élargissement.



© GT RENFT

-Photo 4-
Exemple de décaissement
après la pluie.

CONCLUSION

Ce guide technique vient compléter, dans le champ du dimensionnement des chaussées, le corpus technique méthodologique développé depuis une vingtaine d'années. Destiné principalement aux chargés d'études, il concerne également leurs interlocuteurs (maîtres d'ouvrage, maîtres d'œuvre), mettant à leur disposition les fondamentaux de la démarche, dans le but d'améliorer les échanges entre gestionnaires et techniciens, et conséquemment la qualité des études fournies.

Le guide vise à traiter de la majorité des cas, mais chaque route est un prototype et chaque étude de réhabilitation est un cas particulier. De plus, le comportement réel de certaines structures (notamment les plus rigides) n'est pas celui pris en compte actuellement par le modèle utilisé.

Par conséquent, la méthodologie proposée ne traitera pas de tous les cas ou conduira à des solutions improbables. Il reviendra au chargé d'études de compléter son analyse calculatoire par des

éléments issus de son expérience et des règles de l'art. Il sera également utile de transmettre au Cerema (DTec ITM) certains cas significatifs pour lesquels le guide ne permet pas de calculer une solution de réhabilitation satisfaisante, afin d'amender la méthodologie en vue d'une actualisation future de la démarche. ■

RÉFÉRENCES

1. Sétra/LCPC, *Conception et dimensionnement des structures de chaussées*, Guide technique, LCPC, décembre 1994.
2. NF P98-086 « Dimensionnement structural des structures des chaussées routières – Application aux chaussées neuves », octobre 2011.
3. Sétra/LCPC, *Dimensionnement des renforcements de chaussées souples*, Guide technique, juin 1978.
4. Sétra/LCPC, *Dimensionnement des renforcements de chaussées souples*, Guide technique (actualisation), avril 1988.
5. Sétra, *Renforcements en enrobés à module élevé en traversée d'agglomération*, Guide technique, novembre 1988.
6. Erasmus, système expert pour le diagnostic, la réhabilitation et la conception des chaussées fondé sur les expertises et connaissances du Réseau technique de la direction des Routes.
7. Sétra/LCPC, *Entretien des chaussées en béton – Chaussées routières et aéronautiques*, Guide technique, octobre 2002.
8. Sétra, *Retraitement en place à froid des anciennes chaussées*, Guide technique, juillet 2003.
9. Sétra, *Drainage routier*, Guide technique, mars 2006.
10. Sétra, *Assainissement routier*, Guide technique, octobre 2006.

NOUVEAU GUIDE POUR LE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSÉES SÉNÉGALAISES

Fruit de quatre années de travail mené par des représentants d'Egis, de l'Ifsttar et de Sénélabo, un nouveau *Guide de dimensionnement des chaussées* adapté au contexte routier sénégalais, est paru en juillet 2016. Cet ouvrage qui s'appuie sur la méthode de dimensionnement française est aujourd'hui d'application obligatoire au Sénégal.

Route départementale 701, tronçon Thiès – Sindia.



Au Sénégal, le secteur des transports est dominé par le domaine routier. Afin d'améliorer l'efficacité de la gestion des routes, Ageroute (Agence de gestion des routes du Sénégal) a confié au groupement Egis-Ifsttar-Sénélabo le soin de définir les modalités du dimensionnement des chaussées dans le contexte sénégalais et d'établir, sur cette base, un guide de dimensionnement des chaussées, incluant un catalogue de structures types de chaussées neuves.

Ce guide est d'application obligatoire depuis la publication de la circulaire ministérielle du 22 mars 2016. Il s'appuie en grande partie sur la méthode française de dimensionnement des chaussées¹, largement répandue et reconnue dans la sous-région dont le paramétrage permet une prise en compte des spécificités du réseau routier sénégalais, en termes de climat, de trafic et de matériaux. Les principales adaptations retenues dans les calculs de structures portent sur les valeurs de : trafic (exprimé en nombre d'essieux), risque, module de rigidité et coefficient de Poisson des enrobés, performances mécaniques des latérites traitées au ciment ou non, des banco-coquillages traités au ciment, du sable enrobé et des pavés bétons. Le guide explicite également les conditions d'interfaces et les modalités de contrôle.

Le guide s'applique principalement au dimensionnement des chaussées neuves. Le dimensionnement des renforcements et des routes non revêtues y sont abordés de manière sommaire.

PRÉSENTATION DU GUIDE

Le guide est structuré en 7 fascicules :

- Généralités sur le contexte routier sénégalais (géologie et climat) ;
- Hypothèses de dimensionnement ;
- Tableaux de structures de chaussée ;
- Fiches matériaux ;
- Méthode de dimensionnement ;
- Guide de dimensionnement des chaussées ;
- Annexes.

HYPOTHÈSES DE DIMENSIONNEMENT

Ce fascicule explicite la détermination pratique des paramètres d'entrée dans les fiches de structures du catalogue (classe de trafic et classe de plate-forme). Il oriente également le choix du type de structure et de la nature de la couche de surface.

Le trafic est exprimé en nombre cumulé d'essieux de référence (NE) évalué sur la durée de calcul retenue. Compte tenu des incertitudes sur le coefficient d'agressivité moyenne (CAM), il n'est pas fait référence au trafic poids lourds (PL) journalier. À la date d'édition du document, 16 postes de pesage sont repartis sur tout le pays. Sur ces postes, seuls les PL en charge sont contrôlés alors que la détermination du CAM nécessite le pesage de l'ensemble des PL, vides et en charge.

La portance du massif support est définie par la classe de la plate-forme (PF1 à PF4) représentative du module d'élasticité de ce massif après mise en service de la chaussée.

AUTEURS

Camille Bourdon
Ingénieur
Egis

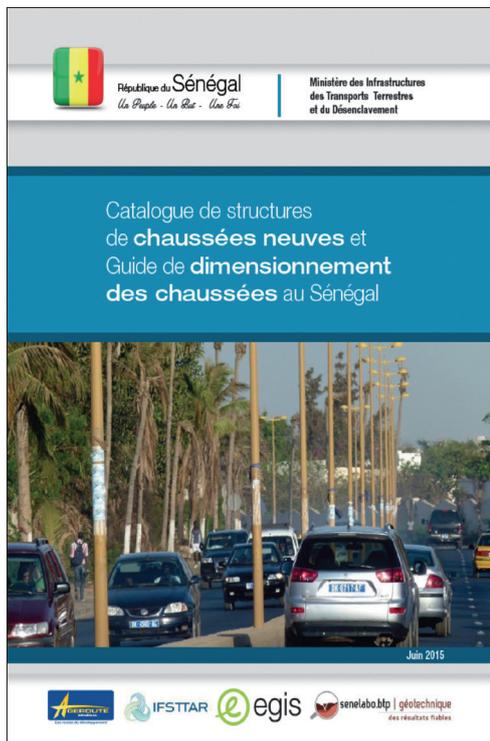
Jean-Christophe André
Directeur général
Sénélabo-btp

Jean-Maurice Balay
Ancien directeur de recherche
Ifsttar

Yves Brosseau
Directeur de recherche
Ifsttar

Annamaria Varga
Ingénieur
Egis

–Figure 1–
Couverture du *Guide de dimensionnement des chaussées au Sénégal*.



TABLEAUX DE STRUCTURES

Ils sont définis à partir du trafic que devra supporter la chaussée et de la portance de la plate-forme support de chaussée.

Quatre familles de structures sont proposées :

- structures souples avec une couche bitumineuse de faible épaisseur, reposant sur un matériau granulaire de type GNT de basalte ou latérite (structure actuellement la plus courante au Sénégal) ;
- structures bitumineuses épaisses en GB ou EME ;
- structures semi-rigides en latérite traitée ou banco-coquillage traité ;
- structures rigides, notamment en béton de ciment.

Dix-sept fiches de structures de chaussées sont ainsi détaillées.

FICHES MATÉRIAUX

Elles présentent, pour chaque matériau : l'utilisation, le domaine d'emploi, les caractéristiques générales, la formulation, la fabrication, la mise en œuvre, les valeurs des caractéristiques mécaniques nécessaires au dimensionnement et les spécifications de contrôle (nature, fréquence, seuils proposés).

MÉTHODE DE DIMENSIONNEMENT

La méthode et les hypothèses retenues offrent la possibilité de recalculer les structures proposées ou d'établir des variantes en prenant en compte des hypothèses différentes de celles retenues, sous réserve de justifications détaillées.

GUIDE DE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSÉES

Il décrit la démarche générale de dimensionnement pour les renforcements de chaussées souples, la conception des routes non revêtues et la prise en compte des particularités des chaussées urbaines. Le guide précise certaines règles générales liées à la conception géométrique, à l'assainissement et à l'entretien des routes.

ANNEXES

Elles regroupent un glossaire, les unités de mesure, les sigles et les notations, les références normatives, la bibliographie, un exemple d'utilisation des fiches de structures, un exemple de calcul du coefficient d'agressivité moyenne, le principe de calcul de la température équivalente, la codification des granulats et les cartes du Sénégal (régions, villes, géotechnique).

ÉTUDES PARTICULIÈRES

Les valeurs des paramètres de dimensionnement ont été établies à l'issue d'un travail de synthèse bibliographique et d'un programme d'essais in situ et en laboratoire sur les matériaux sénégalais.

Douze rapports d'essais détaillés ont été produits. Ils portent sur l'instrumentation en sondes thermiques de deux chaussées bitumineuses pour la détermination de la température équivalente au Sénégal, l'identification des matériaux locaux non traités, les études de formulation d'enrobés, les études de traitement au ciment de latérites et de banco-coquillage, la réalisation d'essais triaxiaux cycliques sur les latérites et des essais de déflexion in situ. Les résultats liés à la température équivalente, aux essais triaxiaux cycliques sur latérite, aux latérites traitées au ciment et à la formulation des enrobés sont détaillés ci-après.

6 Tableaux de structures de chaussées neuves

9. BBSG / GLc2 / GL2

	PF2 50 à 80 MPa	PF2qs 80 à 120 MPa
C1 NE<0,1 10°	6 cm 26 cm 25 cm	6 cm 22 cm 25 cm
C2 NE<0,3 10°	6 cm 29 cm 25 cm	6 cm 25 cm 25 cm
C3 NE<1 10°	6 cm 30 cm 30 cm	6 cm 25 cm 30 cm
C4 NE<3 10°		6 cm 28 cm 30 cm

Note : Possibilité de remplacer la GL2 par GLIi ou GLA.

Légende

- BBSG
- GLc2
- GL2

–Figure 2–
Exemple de tableau de structure présenté dans le *Guide de dimensionnement des chaussées au Sénégal*.

Ces études, menées à l'initiative du groupement et appuyées par Ageroute, consciente de l'importance technique de ce travail, constituent le socle de l'élaboration du guide.

TEMPÉRATURE ÉQUIVALENTE (θ_{eq})

Pour l'ensemble des structures comportant une ou plusieurs couches bitumineuses, les dimensionnements selon la démarche rationnelle sont réalisés en adoptant une valeur de température unique, dite température équivalente.

La température influence :

- la valeur des modules d'Young et des coefficients de Poisson des matériaux bitumineux à prendre en compte dans les calculs ;
- leur résistance à la fatigue.

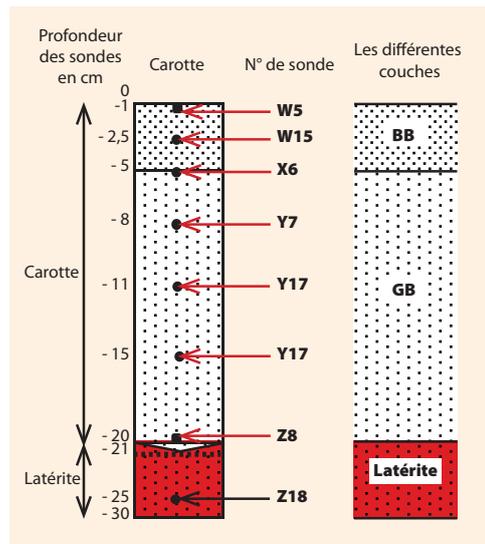
La température équivalente est définie comme la température constante conduisant au même dommage cumulé annuel de la structure que celui subi par la chaussée sous l'effet des variations réelles de température au cours d'une année. Le principe de calcul de θ_{eq} repose sur le postulat d'additivité des dommages de Miner, en considérant les fluctuations de sollicitation et donc d'endommagement des matériaux qui varient selon les cycles saisonniers et journaliers de température. Au Sénégal, jusqu'à présent, en l'absence de données sur les températures internes dans les chaussées bitumineuses, des valeurs forfaitaires de température équivalente étaient retenues dans les dossiers d'étude. Dans le cadre de cette mission, l'instrumentation de deux chaussées bitumineuses a été effectuée, l'une à Dakar et l'autre à Kaolack. À titre de comparaison, les données météorologiques donnent une température moyenne annuelle de l'air de 25 °C à Dakar, contre 30 °C à Kaolack.

Les bases de données résultant de ces expérimentations décrivent les variations des températures mesurées toutes les 15 minutes dans les deux chaussées par des sondes thermiques réparties, depuis la surface, sur 37 cm (Dakar) et 25 cm (Kaolack) de profondeur. Chaque site est équipé de 2 profils de mesures P1 et P2, comprenant chacun 8 points de mesures. La figure 3 illustre le positionnement des sondes dans la chaussée de Kaolack. La photo 1 et la figure 4 montrent l'installation de la centrale de mesures de Kaolack et les températures mesurées sur ce site le 31 mars 2013 (journée la plus chaude enregistrée sur la période septembre 2012 – décembre 2013 : température minimale à la surface de la chaussée de 26,9 °C (7 h 31) et température maximale de 64,2 °C (15 h 01)).

Le tableau 1 et la figure 5 fournissent une synthèse des enregistrements de température (médiane, minimale, maximale) sur les sites de Dakar du 10 juillet 2012 au 29 novembre 2013 et de Kaolack du 9 septembre 2012 au 15 décembre 2013.

La procédure de calcul de θ_{eq} prend en compte les profils verticaux de température mesurés sur les deux sites au cours d'une année, couplés avec une hypothèse de répartition journalière du trafic poids lourds. Deux hypothèses de répartition du trafic poids lourds sur 24 heures ont été envisagées et les calculs de θ_{eq} ont été réalisés pour 12 structures de chaussées différentes (souples et bitumineuses). À l'issue de l'analyse, une température équivalente unique de 34 °C est retenue pour l'ensemble du territoire sénégalais, pour toutes les couches d'enrobés, quelles que soient leur épaisseur et leur formulation.

-Figure 3-
Position des 8 sondes en fonction de la profondeur.



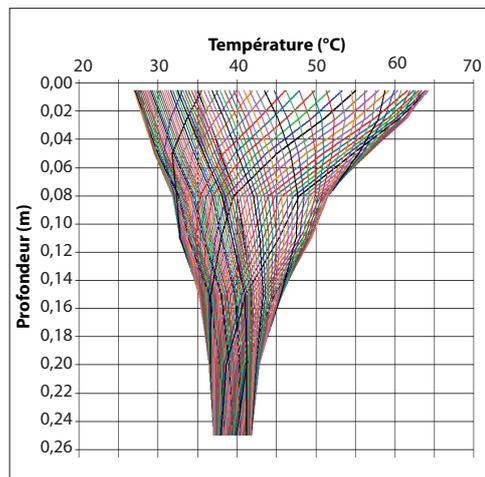
© EGIS-ITSITARSÉNÉLABD

-Photo 1-
Installation des carottes équipées sur le site de Kaolack.



© EGIS-ITSITARSÉNÉLABD

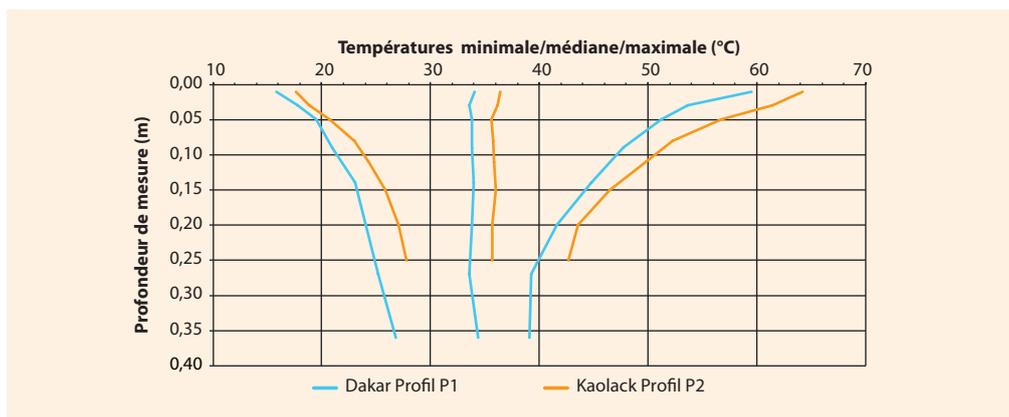
-Figure 4-
Températures mesurées sur le site de Kaolack le 31 mars 2013.



© SÉNÉLABD SS SAMB

	Z sonde (m)	T min (°C)	Date/heure	T max (°C)	Date/heure	Médiane (°C)
Profil P1 Dakar	0,01	15,8	07/01/2013 07:57	59,5	06/10/2013 14:43	34,1
	0,03	17,8	07/01/2013 08:12	53,7	31/07/2012 15:48	33,6
	0,05	19,5	07/01/2013 08:27	51,2	31/07/2012 16:03	33,8
	0,09	20,0	22/01/2013 08:58	47,7	31/07/2012 16:18	33,8
	0,14	23,1	07/01/2013 09:57	44,8	06/10/2013 18:28	34,4
	0,2	24,1	27/01/2013 10:40	41,6	06/10/2013 19:58	33,8
	0,27	25,2	27/01/2013 12:10	39,3	08/10/2012 21:49	33,6
	0,36	26,8	27/01/2013 13:55	39,1	23/10/2013 00:28	34,4
Profil P2 Kaolack	0,01	17,6	07/01/2013 07:39	64,2	31/03/2013 15:01	36,4
	0,03	18,9	07/01/2013 07:54	61,5	31/03/2013 15:31	36,2
	0,05	19,2	13/12/2013 07:54	56,8	07/05/2013 15:46	35,6
	0,08	23	13/12/2013 08:24	52,3	19/05/2013 16:46	35,8
	0,11	24,3	07/01/2013 09:09	49,9	19/05/2013 17:01	35,9
	0,15	25,9	07/01/2013 10:09	46,5	19/05/2013 18:01	36,0
	0,2	27,1	26/01/2013 10:07	43,6	07/05/2013 20:16	35,7
	0,25	27,8	26/01/2013 10:52	42,7	19/05/2013 20:31	35,7
Météo Dakar	T° corps noir	10,7	07/01/2013 06:27	53,2	03/11/2013 14:19	28,9
	T° air	12,4	07/01/2013 07:42	40,0	03/11/2013 13:04	26,1
Météo Kaolack	T° corps noir	13,9	07/01/2013 07:24	62,8	07/05/2013 15:01	31,6
	T° air	15,1	07/01/2013 07:39	47,3	07/05/2013 15:01	28,5

-Tableau 1-
Principaux résultats des mesures de température sur les sites de Dakar et Kaolack.



-Figure 5-
Températures mesurées à Dakar et Kaolack à différentes profondeurs d'une chaussée bitumineuse épaisse.

Dans la méthode française de dimensionnement, la fréquence de sollicitation retenue pour fixer les valeurs des modules d'Young des matériaux bitumineux est de 10 Hz (correspondant à un temps de charge de 0,02 s). À la température de 34 °C, la fréquence de réponse des matériaux bitumineux au passage des charges roulantes est supérieure à cette fréquence de 10 Hz retenue dans les dimensionnements en France métropolitaine, associée à la température équivalente de 15 °C.

Sur la base de modélisations numériques prenant en compte le comportement viscoélastique des matériaux bitumineux au passage des charges routières sous température élevée, la valeur de 20 Hz est retenue pour les dimensionnements au Sénégal. Cette valeur résulte :

- de modélisations à l'aide du logiciel ViscoRoute² prenant en compte un comportement viscoélastique des matériaux bitumineux ;
- du rétro-calcul, à l'aide du logiciel Alizé-LCPC³, des modules d'Young E de ces matériaux, conduisant à des valeurs de déformation d'extension maximale et identiques à celle du modèle viscoélastique ;

- de l'identification, sur la base des courbes maîtresses types E (34 °C, F) des matériaux bitumineux, des valeurs de fréquence F associées aux différentes valeurs de module E rétro-calculées. La valeur unique F = 20 Hz est une valeur moyenne considérée suffisamment représentative de la plage des fréquences obtenues par cette démarche.

La modélisation du comportement viscoélastique des chaussées bitumineuses à la température de 34 °C a par ailleurs conduit à retenir, pour le coefficient de Poisson de ces matériaux bitumineux, la valeur 0,45 au lieu de la valeur 0,35 adoptée dans le contexte du dimensionnement en France métropolitaine.

ESSAI TRIAXIAL SUR LATÉRITE

Le comportement mécanique des latérites est de type élastique non linéaire, c'est-à-dire que leur module de rigidité dépend du niveau des contraintes appliquées, même si cette influence reste modérée, par rapport à des graves non traitées normalisées.

Les valeurs des modules d'Young des graves latéritiques retenues dans le guide sont issues de l'interprétation des résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés (TCR) en laboratoire⁴. Une étude comportant 9 essais triaxiaux a été menée sur une grave latéritique de classe 2 (Sindia) à différents taux de compactage, différentes teneurs en eau, avec ou sans traitement à 2 % de ciment. L'essai vise à simuler les chargements cycliques routiers sur une éprouvette de matériaux granulaires. Les éprouvettes cylindriques de dimension 16 x 32 ont été compactées en vibro-compression et testées à 2 niveaux de contrainte : fort (couche de base) et faible (couche de fondation).

Les mesures des contraintes et déformations réversibles permettent d'évaluer les modules d'élasticité du matériau, et l'évolution des déformations permanentes axiales et radiales de l'éprouvette en fonction du nombre de cycles renseigné sur sa résistance à l'orniérage.

L'interprétation des essais à l'aide du modèle rhéologique élastique non linéaire de Boyce montre que la latérite étudiée présente un comportement anisotrope, avec un module d'élasticité environ deux fois plus élevé dans le sens vertical que dans le sens horizontal.

Les résultats ont souligné l'importance de la maîtrise du compactage et de la teneur en eau sur le comportement mécanique de la latérite. Le *California Bearing Ratio* (CBR) et le module de la grave latéritique chutent rapidement :

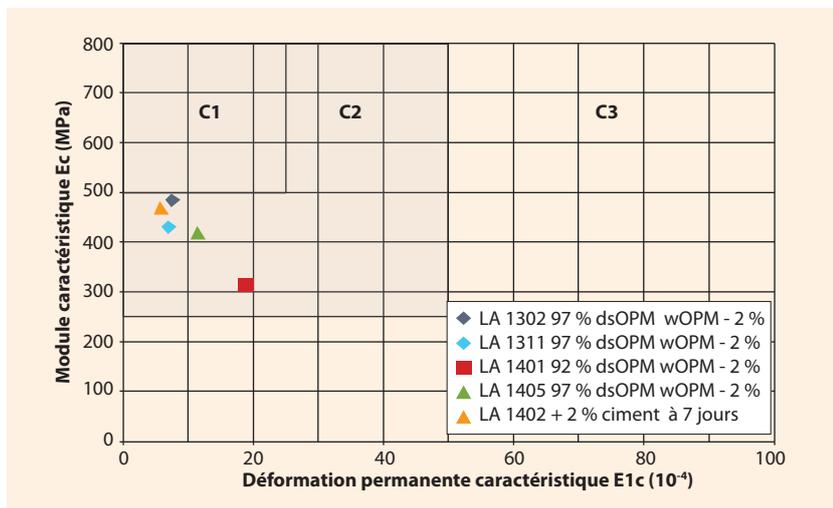
- Avec un excès d'eau par rapport à la teneur en eau à l'optimum Proctor modifié (wOPM) : chute de 30 % du module pour une teneur en eau comprise entre wOPM - 2 % et wOPM + 1 % avec un niveau de contrainte faible. Le niveau de contrainte fort n'a pas pu être testé avec un excès d'eau.
- Avec un sous-compactage : chute de 60 % du module lorsque le taux de compactage passe de 97 % à 92 % de la densité sèche à l'OPM avec un niveau de contrainte faible, 30 % avec un niveau de contrainte élevée.

Comme l'illustre la **figure 6**, à wOPM - 2 % et 97 % dsOPM, la grave latéritique est classée en catégorie C2 selon la norme NF EN 13286-7⁴ (déformation permanente caractéristique $< 25 \times 10^{-4}$ et module d'élasticité caractéristique entre 250 et 500 MPa). Ses caractéristiques (argilosité et teneurs en matières organiques élevées, granulométrie sableuse) la rendent toutefois beaucoup plus sensible à l'eau qu'une grave non traitée (GNT) normalisée avec une perte de résistance à l'orniérage importante à wOPM + 1 %.

Le traitement à 2 % de ciment permet d'atteindre les performances C2 dès 7 jours. Il peut donc constituer une alternative intéressante à l'utilisation de latérite, notamment pour les latérites trop argileuses ou trop humides.

Il est fondamental de bien vérifier et contrôler la référence Proctor du matériau car un excès d'eau engendrera une chute des performances. Les structures de chaussées neuves proposées exigent ainsi que le drainage de la chaussée soit bien assuré : peu ou pas de variation d'état hydrique des graves latéritiques pendant l'hivernage et une teneur en eau bien maîtrisée en phase chantier. Les relations avec le CBR de type E = 5 CBR ne sont qu'indicatives et fournissent uniquement des ordres de grandeur. Pour le dimensionnement, un coefficient multiplicatif de 2 entre le module d'Young de la grave latérite et celui de la couche sous-jacente a été retenu. Ce coefficient a été déterminé sur la base d'ajustements entre les calculs en élasticité linéaire réalisés avec le logiciel Alizé-LCPC et des calculs élastiques non linéaires (modèle de Boyce pour la latérite) à l'aide du code aux éléments finis César-LCPC5. Cette approche permet de contrôler la pertinence des résultats de l'essai triaxial cyclique et d'ajuster les paramètres de calcul. Par la suite, ce facteur 2 a été confirmé par les calculs inverses du module de la latérite à partir des mesures de déflexion sur une planche d'essai constituée de latérite non traitée en arase et couche de forme et de latérite traitée en fondation.

-Figure 6-
Classification de la latérite en fonction des modules caractéristiques et déformations permanentes caractéristiques mesurées à l'essai triaxial cyclique.



ÉTUDES DE LATÉRITES TRAITÉES AU CIMENT

Cinq gisements de latérites sénégalaises (Sindia, Kedougou, Tambacounda, Kolda et Linguère) ont fait l'objet d'études de traitement à 2, 4 et 6 % de ciment, réalisés par Sénélabo-BTP au Sénégal et le Cerema en France (laboratoire d'Angers). Les résultats ont permis d'établir les valeurs de module d'élasticité E et de résistance à la fatigue σ_f retenues dans le guide (où la relation $\sigma_f = 0,95 \times R_t 360j$ a été retenue par défaut, $R_t 360j$ désignant la résistance à la traction directe à 360 jours). Deux classes de performances de latérites traitées sont ainsi définies.

La **figure 7** illustre les performances mécaniques obtenues sur des éprouvettes cylindriques de latérite de Sindia de dimensions 10 x 20 confectonnées en compression axiale à 97 % dsOPM, après 28 et 90 jours de conservation.

Les autres paramètres de dimensionnement sont issus du guide des sols traités en assises⁷, qui retient $K_c = 1,4$, $K_d = 1$, $-1/b = 11$, $SN = 1$ (sols graveleux), $Sh = 3$ cm (sols graveleux rapportés). Pour tenir compte de l'écart des performances mécaniques entre le laboratoire et le chantier, deux cas de figures se présentent :

- Un abattement de 25 à 35 % selon la qualité du traitement est appliqué sur les valeurs moyennes R_t et E à 360 jours⁷. Si les résultats R_t et E à 360 jours ne sont pas connus, les valeurs retenues seront celles à 28 ou 90 jours du fait de l'absence d'évolution significative des performances dans le temps.
- Le dosage en liant lors des essais de laboratoire est augmenté de 0,5 % (grave latérite améliorée au ciment), voire de 1 % (grave latérite traitée au ciment) pour la réalisation du chantier⁸.

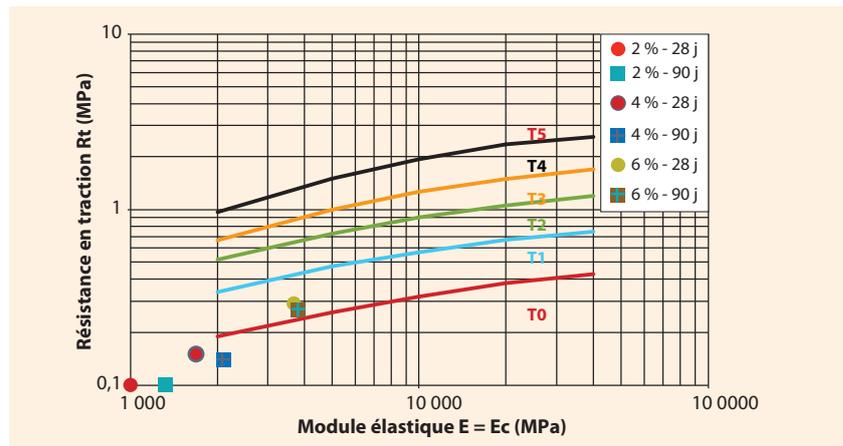
ÉTUDES DE FORMULATION DES ENROBÉS

Les enrobés classiquement utilisés au Sénégal sont la grave-bitume (GB) et le béton bitumineux (BB). En dehors des grands chantiers, les études se limitent souvent aux essais Duriez et Marshall, qui ne sont pas suffisants pour qualifier les performances mécaniques des GB vis-à-vis du dimensionnement de chaussée selon la méthodologie appliquée dans ce guide. En effet, les caractéristiques d'orniérage sont nécessaires pour vérifier le comportement des GB sous fortes températures et sous charges élevées lentes et/ou canalisées, et les essais de module et de fatigue le sont vis-à-vis du dimensionnement. Les GB définies dans le guide sont de classes 2 et 3 au sens de la norme NF EN 13108-1⁹. Dans le cadre du programme d'essais, sept études de formulation ont été réalisées à base des granulats basaltiques de Diack utilisés au Sénégal et de bitumes 10/20, 20/30 ou 35/50, afin de formuler des GB, des bétons bitumineux semi-grenus (BBSG), un béton bitumineux à module élevé (BME) et un enrobé à module élevé (EME). Il a été constaté une difficulté à obtenir des résultats satisfaisants à l'essai Duriez, malgré une bonne qualité d'enrobage, l'absence d'eau résiduelle et de poussières sur les granulats. L'adaptation de la composition alors nécessaire conduit aux conclusions suivantes concernant l'adhésivité :

- L'augmentation de la teneur en liant ne s'avère pas nécessairement efficace et, dans une trop grande proportion, elle risque de dégrader la résistance à l'orniérage.
- L'ajout de dope d'adhésivité (0,3 % du bitume) peut également être insuffisant.
- L'ajout de chaux éteinte ou le remplacement d'une partie du sable de basalte par du sable calcaire sont des alternatives efficaces, en particulier lorsque la propreté des gravillons est médiocre. En pratique, cette dernière solution peut être mise en œuvre facilement (calcaire disponible localement, aucun matériel spécifique nécessaire à la centrale). La mauvaise adhésivité passive bitume/granulat provient de la nature minéralogique du granulat.

-Figure 7-

Classe de qualité de la latérite traitée de Sindia en fonction du dosage en ciment selon NF EN 14227-10⁵ - valeurs de E et R_t à 28 jours et à 90 jours.



En effet, le basalte, comme le granit, sont des agrégats hydrophiles sujets au désenrobage ; ils sont considérés comme acides et ont généralement une haute teneur en silice.

L'étude de formulation d'EME a été menée à l'initiative d'Ageroute. La réalisation de planches d'essais reste nécessaire avant d'envisager l'usage courant de cette technique. Il s'agira en particulier d'examiner le comportement de l'EME lié à l'emploi de bitume dur et son évolution due au vieillissement par les UV et au climat particulièrement chaud.

PERSPECTIVES

Ce guide¹⁰ se substitue aux différents guides de dimensionnement utilisés auparavant. Outre les possibilités accrues d'optimisation technico-économique des projets routiers offertes aux maîtrises d'œuvre et aux bureaux d'études, il facilitera les prises de décision de l'administration en termes de gestion du réseau routier sénégalais. Il permettra également de mieux utiliser les matériaux locaux. Certaines structures proposées nécessitent toutefois la réalisation de chantiers expérimentaux pour le suivi de leur comportement in situ avant d'étendre leur utilisation (structures rigides et semi-rigides, structures en EME). Certaines hypothèses requièrent aussi des investigations complémentaires (taux de croissance et coefficient d'agressivité moyenne du trafic, évaluation de la résistance à la fatigue sur les matériaux traités au ciment).

Ce guide constitue, pour les gestionnaires et les bureaux d'études publics et privés, un outil pour mieux choisir les matériaux selon les performances visées, en déduire les épaisseurs à mettre en place et contrôler la mise en œuvre à chaque stade (choix des constituants, mélanges, compactage) selon l'utilisation de la chaussée, de la voie urbaine secondaire à l'autoroute. Il représente une réelle opportunité d'engager une démarche de conception globale et homogène au niveau du réseau pour une gestion durable et optimisée des chaussées. ■

RÉFÉRENCES

1. NF P98-086 « Dimensionnement structurel des chaussées routières - Application aux chaussées neuves », octobre 2011.
2. D. Duhamel, A. Chabot, Ph. Tamagny, L. Harfouche, « Viscoroute : logiciel de modélisation viscoélastique des chaussées bitumineuses », BLP n° 258-259, oct.-nov.-déc. 2005, pp. 89-103 (<http://www.lcpc.fr/en/sources/blpc/index.php>).
3. Alizé-LCPC, logiciel d'aide au dimensionnement des chaussées selon la méthode française de dimensionnement (www.alize-lcpc.com/).
4. NF EN 13286-7 « Mélanges avec ou sans liant hydraulique - Partie 7 : essai triaxial sous charge cyclique pour mélanges sans liant hydraulique - méthode A : étude du comportement réversible », juillet 2004.
5. César-LCPC, logiciel aux éléments finis pour le génie civil (www.cesar-lcpc.com/).
6. NF EN 14227-10 « Mélanges traités aux liants hydrauliques - Spécifications - Partie 10 : Sol traité au ciment », décembre 2006.
7. *Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques - Application à la réalisation des assises de chaussées*, Guide technique, Sétra, 2007.
8. *Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux*, CEBTP, 1984.
9. NF EN 13108-1 « Mélanges bitumineux - Spécifications des matériaux - Partie 1 : Enrobés bitumineux », février 2007.
10. *Catalogue de structures de chaussées neuves et Guide de dimensionnement des chaussées au Sénégal*, Ageroute, 2015.

DIMENSIONNEMENT, AUSCULTATION, REVÊTEMENTS... ÉVOLUTION DES PLATES-FORMES AÉROPORTUAIRES

La croissance continue du trafic aérien et l'apparition de nouvelles générations d'avions impliquent la mise en œuvre de chaussées aéroportuares adaptées. Des méthodes de dimensionnement ou d'auscultation aux formulations d'enrobés, les innovations pour répondre à ces évolutions sont nombreuses.

AUTEUR

Cyril Fabre

Directeur du département
Chaussées aéronautiques
Opérations aéroportuares
Airbus

Depuis les lendemains de la Seconde Guerre mondiale, le trafic aérien a doublé tous les 15 ans, pour dépasser le chiffre de 3 milliards de passagers en 2013. En outre, les crises observées durant cette période (choc pétrolier, guerre du Golfe, attentats de 2001, crise financière de 2008...) ont montré une remarquable résilience du trafic. Cette croissance continue ne peut s'envisager sereinement sans l'implication concertée de l'ensemble des acteurs du secteur (constructeurs, aéroports, compagnies aériennes, contrôle aérien, autorités de régulation et certification...). En parallèle, les exigences de réduction des émissions (CO₂, NOx) et des contraintes liées aux nuisances sonores, couplées à une demande de plus de charge marchande et de rayon d'action, ont amené les constructeurs à réagir dans un marché fortement concurrentiel.

À cet égard, au cours des dernières années, de nouvelles générations d'avions sont apparues, dont le plus emblématique, l'A380-800, se substitue graduellement au Jumbo Jet 747 (qui a bouclé son dernier vol pour Air France début 2016). Plus récemment, l'A350-900 (et l'arrivée imminente de sa version allongée -1000), le 787-8/-9 et les versions re-motorisées des monocouloirs A320 (*New Engine Option* (Neo)) et 737 (MAX) ou encore de l'A330 (A330-800/-900) viennent compléter la nouvelle flotte du XXI^e siècle. Dans ce même secteur des avions de plus de 100 places, la décennie qui vient pourrait voir la fin du duopole Airbus-Boeing avec l'arrivée de constructeurs chinois, russes, canadiens ou brésiliens venant talonner les deux géants de l'aéronautique mondiale.

DÉVELOPPEMENT DE PROGRAMMES EXPÉRIMENTAUX

À la fin des années 1960, les aéroports n'étaient pas prêts pour accueillir le 747 (programme initialement

destiné à la Défense, puis converti en programme civil) qui ouvrait une nouvelle page de l'histoire du transport aérien. Les plates-formes aéroportuares durent alors prendre la mesure du nouveau standard et repenser entièrement l'aménagement des infrastructures aéroportuares. Dès lors, les constructeurs n'ont eu de cesse d'intégrer la compatibilité aéroportuaire dans le design initial de leurs programmes.

C'est dans cet objectif qu'Airbus crée un département dédié à la compatibilité aéroportuaire au sein même du programme A380, et installe un dialogue continu avec les aéroports et les autorités de régulation (Organisation de l'aviation civile internationale (OACI), *Federal Aviation Administration* (FAA), direction générale de l'Aviation civile (DGAC)...).

Cependant, ce nouveau paradigme, qui vise alors à adapter l'avion à l'aéroport, ne doit pas être à sens unique : l'aéroport et les régulateurs doivent aussi faciliter les évolutions et les innovations des futurs aéronefs. L'intégration aéroportuaire doit demeurer un jeu qui se joue à trois entre les constructeurs, les aéroports et les compagnies aériennes. Le cadre réglementaire accompagne alors ces évolutions tout en maintenant les aspects sécuritaires au plus haut niveau d'exigence.

Les avions de nouvelle génération présentent des configurations de train d'atterrissage plus complexes, avec des charges à la roue et des pressions de gonflage plus élevées que celles de leurs prédécesseurs.

Néanmoins, l'industrie a su accompagner ces évolutions par des programmes expérimentaux de grande ampleur afin de minimiser l'impact de ce nouveau trafic sur les chaussées aéronautiques :

- le programme de charge sur piste A380, mené par Airbus en coopération avec le Service technique de l'aviation civile (STAC), le laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC) et la société Vancouver à Toulouse ;



© EUROVIA

• Le *National Airport Pavement Test Programme* (NAPTP), porté par FAA et Boeing à Atlantic City, aux États-Unis.

Ces deux programmes resteront dans l'histoire les contributeurs principaux aux développements des nouvelles méthodes de dimensionnement des chaussées aéroportuaires. Leurs résultats sont actuellement utilisés pour le renouvellement de la méthode ACN/PCN de l'OACI.

On peut aussi noter le programme HTPT (*High Tyre Pressure Test*) d'Airbus, du STAC et du LCPC, qui a conduit à la modification des codes OACI relatifs à la limitation des pressions pneumatiques sur les chaussées aéronautiques. De plus, l'analyse post-mortem de la chaussée expérimentale et les acquisitions de données ont permis d'interpréter les mécanismes prédominants de l'endommagement des chaussées dans les différentes couches qui les composent, et de comprendre à quelles contraintes ces mécanismes étaient attribués (charge à la roue ou pression de contact des pneumatiques).

Ces travaux ont aussi conduit par exemple à faire de l'A380 un des avions les moins agressifs au regard des chaussées, alors que sa masse maximale au décollage est la plus élevée que l'aviation commerciale ait jamais connue (*Maximum Take-Off Weight* (MTOW) = 575 t).

NOUVELLES MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT

Concernant les méthodes de dimensionnement des chaussées souples, il est à noter que la méthode semi-empirique américaine CBR (*Californian Bearing Ratio*) a été quasiment abandonnée et remplacée progressivement par la méthode multicouche linéaire élastique (ML²EA), qui repose sur le modèle mathématique de Burmister, associé aux lois d'additivité des dommages de Miner.

Cette méthode dite « rationnelle » autorise un dimensionnement de chaussées optimisée répondant strictement au besoin d'un trafic attendu. Par ailleurs, de par son concept de *Cumulative Damage*

Factor (CDF), elle fournit aux exploitants aéroportuaires un outil puissant de contrôle continu de l'endommagement de leurs chaussées (qui, idéalement, pourrait être incorporé dans un système de management des chaussées (*Pavement Management System* (PMS)), afin d'anticiper les besoins de maintenance et de minimiser les coûts inhérents à des réhabilitations tardives.

Ainsi, cette nouvelle méthode contribue à optimiser les épaisseurs des couches des matériaux non liés (fondation, couche d'ajustement) et hydrocarbonés (couche de roulement, couche de base). De plus, la prédiction du potentiel d'usage restant du sol support ou des couches supérieures peut, par des choix stratégiques et financiers judicieux, allonger significativement les durées de vie initiales.

RECHERCHE ET DÉVELOPPEMENT

Des avancées significatives ont également été accomplies dans le développement de nouveaux produits dont les caractéristiques et les performances prennent en compte les évolutions du trafic aérien, en raison de la mise en service d'aéronefs de nouvelle génération ou du nombre de mouvements de ces derniers. De plus, les thématiques liées au développement durable, au changement climatique et à la sécurité (friction, uni longitudinal, drainage) sont désormais partie intégrante de la R & D dans un monde de plus en plus normé et régulé, dans lequel l'approche économique et performantielle dans le temps long ne peut être ignorée.

Enfin, dans un contexte de vieillissement du patrimoine mondial des chaussées aéronautiques, les modèles de prédiction d'endommagement des chaussées, les régimes d'inspection, les méthodes d'évaluation de l'état des chaussées, la maintenance et les techniques de réhabilitation doivent aussi évoluer afin de préserver le potentiel restant d'usage des chaussées et de minimiser les perturbations de trafic susceptibles d'être engendrées par des travaux lourds et coûteux. ■

DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSÉES RENOUVELLEMENT DE LA MÉTHODE ACN/PCN

La méthode ACN/PCN (*Aircraft Classification Number/Pavement Classification Number*), méthode internationale de l'OACI qui vise l'évaluation de l'admissibilité d'un avion en fonction de la résistance des chaussées de la plate-forme concernée, est actuellement en renouvellement.

Décollage de l'Airbus A380.



© DMITRY A. MOTT

L'Alpha Factor est un coefficient intégré à la procédure CBR (*Californian Bearing Ratio*) qui permet de prendre en compte l'effet du type et de la géométrie des trains d'atterrissage dans la caractérisation mécanique des sols, fondations et sous-fondations des aéroports. Malgré 10 années de controverse au sujet de l'Alpha Factor pour les avions équipés d'atterrisseurs à 4 et 6 roues et la révision de la codification des pressions admissible de l'OACI (Organisation de l'aviation civile internationale), la méthode internationale ACN/PCN (*Aircraft Classification Number/Pavement Classification Number*) de l'OACI, dont la base repose encore principalement sur la procédure de dimensionnement CBR, a largement montré ses limites et ses incohérences au regard des nouvelles méthodes de dimensionnement des chaussées souples.

En effet, les initiatives combinées du programme de charge sur piste A380 d'Airbus et du FAA-NAPTP (*Federal Aviation Administration's National Airport Pavement Test Project*) ont toutes deux apporté une contribution significative aux nouvelles méthodes de dimensionnement des chaussées souples¹, qui reposent sur le modèle élastique multicouche de Burmister. Ces méthodes sont devenues des standards pour le dimensionnement et l'analyse des chaussées souples pour une grande majorité des États membres de l'OACI. Néanmoins, la coexistence

de la procédure CBR dans le système ACN/PCN et de la méthode rationnelle pour le dimensionnement conduit à une confusion, nécessitant un alignement de l'ACN/PCN avec ces nouvelles méthodes. Cet article présente le dernier statut du développement de cette nouvelle méthode ACN/PCN « rationnelle » au sein du groupe Chaussées aéronautiques de l'OACI. Ces travaux devraient s'achever fin 2017, après une période de vérification et de validation sur des cas réels.

FONCTIONNEMENT DU SYSTÈME ACN/PCN

Le système ACN/PCN est la méthode internationale recommandée par l'OACI pour évaluer l'admissibilité des avions sur les chaussées aéronautiques.

Le système s'articule autour de la comparaison de deux éléments :

- l'ACN, un nombre exprimant l'agressivité relative d'un avion sur une chaussée (pour une catégorie de sol support standard) ;
- le PCN, qui représente la capacité portante d'une chaussée.

Le système est construit de façon telle qu'un avion dont l'ACN est inférieur ou égal au PCN d'une chaussée peut y opérer sans restriction.

AUTEURS

Cyril Fabre
Directeur du département
Chaussées aéronautique
Airbus

Géraud Vours
Ingénieur chaussées aéronautique
Cimpa pour Airbus

Numériquement, l'ACN se calcule en déterminant l'épaisseur de chaussée nécessaire pour supporter un nombre fixé (10 000) d'applications de charge de l'avion. L'ACN est alors défini comme deux fois la charge (en tonnes) sur une roue simple standard gonflée à une pression (1,25 MPa) qui nécessiterait la même épaisseur (*Derived Single Wheel Load* (DSWL)) (figure 1).

Depuis son entrée en service en 1983, les épaisseurs de chaussées sous-jacentes au calcul de l'ACN sont déterminées au moyen de la méthode semi-empirique CBR. Le système a intégré des évolutions, dont la modification de l'Alpha Factor de certains avions en 2007 compte parmi les plus significatives. La procédure CBR reste malgré tout à ce jour le cœur du système ACN/PCN. Or, de nouvelles méthodes de dimensionnement des chaussées, dites « rationnelles » ou « mécanique-empirique » se sont développées au cours des dernières décennies, grâce à l'apport de programmes expérimentaux de grande ampleur. Ces méthodes, basées sur la théorie de l'élasticité linéaire, permettent de dépasser certaines des limites et incohérences inhérentes à la procédure CBR.

L'application de la démarche rationnelle au système ACN/PCN vise donc à combler le décalage existant et à tirer profit des évolutions déjà éprouvées sur le plan du dimensionnement tout en conservant la structure et la simplicité d'utilisation du système.

Les méthodes rationnelles de dimensionnement des chaussées souples impliquent deux étapes principales :

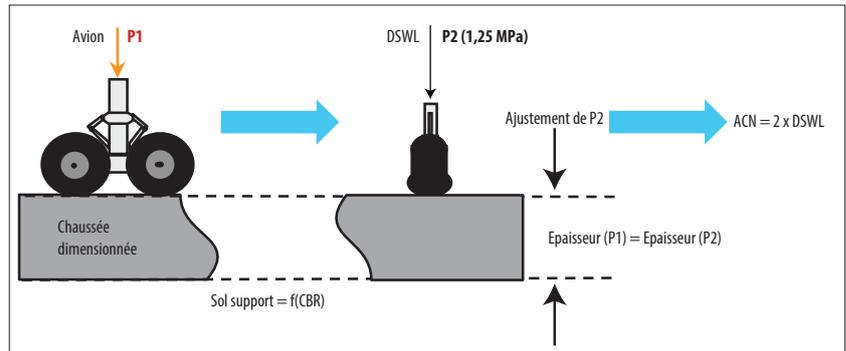
- La détermination, fondée sur l'analyse multicouche linéaire élastique (ML²EA), des sollicitations (contraintes, déformations) générées dans la structure par les avions.
- Le calcul de l'endommagement de la chaussée induit par ces sollicitations. Plusieurs modèles d'endommagement peuvent être adoptés, reposant sur un ou plusieurs critères d'endommagement associés à une loi d'endommagement élémentaire. Ces lois sont généralement calées à partir d'essais en laboratoire ou déterminées empiriquement.

La définition de l'ACN rationnel (ACN_r) consiste alors à substituer cette démarche à la méthode CBR actuelle pour le dimensionnement sous-jacent au calcul. Cela suppose donc de fixer l'ensemble des paramètres du dimensionnement rationnel. Dans cette optique, il est en particulier nécessaire de convenir d'un modèle d'endommagement unique applicable au calcul d'ACN_r.

MODÈLE D'ENDOMMAGEMENT POUR L'ACN RATIONNEL (ACN_r)

Le modèle d'endommagement permet de relier les sollicitations de la chaussée à son endommagement.

—Figure 1—
Principe de calcul de l'ACN.



Les principaux aspects sur lesquels les modèles diffèrent sont le critère d'endommagement et la loi élémentaire associée, la prise en compte des charges multi-essieux et la prise en compte du balayage transversal des avions.

CRITÈRE D'ENDOMMAGEMENT ET LOI D'ENDOMMAGEMENT ÉLÉMENTAIRE

Deux critères d'endommagement sont généralement considérés pour le dimensionnement des chaussées souples :

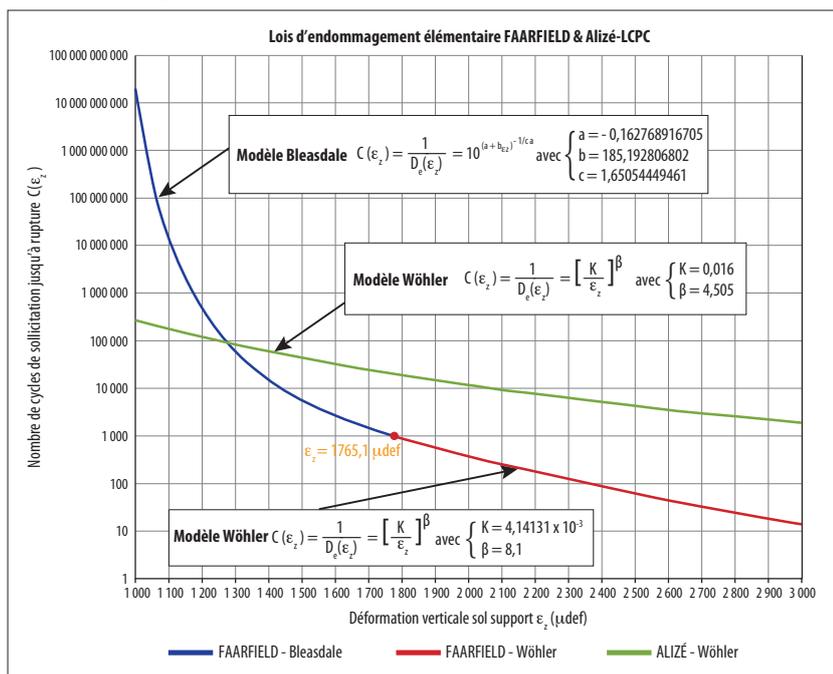
- l'endommagement par fatigue en traction des enrobés (critère associé à la déformation horizontale ϵ_p), qui porte sur les couches de surface sur lesquelles des actions de maintenance sont courantes ;
- l'endommagement par déformation permanente en compression du sol support (critère associé à la déformation verticale ϵ_z), qui se rapporte à la rupture du sol support.

Ainsi, dans le cadre de l'ACN_r, on considère le seul critère ϵ_z , qui est lié à la durée de vie structurelle de la chaussée. La loi d'endommagement associée à ce critère contribue à définir le dommage élémentaire $D_e = f(\epsilon_z)$ pour un cycle de sollicitation d'amplitude maximale ϵ_z .

Les lois d'endommagement américaine² (FAA) et française³ (DGAC-STAC), intégrées respectivement dans les logiciels de dimensionnement FAARFIELD et Alizé-LCPC, comptent parmi les plus utilisées. Elles diffèrent en termes de types de lois (Bleasdale-Wöhler versus Wöhler) et de paramètres utilisés, comme illustré par la figure 2, où C désigne le nombre de cycles de sollicitation jusqu'à rupture.

Ces lois d'endommagement du sol support sont d'origine essentiellement empirique. La loi française est ainsi dérivée d'observations et de mesures effectuées principalement sur des chaussées routières. La loi d'endommagement américaine est quant à elle issue d'essais grandeur nature sur des chaussées aéronautiques utilisant des matériaux récents et soumises à la circulation de configurations d'atterrisseurs différentes.

-Figure 2-
Lois d'endommagement FAARFIELD et Alizé-LCPC.

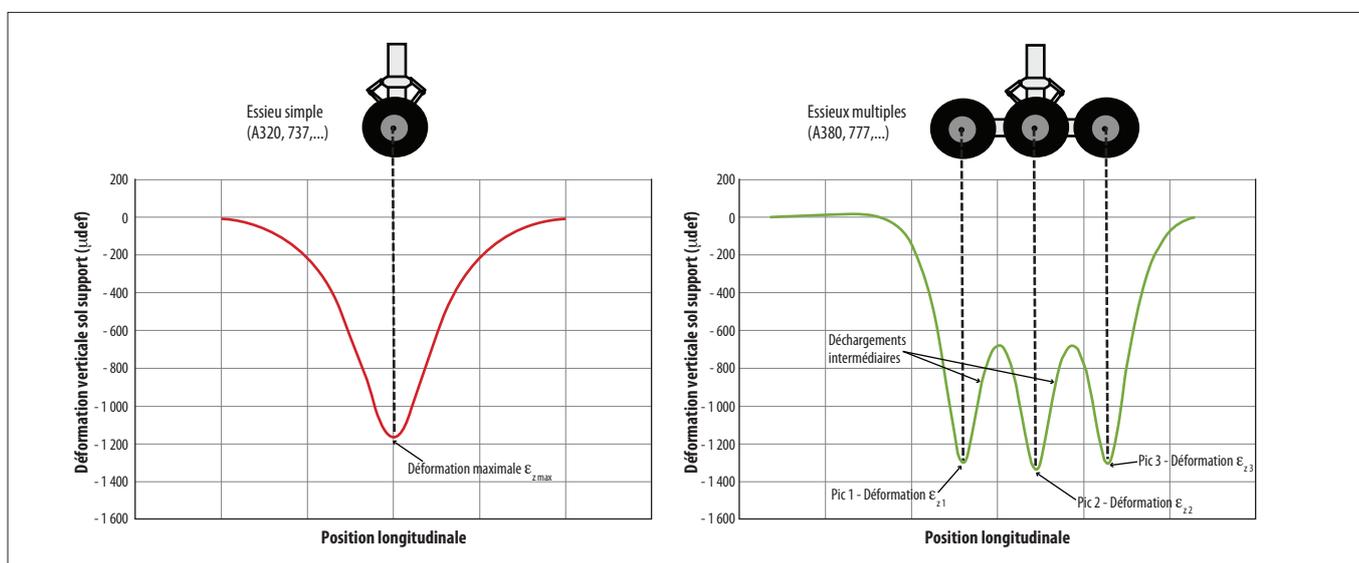


La loi d'endommagement élémentaire américaine, de type Bleasdale-Wöhler, est donc considérée comme un modèle précis reflétant les caractéristiques actuelles des chaussées aéronautiques et des charges qui y circulent. Cette loi est donc retenue dans le cadre du système ACN/PCN rationnel.

PRISE EN COMPTE DES CHARGES MULTI-ESSIEUX

Les lois d'endommagement élémentaire mentionnées précédemment s'appuient sur la notion de cycle de sollicitation. Or, les atterrisseurs modernes consistent fréquemment en des groupements de roues multi-essieux, qui génèrent dans la chaussée des déformations complexes potentiellement multi-pics et sans retour à zéro entre pics (figure 3).

-Figure 3-
Exemples de profils longitudinaux de déformations induits par un essieu simple et par un groupement d'essieux.



La notion de cycle de sollicitation n'étant pas adaptée au cas des atterrisseurs multi-essieux, le modèle d'endommagement doit spécifier le traitement appliqué à ces charges. Là encore, les modèles américain et français diffèrent sensiblement.

Méthode américaine

Elle consiste à déterminer la valeur maximale de déformation au niveau du sol support $\epsilon_{z,max}$ induite par l'atterrisseur complet. L'effet des charges multi-essieux est alors pris en compte grâce à la notion de Tandem Factor. Ce coefficient représente le nombre de cycles d'amplitude maximale $\epsilon_{z,max}$ que subit la chaussée en raison de la présence d'essieux multiples.

Le Tandem Factor est calculé sur la base de paramètres géométriques issus de l'avion (empattement net inter-essieu) et de la chaussée (épaisseur totale de la structure). Le principe de ce calcul, illustré par la figure 4, est le suivant :

- Si l'épaisseur de chaussée est inférieure à l'empattement net, les essieux apparaissent éloignés par rapport à l'épaisseur de chaussée. Dans ce cas, le signal de déformation est supposé présenter autant de pics indépendants (au sens où il n'y a aucune superposition entre pics) que de nombre d'essieu. Le Tandem Factor F correspond donc au nombre d'essieux de l'atterrisseur.
- Si l'épaisseur de chaussée est supérieure au double de l'empattement net, les essieux apparaissent rapprochés par rapport à l'épaisseur de chaussée. Dans ce cas, les pics de déformation dus aux différents essieux se superposent totalement. Le signal de déformation est alors supposé ne présenter qu'un seul pic. F est donc égal à 1.
- Entre les deux cas extrêmes précédents, F est calculé par interpolation linéaire.

En reprenant les notations précédentes et en utilisant le principe de Miner d'additivité des endommagements, l'endommagement total D provoqué par N passages de l'atterrisseur s'exprime comme :

$$D = \frac{N \times F}{C(\epsilon_{z \max})} = N \times F \times D_e(\epsilon_{z \max})$$

• On remarque ici que cet endommagement ne dépend que de paramètres géométriques liés au Tandem Factor et de l'amplitude maximale de déformation ; le signal de déformation exact n'influence pas l'endommagement.

Méthode française

À l'inverse, la méthode française considère la totalité du signal de déformation pour le calcul d'endommagement. Cette approche prend ainsi en compte non seulement les valeurs de déformation aux différents pics, mais aussi les déchargements intermédiaires entre pics.

À cette fin, la loi d'endommagement élémentaire est étendue en une loi continue exprimée sous forme intégrale. L'endommagement lié au passage d'un avion s'exprime comme :

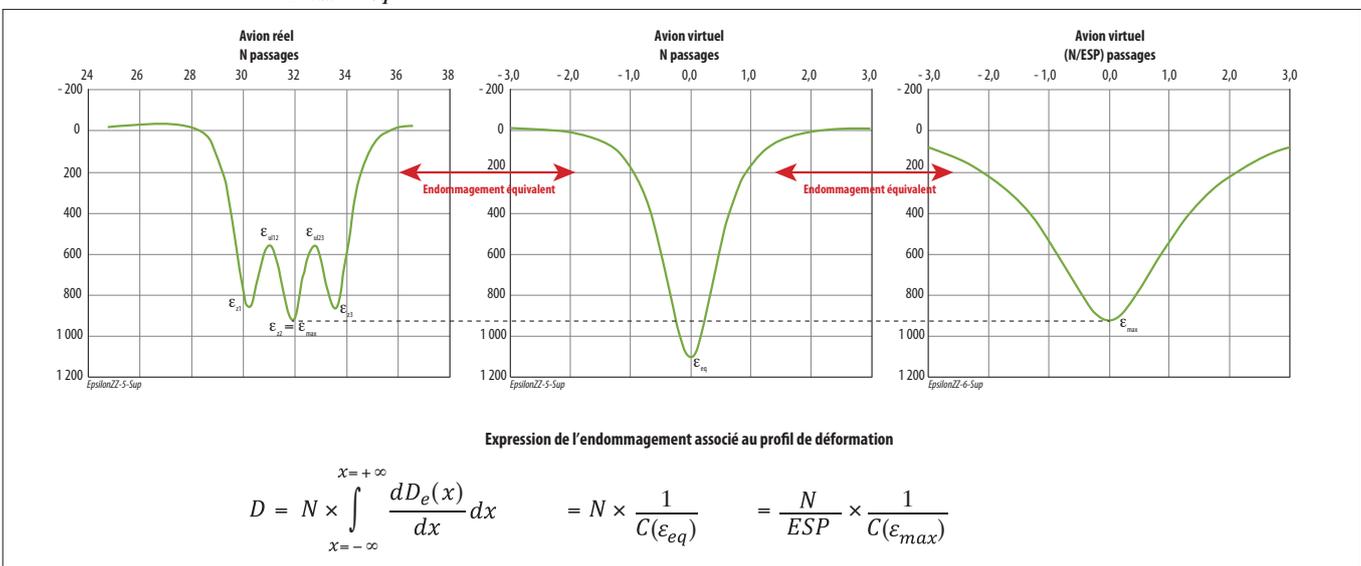
$$D = \int_{x=-\infty}^{x=+\infty} \left\langle \frac{dD_e(x)}{dx} \right\rangle dx = \int_{x=-\infty}^{x=+\infty} \frac{dD_e(\epsilon)}{d\epsilon} \left\langle \frac{d\epsilon(x)}{dx} \right\rangle dx \quad \text{avec } \langle x \rangle = \begin{cases} 0, & x \leq 0 \\ x, & x > 0 \end{cases}$$

Notons que cette formulation continue est générique et peut ainsi s'adapter à n'importe quelle loi d'endommagement élémentaire.

$$D = N \times D_e(\epsilon_{z \text{ eq}}) = N \times \frac{1}{ESP} * D_e(\epsilon_{z \max}) \quad \text{avec } ESP = \frac{D_e(\epsilon_{z \max})}{D_e(\epsilon_{z \text{ eq}})} \leq 1$$

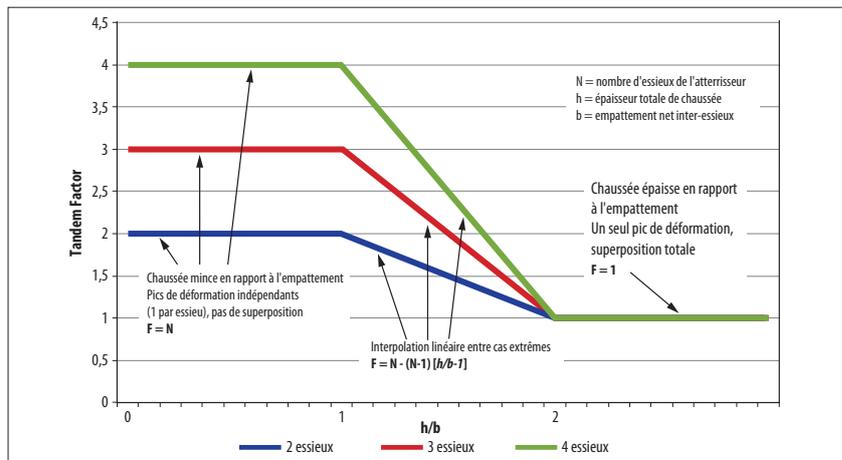
-Figure 5-

Illustration des relations entre $\epsilon_{z \max}$, $\epsilon_{z \text{ eq}}$ et ESP pour un atterrisseur à 3 essieux (6 roues).



-Figure 4-

Évolution du Tandem Factor en fonction de l'épaisseur de chaussée et de l'empattement inter-essieux.



Dans le cas d'un profil de déformation présentant un seul pic d'intensité $\epsilon_{z \max}$ (soit le cas d'un essieu simple), on retrouve l'expression de l'endommagement élémentaire : $D = D_e(\epsilon_{z \max})$. Pour un profil de déformation quelconque, il est donc possible de déterminer la valeur maximale de déformation d'un profil mono-pic produisant le même endommagement que l'ensemble de l'atterrisseur. Cette déformation équivalente $\epsilon_{z \text{ eq}}$ vérifie donc $D = D_e(\epsilon_{z \text{ eq}})$.

Dans la démarche française, l'endommagement D induit par N passages de l'avion s'exprime donc comme :

Dans cette relation, l'ESP (*Equivalent Single Peak*) joue le même rôle que le Tandem Factor F dans l'approche américaine.

L'ESP représente le nombre de cycles de sollicitation mono-pic d'amplitude ε_{eq} nécessaires pour produire le même endommagement qu'un cycle de sollicitation mono-pic d'amplitude maximale $\varepsilon_{z\ max}$ (figure 5).

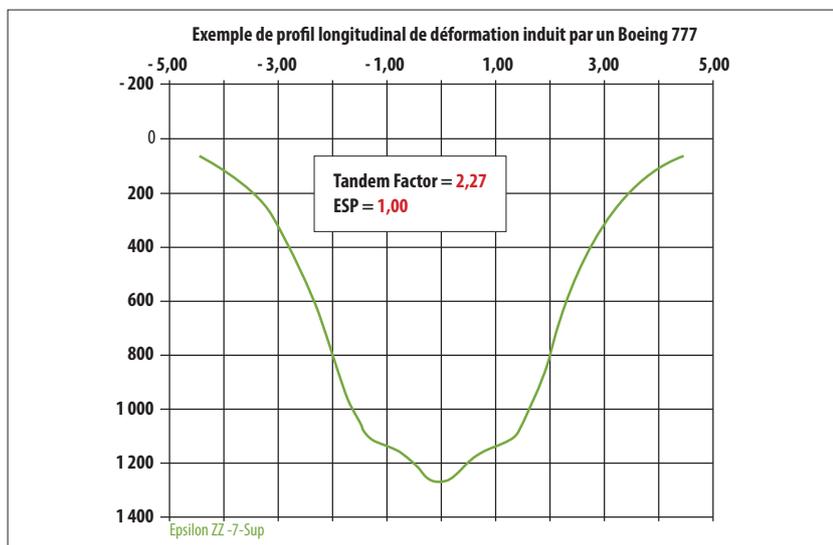
Comparaison entre la méthode française et la méthode américaine

La démarche française procède d'une approche mécanique, par opposition à l'approche géométrique américaine.

Afin de comparer l'impact de ces deux différentes méthodes, des simulations sur plusieurs cas d'études ont été réalisées. Pour chaque cas, la valeur du Tandem Factor F est évaluée et comparée, d'une part, qualitativement à la forme du profil de déformation, et, d'autre part, quantitativement à l'ESP. Ces comparaisons ont mis en évidence la divergence entre ces deux paramètres et le caractère conservatif de l'approche américaine basée sur le Tandem Factor. En effet, le calcul géométrique du Tandem Factor tend à surestimer régulièrement l'endommagement produit par les charges multi-essieux, tandis que l'ESP apparaît plus en adéquation avec les profils de déformation étudiés.

La figure 6 illustre ce phénomène : le profil de déformation fait clairement apparaître un seul pic, ce qui se traduit par une valeur unitaire d'ESP. En revanche, le Tandem Factor calculé géométriquement est de 2,27, ce qui revient à surestimer par ce même facteur l'endommagement créé par l'avion. Ces comparaisons mettent en exergue le conservatisme de l'approche du Tandem Factor qui peut être partie intégrante d'une procédure de dimensionnement. En revanche, l'ACNr devant *in fine* permettre une utilisation optimale du potentiel des chaussées, son évaluation doit être aussi précise que possible.

—Figure 6—
Comparaison du Tandem Factor et de l'ESP pour un exemple de profil de déformation induit par un Boeing 777.



En outre, l'approche mécanique française prend en compte les spécificités de la structure (épaisseurs de couches, caractéristiques mécaniques) et est ainsi plus conforme à la démarche rationnelle.

Pour l'ensemble de ces raisons, les charges multi-essieux sont traitées dans le cadre de l'ACNr grâce au principe de l'intégration de l'endommagement multi-pics.

PRISE EN COMPTE DU BALAYAGE DES AVIONS

Dans la réalité, les passages des avions présentent un écart latéral variable par rapport à leur trajectoire théorique centrée sur l'axe central de la chaussée. La distribution de ces excentremets est généralement assimilée à une loi normale centrée dont l'écart-type σ dépend classiquement de la vitesse de l'avion. Ainsi, les zones circulées à vitesse élevée (piste) sont associées à des valeurs supérieures aux zones à vitesse modérée (voies de circulation). Sur les aires de stationnement, le balayage est généralement considéré comme étant nul.

Les modèles d'endommagements tiennent compte de ce phénomène, qui vient minorer l'endommagement qui résulterait d'un trafic parfaitement canalisé. Cependant, la prise en compte de ce phénomène peut être différente d'une procédure de dimensionnement à une autre.

Le choix d'une valeur d'écart-type σ se heurte à l'universalité de l'ACNr, qui ne dépend pas du type de chaussée (piste, voie de circulation, aire de stationnement). Cependant, l'influence du phénomène de balayage sur la valeur d'ACNr est mineure. En effet, l'ACNr est un indicateur relatif, le balayage de l'avion réel étant identique à celui de la roue simple dont l'ACNr est dérivé.

Dans le cadre de l'ACNr, il est ainsi convenu d'effectuer les calculs en considérant un balayage nul, c'est-à-dire un trafic canalisé.

PROCÉDURE DE CALCUL DE L'ACNr

Le modèle d'endommagement étant fixé, il convient de définir l'ensemble des autres paramètres nécessaires au calcul de l'ACNr, en particulier les structures de chaussées de référence sur lesquelles vont porter le dimensionnement.

STRUCTURES DE CHAUSSÉES DE RÉFÉRENCE

La définition de ces structures de référence pour le calcul de l'ACNr consiste à déterminer les différentes couches : épaisseurs (à l'exception de la couche sur laquelle porte le dimensionnement) et matériaux constitutifs (associés à leurs caractéristiques élastiques : module de Young et coefficient de Poisson).

Idéalement, de telles structures de référence se devraient d'être aussi réalistes que possible. Le large spectre d'avions (masses maximales de l'ordre d'une dizaine de tonnes à plusieurs centaines de tonnes) devant être intégrés au système ACN/PCN imposerait cependant de multiplier les structures de référence pour respecter cette contrainte. En plus de complexifier le système, une telle approche génère des problèmes de continuité et des effets de bord aux transitions entre structures.

Toutefois, les études de sensibilité réalisées ont mis en évidence la stabilité du concept d'ACNr en raison du caractère relatif de l'indicateur. Les valeurs d'ACNr calculées apparaissent ainsi relativement peu sensibles à la structure de référence retenue.

Cette conclusion permet de s'affranchir du réalisme des structures de référence sans porter atteinte au concept d'ACN. Il est donc possible de définir un nombre limité de structures simples afin de traiter la plus large gamme possible d'avions.

Les structures retenues (**tableau 1**) sont fondées sur les matériaux américains P-401/P-403 pour la couche de roulement et P-209 pour la couche de fondation sur laquelle porte le dimensionnement. Néanmoins, comme évoqué précédemment, ce choix n'a que peu d'impact sur les valeurs d'ACNr.

CATÉGORIES DE SOL SUPPORT

Dans le système actuel, l'ACN sur chaussée souple est calculé pour chaque avion pour 4 catégories de sol support caractérisées par une valeur de CBR. Dans la démarche rationnelle, le sol support est caractérisé comme toute autre couche par son module de Young et son coefficient de Poisson.

Les catégories de sol support proposées pour la nouvelle procédure ACNr sont les suivantes :

- catégorie A (actuellement CBR 15) : $E = 200$ MPa représentant toutes les valeurs de E supérieures à 150 MPa ;
- catégorie B (CBR 10) : $E = 120$ MPa, représentant les valeurs de E entre 100 MPa (inclus) et 150 MPa (exclu) ;
- catégorie C (CBR 6) : $E = 80$ MPa, représentant les valeurs de E entre 60 MPa (inclus) et 100 MPa (exclu) ;
- catégorie D (CBR 3) : $E = 50$ MPa, représentant les valeurs de E strictement inférieures à 60 MPa.

-Tableau 1-

Structures de référence pour la procédure de calcul de l'ACNr.

Structure de référence pour aéronefs équipés d'atterrisseurs principaux comportant 2 roues ou moins				
Couche de roulement	Béton bitumineux P-401/P-403	$E = 1\,379$ MPa	$\nu = 0,35$	7,6 cm (3 in)
Couche de base	Grave non traitée P-209	$E = f(t)$	$\nu = 0,35$	Epaisseur variable (dimensionnement)
Sol support	Sol support	$E = f(CAT)$	$\nu = 0,35$	
Structure de référence pour aéronefs équipés d'atterrisseurs principaux comportant plus de 2 roues				
Couche de roulement	Béton bitumineux P-401/P-403	$E = 1\,379$ MPa	$\nu = 0,35$	12,7 cm (5 in)
Couche de base	Grave non traitée P-209	$E = f(t)$	$\nu = 0,35$	Epaisseur variable (dimensionnement)
Sol support	Sol support	$E = f(CAT)$	$\nu = 0,35$	

NOMBRE DE PASSAGES DE RÉFÉRENCE

Le dimensionnement sous-jacent au calcul de l'ACNr doit être effectué pour un nombre de passages fixé de l'avion. Comme les structures de référence, les études de sensibilité réalisées ont mis en évidence la stabilité de l'ACNr et l'influence mineure de ce paramètre, autorisant ainsi un choix arbitral.

Conventionnellement, il est donc proposé de considérer 36 500 passages, correspondant par exemple à 10 passages de l'avion par jour, pour une durée de 10 ans.

NOUVELLE PROCÉDURE DE CALCUL DE L'ACN

À partir des réflexions précédentes, la procédure de calcul de l'ACNr est définie comme suit :

• **Étape 1** : pour la structure de référence correspondant à l'avion et pour la catégorie de sol support choisie, la structure est dimensionnée (l'endommagement est égal à 1,00) pour 36 500 passages de l'avion. Le modèle d'endommagement est celui décrit précédemment : il est fondé sur le critère d'endommagement par déformation permanente du sol support, associé à une loi de type Bleasdale-Wöhler et à la procédure d'intégration de l'endommagement multi-pics.

• **Étape 2** : en conservant la structure obtenue à l'étape 1, il convient de déterminer la DSWL produisant un endommagement unitaire pour 36 500 passages. En pratique, la DSWL est calculée en ajustant la charge verticale agissant sur la roue pour une pression de gonflage conventionnelle fixe de 1,5 MPa. La DSWL ainsi obtenue est équivalente en termes d'endommagement à l'avion considéré. L'ACNr est calculé comme deux fois la DSWL, exprimée en tonnes.

Les ACNr calculés sur la base de cette nouvelle procédure sont indiqués **tableau 2** pour différents modèles d'avions. Les valeurs d'ACN dans le système actuel sont indiquées pour référence et à fins de comparaisons tendanciennes. En effet, la comparaison absolue de ces valeurs n'a que peu de sens, car toute modification portée à l'ACN se traduit en parallèle par une modification de PCN.

-Tableau 2-
Exemples d'ACN calculés selon la procédure actuelle et selon la nouvelle procédure rationnelle.

Avion	Masse maximale	Procédure ACN	ACN sur chaussée souple (F)			
			CAT A	CAT B	CAT C	CAT D
A321-200	93,9 t	Actuelle	53	56	61	67
		Envisagée	47	51	55	63
737-900ER	85,4 t	Actuelle	48	51	56	61
		Envisagée	42	46	51	57
A350-900	268,9 t	Actuelle	66	71	80	111
		Envisagée	67	68	73	87
787-9	251,7 t	Actuelle	66	73	88	118
		Envisagée	62	66	75	98
A350-1000	308,9 t	Actuelle	55	62	76	105
		Envisagée	51	55	67	102
777-300ER	352,4 t	Actuelle	66	74	93	125
		Envisagée	59	65	83	131
A380-800	562,0 t	Actuelle	58	64	75	106
		Envisagée	55	58	64	91

© AIRBUS

PROCÉDURE DE CALCUL DU PCN_r

Une nouvelle procédure de détermination du PCN, sur la base de la méthode multicouche linéaire élastique, est en cours d'évaluation par un groupe de travail composé d'Airbus, de Boeing, de la DGAC (direction générale de l'Aviation civile) et de la FAA. Cette nouvelle procédure reposant in fine sur le calcul de l'ACN_r d'un avion équivalent à un trafic mixte, il est entendu que cette nouvelle méthode PCN_r ne pourra être appliquée que lorsque l'ACN_r sera adopté par l'OACI. À l'inverse, il ne sera pas autorisé d'utiliser les nouveaux ACN_r sur une chaussée dont le PCN repose sur la procédure CBR.

NOUVELLE PROCÉDURE DE CALCUL DU PCN_r

La nouvelle procédure repose sur les conditions réelles d'une chaussée à l'instant de l'évaluation, à savoir l'état structurel de la chaussée et le trafic prévisionnel sur la durée d'utilisation. Le PCN_r sera alors valide uniquement pour cette période d'usage.

-Tableau 4-
Trafic de référence sur l'aéroport fictif.

	Nom de l'avion	Nombre passes	Critère dommage	Kc ou A	Valeur		Valeur équivalente		Dommages maximal		Contribution à cumulé	
					admissible	maximale	sans balay.	avec balay.	sans balay.	avec balay.	sans balay.	avec balay.
1	A 321-200 (Mrw = 93,4t)	146 000	EpZ-sup5	16 000	1 141,9	997,3	997,3	889,5	0,543	0,325	< 0,001	0,135
2	A350-900 (Mrw = 268,9 t)	54 750	EpZ-sup5	16 000	1 419,7	1 129,3	1 306,0	1 091,4	0,687	0,306	0,685	0,303
3	A380-800 (Mrw = 571,0 t)	18 250	EpZ-sup5	16 000	1 811,8	1 103,2	1 306,7	1 119,6	0,229	0,114	0,088	0,060
4	B 737-900 (Mrw = 79,2 t)	109 500	EpZ-sup5	16 000	1 217,2	870,0	870,0	766,9	0,220	0,125	< 0,001	0,135
5	B 787-8 (Mrw = 228,4 t)	36 500	EpZ-sup5	16 000	1 553,4	1 142,0	1,260,0	1,124,7	0,389	0,233	0,026	0,233
6	B 777-300 ER (Mrw = 352,4 t)	43 800	EpZ-sup5	16 000	1 491,8	1 287,2	1 426,9	1 255,5	0,818	0,460	0,818	0,411
	Dommages cumulés	408 800	EpZ-sup5				1 660,0	1 538,5	1,618	1,149		

© AIRBUS

© AIRBUS

Il pourra cependant être évalué à nouveau en cas de réhabilitation majeure de la chaussée ou si le trafic réel observé présente des différences significatives par rapport au trafic original.

RECENSEMENT DES DONNÉES

Le trafic de référence pour l'étude PCN_r pourra être soit celui ayant servi au dimensionnement pour une chaussée neuve, soit celui projeté au moment de l'évaluation, sur la période d'usage théorique restante.

La structure de chaussée sera décrite pour chaque couche composant la chaussée, par son module d'élasticité, son coefficient de Poisson et son épaisseur respective. Pour une chaussée neuve, les données seront celles ayant servi au dimensionnement, mais pour une chaussée en service, il est nécessaire de déterminer ou de confirmer ces paramètres à l'aide de moyens non destructifs (carottages, Heavy Weight Deflectometer (HWD)...). En effet, le vieillissement d'une chaussée, soit par le recouvrement de charges, soit par les conditions environnementales, modifie ses caractéristiques mécaniques.

L'exemple ci-après explicite les étapes menant au PCN_r pour la chaussée d'un aéroport fictif dont les caractéristiques de structure et de trafic sont décrites dans les **tableau 3** et **4**.

-Tableau 3-
Structure de la piste de l'aéroport fictif.

EB-BBSG 3	$E = f(\theta, f)$	$\nu = 0,35$	6 cm
EB-GB 3	$E = f(\theta, f)$	$\nu = 0,35$	18 cm
GNT1	$E = 600 \text{ MPa}$	$\nu = 0,35$	12 cm
GNT1	$E = 240 \text{ MPa}$	$\nu = 0,35$	25 cm
Sol support	$E = 80 \text{ MPa}$	$\nu = 0,35$	

Les données d'entrée étant modélisées, la première étape consiste à calculer le dommage individuel de chaque avion composant le trafic ainsi que le dommage cumulé du trafic mixte (**figure 7**). L'analyse du dommage cumulé se porte alors sur la contribution de chaque avion au dommage maximum du trafic mixte (ici 1,15, ce qui signifie que la chaussée est sous-dimensionnée pour l'accueil du trafic de référence).

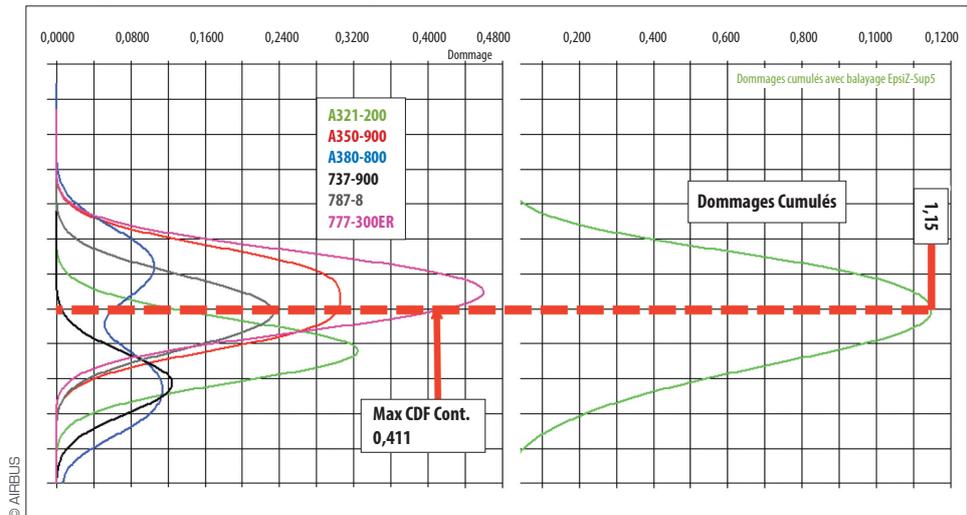
Pour cette étape, il faut veiller à ne pas confondre la contribution individuelle de chaque avion au dommage cumulé maximum, avec le dommage individuel maximum de chaque avion. À titre d'exemple, la contribution au dommage cumulé maximum de l'A321 est 0,135 alors que son dommage maximum est 0,325. De la même façon, l'A350-900 à un dommage maximum de 0,306, inférieur à l'A321, alors que sa contribution au dommage cumulé maximum de 0,303 est supérieure à celle de l'A321. Ceci s'explique par la géométrie des atterrisseurs principaux de ces deux avions et leur positionnement par rapport au lieu du dommage cumulé maximum. Le **tableau 4** indique, pour chaque avion composant le trafic, leur dommage maximum et leur contribution au dommage cumulé maximum.

La deuxième étape consiste à ne retenir que l'avion ayant la contribution au dommage cumulé maximum la plus élevée. Dans cet exemple, il s'agit du 777-300ER, avec une contribution de 0,411 (et un dommage maximum de 0,460). Les autres avions sont alors retirés du trafic et le dommage cumulé maximum enregistré (1,15). Le 777-300ER est appelé avion critique.

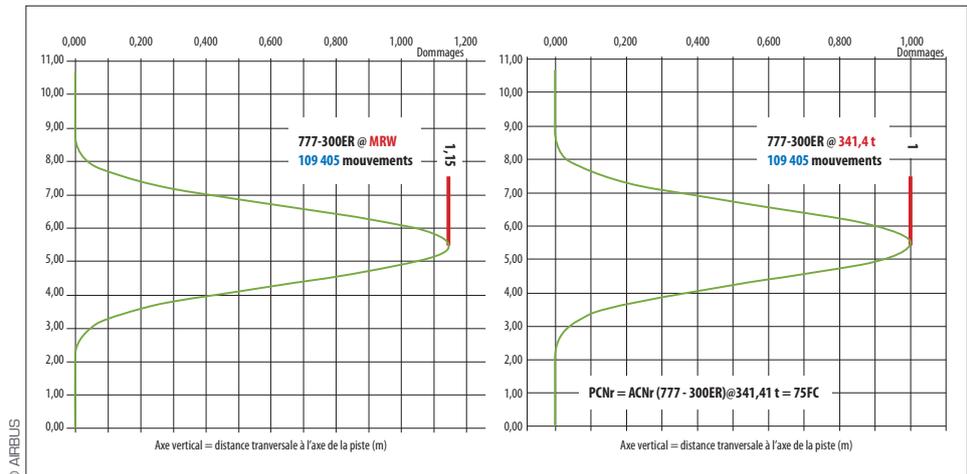
Dans la troisième étape (**figure 8**), il s'agit de rendre l'avion critique, équivalent, en termes de contrainte, au trafic mixte. Pour ce faire, une règle de trois est appliquée au nombre de mouvements de l'avion critique pour atteindre le dommage cumulé maximum du trafic mixte calculé à la première étape. Ainsi, le 777-300ER se voit passer de 43 800 à 109 405 mouvements pour augmenter son dommage maximum individuel de 0,460 à 1,15. Ce nouveau nombre de mouvements est alors appelé nombre de mouvements équivalents, puisqu'appliqué à l'avion critique, il produit le même dommage que l'ensemble du trafic.

La dernière étape doit rendre possible le nombre de mouvements équivalents pour l'avion critique sur la chaussée évaluée. Il s'agit donc d'ajuster la masse de l'avion critique pour se ramener à un dommage cumulé unitaire. Dans le cas d'un dommage supérieur à 1, la masse de l'avion critique est ajustée à la baisse ; dans le cas contraire, elle est ajustée à la hausse. Le PCNr de la chaussée revient alors à calculer l'ACNr de l'avion critique à sa masse ajustée (soit ici 341,4 t au lieu de 352,4 t). Dans cet exemple, l'ACNr du 777-300ER à 341,4 t est 75 pour un sol support de 80 MPa. Le PCN de la chaussée à publier est donc 75 F/C/W/T (F = flexible, C = catégorie du sol support, T = pour une évaluation technique). La lettre W correspond à la limitation des pressions des pneumatiques des avions composant le trafic. Cette codification des pressions a été révisée en 2013 et reste inchangée dans la nouvelle méthode ACN/PCN.

-Figure 7-
Dommage individuel et cumulé du trafic mixte.



-Figure 8-
Illustration graphique des étapes 3 et 4 de la procédure PCNr.



Enfin, cette procédure pourra être répétée pour d'autres avions composant le trafic dont la contribution au dommage cumulé maximum n'est pas négligeable. Il reviendra alors à l'exploitant de choisir judicieusement la valeur de PCNr à retenir en fonction de sa stratégie et du réalisme des opérations sur sa plateforme.

CONCLUSION

Même si les contours de la nouvelle méthode ACN/PCN rationnel sont presque achevés, il reste néanmoins à mettre en œuvre les étapes de vérification et de validation, ainsi que la procédure de validation au sein de l'OACI. Dans cette perspective, des cas réels représentatifs de différents trafics et plateformes seront étudiés afin de prendre en compte les éventuels cas particuliers ou inusuels. De plus, une réflexion est actuellement en cours pour faciliter la transition entre le système actuel et la nouvelle procédure. ■

RÉFÉRENCES

1. RGRA n° 808, juillet-août 2002, pp. 23-27, et n° 840, juin 2005, pp. 29-64.
2. FAA Advisory Circular AC 150/5320-6E.
3. DGAC, STAC, *Méthode rationnelle de dimensionnement des chaussées aéronautiques souples*, « Guide technique », janvier 2014.

DIMENSIONNEMENT RATIONNEL DES PLATES-FORMES DE TRAMWAY SUR RAILS

I. TYPES DE STRUCTURES ET MATÉRIEL ROULANT

La démarche de dimensionnement optimisé des plates-formes de tramway sur rails présentée dans cet article a été développée par l'fsttar, Colas, Eurovia et le groupe NGE. Le modèle proposé reprend les bases du dimensionnement rationnel des chaussées routières, auxquelles des extensions sont apportées afin de prendre en compte les spécificités de la voie tramway.



Vue du tramway nantais.

AUTEURS

Jean-Maurice Balay
Ancien directeur de recherche
l'fsttar

Alan Ezaoui
Ingénieur technique
Direction scientifique et technique
Eurovia management

Étienne Huguet
Ingénieur structures
Direction scientifique et technique
Groupe NGE

Laura Lioux
Ingénieure recherche et développement
Direction Ingénierie des infrastructures
Campus scientifique
et technique (CST)
Colas

La première partie de cet article présente brièvement les différents types de structures et de revêtements des voies tramway, puis décrit la caractérisation du trafic tramway pour le dimensionnement. La seconde présente le modèle aux éléments finis EF-3D retenu pour le calcul des sollicitations mécaniques créées dans la structure par les charges roulantes, et explicite les extensions apportées aux critères d'endommagement du modèle routier.

GÉNÉRALITÉS

Les infrastructures support de la voie représentent une part importante du coût des projets de tramway. L'optimisation de leur dimensionnement a une influence significative sur le budget global de réalisation de ces systèmes de transport urbain. Quand il s'agit du tramway sur pneus, le fonctionnement de la chaussée s'apparente à celui des structures routières. Leur dimensionnement s'inspire directement de la méthode rationnelle routière¹, moyennant diverses adaptations telles que la prise en compte de la canalisation totale du trafic, de vitesses lentes de circulation (structures bitumeuses), enfin de distances au bord longitudinal de

la voie généralement réduites (structures rigides)². Diverses publications traitent du dimensionnement pratique de ces chaussées pour systèmes de transport guidés sur pneus³.

Quand il s'agit en revanche du tramway sur rails, l'application du modèle rationnel routier n'est pas aussi directe. Elle n'est pas encadrée par le référentiel technique en vigueur. En premier lieu, le mode de transmission des charges du matériel roulant à la structure, par l'intermédiaire des rails, est incompatible avec la modélisation axisymétrique et continue du modèle routier classique⁴. Il exige le recours à une modélisation tridimensionnelle discontinue, comme celle permise par la méthode de calcul aux éléments finis (EF-3D). De plus, le formalisme de l'endommagement des matériaux du modèle routier, s'appuyant sur la détermination des sollicitations admissibles vis-à-vis de la fatigue, nécessite diverses extensions, en raison des spécificités des charges (bogies à deux essieux) et du passage à la modélisation EF-3D.

PRINCIPAUX TYPES DE PLATES-FORMES

STRUCTURES

La structure la plus présente sur les réseaux français de tramway reste aujourd'hui la structure tout

béton avec pose des rails sur traverses, mise au point dans les années 1980 avec le renouveau du tramway (Nantes, Grenoble, Strasbourg...). Elle est constituée de traverses bi-blocs en béton et entretoise métallique, elles-mêmes noyées dans une couche de béton de ciment (béton de calage de classe minimale C30/37, usuellement C35/45 assimilé au béton routier BC5) et sur lesquelles sont fixés les rails (**photo 1**).

Ce béton de calage est coulé sur une couche de fondation en béton de classe minimale C20/25, usuellement C25/30 assimilé au béton routier BC3. Une portance minimale de 35 MPa est généralement requise pour le massif support. L'épaisseur du béton de calage sous blochet est le plus souvent comprise entre 8 et 10 cm. Le dimensionnement de cette structure standard porte sur l'épaisseur de la couche de fondation. Elle dépend du niveau de portance du massif support, des performances mécaniques des bétons utilisés et des données de trafic (charges et fréquences des rames, durée de service et trafic routier dans les zones en site partagé et les carrefours).

Cette structure est retenue pour l'exemple de dimensionnement constituant le fil directeur de cet article.

En alternative à cette structure standard, sous l'impulsion de l'ensemble des acteurs du domaine ferroviaire depuis quinze à vingt années, la construction des plates-formes de tramway est marquée par le développement de nombre de structures innovantes. L'objectif : alléger les coûts de génie civil des projets et réduire les délais de construction ainsi que les sujétions liées à la réalisation des travaux dans les contextes difficiles (par exemple : le terrassement dans les hypercentres urbains).

Les variantes portent notamment sur :

- la conception même des structures : la voie verte sur blocs d'augets surélevés proposée par Colas Rail, la voie sur longrines en béton armé... ;
- les matériaux utilisés : matériaux bitumineux ou béton compacté en couche de fondation, voie sur ballast aujourd'hui remise en valeur... ;
- la technique de pose des rails, visant à réduire le nombre de composants de la voie et à alléger la structure, sur ouvrages d'art notamment : structure à rail bas LK41 encastré proposée par Eurovia (**photo 2**)...

Pour une description détaillée de ces structures de voie tramway alternatives à la structure standard, on se reportera à l'article de la RGRA n° 941⁵.

REVÊTEMENTS

Si certaines parties de la ligne peuvent s'en affranchir (structures à rail encastré, voies ballastées en zone périurbaine, voies de dépôt...), la plate-forme de tramway est le plus souvent pourvue d'un revêtement.

-Photo 1-

Structure de tramway standard tout béton avec pose sur traverses bi-blocs, ligne Envol (Toulouse).



© COLAS

-Photo 2-

Exemple de pose à rail bas encastré, pont Saint-Michel (Toulouse).



© EUROVIA

Il assure la planéité de la surface de la voie, permettant ainsi la circulation des personnes, voire des véhicules (voies en site partagé, croisements avec la voirie urbaine...). Les techniques de revêtement sont multiples⁶ : de type modulaire en pavés ou dalles, en enrobé ou en béton éventuellement désactivé, revêtements végétalisés ou stabilisés, en asphalte, en bois...

Les innovations visent en premier lieu à améliorer la durabilité de cette couche de surface, que concernent majoritairement les pathologies observées sur les plates-formes de tramway en service.

À l'exception des voies en site partagé et des carrefours, ces différents revêtements ne participent généralement pas à la reprise des sollicitations créées par les rames tramway. Leur contribution à la rigidité de la structure reste faible. Ils ne sont alors pas pris en compte par le modèle de dimensionnement.

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Parmi les dispositions constructives pouvant nécessiter, a priori et selon le cas, leur prise en compte dans la modélisation et le dimensionnement de la voie, figurent notamment :

- le plan de calepinage des dalles constituant la couche de béton de calage (pose sur traverses) ou la couche de base-roulement (rail encastré) : distances entre joints et géométrie horizontale des dalles hors alignement droit ;
- le traitement des interfaces entre les différentes couches : en particulier, lissage ou rainurage de la surface de la couche de fondation ;
- la présence éventuelle d'une couche anti-vibratile intercalaire ;
- les regards techniques et les émergences ;
- les dispositifs de drainage...

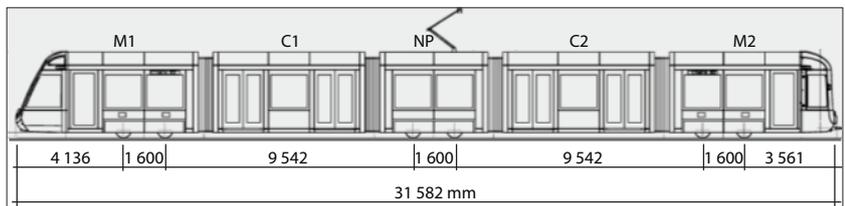
Certaines dispositions peuvent varier le long de la voie. C'est le cas dans les tronçons à faible rayon de courbure où le travelage est généralement réduit (en dessous de 0,60 m exceptionnellement). Sur ces tronçons, de même que dans les zones de carrefour, le goujonnage des dalles peut s'imposer. Ces dispositions constructives relèvent de choix de conception et non du dimensionnement de l'infrastructure : leur justification ne sera donc pas traitée dans cet article.

MATÉRIEL ROULANT : DONNÉES POUR LE DIMENSIONNEMENT

CHARGES ET GÉOMÉTRIE

Les principaux constructeurs équipant les réseaux français de tramway sont Alstom (avec la gamme Citadis), Bombardier (Flexity) et CAF (Urbos). Le modèle Citadis 302 d'Alstom (figure 1) est retenu pour l'exemple de dimensionnement. Il est aujourd'hui utilisé sur les réseaux d'Angers, Dijon, Rouen, Toulouse, Valenciennes... La rame de 32 mètres de longueur est composée de 5 modules articulés reposant sur 3 bogies dont 2 moteurs, situés sous les modules d'extrémité (caisses motrices M1 et M2). Le bogie porteur est implanté sous la caisse centrale (nacelle porteuse NP).

—Figure 1—
Le tramway Citadis 302 d'Alstom (longueurs en mm).



—Tableau 1—
Charges statiques sur essieux de la rame Citadis 302 selon les données Alstom et pourcentages de trafic associés pour l'exemple de dimensionnement (poids en kN).

Occupation (personnes/m ²)	Bogie M1	Bogie NP	Bogie M2	% trafic
À vide	69,78	65,75	67,36	< 0,1
1	75,00	73,83	73,06	14,5
2	80,23	81,92	78,75	57,6
3	85,45	90,00	84,45	15,7
4	90,67	98,09	90,15	12,2
5	95,79	102,08	94,85	< 0,1
6	100,91	106,07	99,54	< 0,1

Entre chaque motrice et la nacelle porteuse s'intercalent des caisses suspendues (C1 et C2). Les caractéristiques nécessaires au dimensionnement de la plate-forme sont principalement l'empattement des bogies (1,60 m), leurs interdistances (11,14 m) et les charges qu'ils supportent. Les charges statiques des bogies en fonction de leur type et du taux d'occupation de la rame sont données dans le tableau 1. En dernière colonne, ce tableau comprend également les pourcentages de trafic journalier associés à chaque niveau de charge, données utilisées pour l'exemple de calcul.

SURCHARGES DYNAMIQUES

Outre les charges statiques appliquées aux pneumatiques (systèmes routiers) ou aux roues (systèmes ferroviaires), les sollicitations supportées par les matériaux de chaussées dépendent de l'amplification de ces charges, induite par le fonctionnement dynamique des véhicules. Le modèle de dimensionnement routier prend implicitement en compte ces effets dynamiques, par le biais des coefficients d'ajustement intervenant dans l'expression des sollicitations admissibles. Cette majoration pour effets dynamiques varie normalement dans la plage + 30 à + 50 %, selon le type de suspension des poids lourds et la qualité d'uni de la chaussée⁷.

D'autres facteurs conditionnent la réponse dynamique des rames de tramway : leurs systèmes de suspension et de motorisation, les joints du rail et les systèmes d'aiguillage, l'usure ondulatoire de la surface du rail et de la roue, l'excitation périodique au passage des traverses ou des selles, l'état général des équipements de voie et donc son âge et son entretien... La valeur de majoration à considérer pour le dimensionnement de la plate-forme de tramway est normalement fixée par la maîtrise d'œuvre. Cette majoration varie le plus souvent entre + 30 % et + 50 %, avec une valeur maximale de 100 %⁸. Dans l'exemple de dimensionnement retenu pour cet article, la majoration dynamique « brute » des charges sera égale à 50 %. Un abattement sera appliqué à cette valeur, considérant que le modèle routier qui constitue le socle du modèle de dimensionnement tramway proposé intègre déjà une majoration dynamique « masquée ». Celle-ci est évaluée par sécurité à + 30 %, valeur minimale publiée. En pratique, une majoration dynamique de + 20 % sera donc adoptée, soit un coefficient de majoration dynamique $K_{dyn} = 1,20$.

CARACTÉRISATION DU TRAFIC POUR LE DIMENSIONNEMENT

Les données d'entrée sont :

- le trafic cumulé N_{rame} : nombre total de passages de rames sur le tronçon de voie considéré et sur

la durée de service de la ligne, généralement fixée à 30, voire 40 années ;

- l'histogramme de distribution des charges statiques sur essieu, quand celui-ci est disponible. Il est composé de N_{his} valeurs de poids à l'essieu $Phis_j$, auxquelles sont associés les pourcentages de trafic p_j , avec $j = 1$ à N_{his} (distribution de charges D1). Cet histogramme reproduit les taux d'occupation des rames résultant de mesures sur les lignes existantes ou d'une modélisation prévisionnelle de la fréquentation de la section à dimensionner. Les données de la **figure 2** seront utilisées pour l'exemple de dimensionnement.

À défaut de ces données, normalement établies par l'unité organisatrice des transports pour le projet étudié, une valeur unique de charge statique sur essieu P_{dim} est spécifiée : il s'agit le plus souvent de la charge maximale sur essieu du matériel roulant concerné. On a alors $N_{his} = 1$, $Phis_1 = P_{dim}$ et $p_1 = 100\%$ (distribution de charges D2). Cette seconde approche s'avérera alors conservatrice et conduira à un surdimensionnement de la structure.

La modélisation mécanique EF-3D de la plateforme (voir partie II de l'article) sera réalisée pour un chargement unique, désigné bogie de référence (poids sur essieu = P_{ref}). Le calcul de l'endommagement de la structure s'effectue sur la base des sollicitations résultant de cette modélisation, auxquelles doit être associé le nombre N_{ref} d'applications de ce bogie de référence, équivalent en termes d'endommagement au trafic cumulé N_{rame} .

En adoptant le principe d'additivité des dommages de Miner, N_{ref} prend l'expression suivante, où b désigne la pente de la droite d'endommagement du matériau et N_{bogie} le nombre de bogies de la rame (= 3 pour le tramway Citadis 302) :

$$N_{ref} = N_{bogie} \times N_{rame} \times \left[\frac{K_{dyn}}{P_{ref}} \times \left[\sum_{j=1}^{N_{his}} p_j \times (Phis_j^{-1/b}) \right]^{-1/b} \right] \quad (1)$$

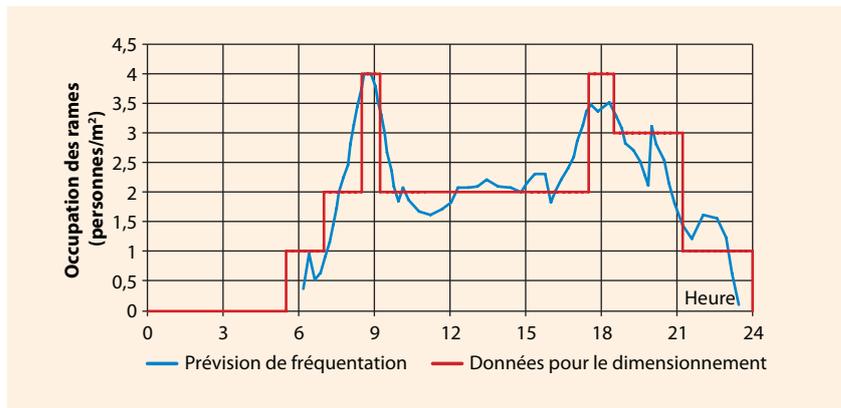
Le rapport $CA = N_{ref}/N_{rame}$ est la transposition, au modèle de dimensionnement tramway proposé, du coefficient d'agressivité de la méthode rationnelle routière. Pour l'ensemble des valeurs numériques fixées plus haut pour notre exemple de calcul, complétées par la valeur $P_{ref} = 100$ kN, les valeurs du coefficient d'équivalence CA sont transcrites dans le **tableau 2**.

Les écarts entre les valeurs de CA obtenues pour les distributions de charges D1 et D2 sont considérables, dans un rapport de 3 à 30 selon le matériau. Ils traduisent le surdimensionnement excessif de la structure qui résulterait du choix pour P_{dim} de la charge maximale sur essieu.

Le **tableau 2** fournit également les valeurs P_{eq} du poids sur essieu d'un bogie unique, équivalent en termes d'endommagement à la distribution de charges D1.

—Figure 2—

Taux d'occupation journalier des rames : données Omnil pour l'Île-de-France (2013).



—Tableau 2—

Exemple de calcul, valeurs du coefficient d'agressivité CA selon le matériau, et valeurs du poids équivalent P_{eq} pour la distribution de charge D1.

Matériau	Pente d'endommagement b	D1 : histogramme de charges selon tableau 1		Données D2 : $P_{dim} = 106,1$ kN
		CA	P_{eq} (kN)	CA
Béton de calage BC5	- 1/16	4,6	85,6	143
Béton de fondation BC3	- 1/15	4,2	85,3	112
Massif support	- 0,222	2,9	82,7	8,9

En dimensionnement courant, la valeur de P_{eq} est normalement supérieure ou égale à la charge sur essieu associée au taux d'occupation d'environ 3 personnes/m². Le paramètre P_{eq} permet la comparaison directe des agressivités de différents histogrammes de charges éventuellement envisagés, indépendamment des valeurs des paramètres k_{dyn} et de P_{ref} .

P_{eq} est donné par la relation :

$$P_{eq} = \left[\sum_{j=1}^{N_{his}} p_j \times (Phis_j^{-1/b}) \right]^{-b} \quad (2)$$

CONCLUSION

Le type de structure retenu pour le projet étudié est fixé : standard tout béton avec pose sur traverses bi-blocs ou structure alternative innovante. Un pré-dimensionnement est réalisé, guidé par l'expérience du projeteur et les analogies éventuelles avec des projets similaires. Le bogie de référence pour le dimensionnement est défini (poids P_{ref} sur essieu, distance inter-essieu selon le matériel roulant du projet). Enfin, l'agressivité, vis-à-vis de la structure, du trafic tramway s'exprime au moyen des coefficients CA agrégeant la fréquence de passage des rames, les taux de fréquentation (personnes/m²) et les histogrammes de charges sur essieux associés. Sur la base de ces données, les étapes suivantes du dimensionnement consistent à réaliser la modélisation mécanique de la structure, puis à déterminer son trafic admissible vis-à-vis de l'endommagement des matériaux. Elles sont l'objet de la partie II de cet article. ■

RÉFÉRENCES

1. NF P98-086 « Dimensionnement structurel des chaussées routières - Application aux chaussées neuves », octobre 2011.
2. J.-M. Balay, F. Breton, S. Buytet, H. Dumont, M. Dunand, « Dimensionnement des plates-formes logistiques selon la démarche rationnelle routière », RGRA n° 916, novembre 2013, p. 26.
3. Certu, *Chaussées bus - Choix des matériaux et dimensionnement structurel*, janvier 2007.
4. Alizé-LCPC, logiciel d'aide au dimensionnement des chaussées selon la méthode française de dimensionnement, www.alize-lcpc.com/.
5. J. Malod-Panisset, « Les tramways français : évolutions et perspectives », RGRA n° 941, décembre 2016, p. 22.
6. Certu, *Plates-formes de tramway, Pathologie et conception*, tome 1 : *Matériaux modulaires*, octobre 2004, tome 2 : *Matériaux non modulaires*, juin 2009.
7. Sétra, *Impacts des systèmes de suspension des poids lourds sur la préservation des infrastructures*, Synthèse des connaissances, décembre 2010.

DIMENSIONNEMENT RATIONNEL DES PLATES-FORMES DE TRAMWAY SUR RAILS

II . MODÉLISATION MÉCANIQUE ET CRITÈRES D'ENDOMMAGEMENT

La démarche adoptée est celle du modèle de dimensionnement rationnel routier. Des adaptations sont cependant nécessaires, afin de prendre en compte les spécificités de la voie tramway. Elles concernent la modélisation mécanique de la structure et les critères d'endommagement des matériaux.



© CHRISTIANE BLANCHARD

Le modèle de dimensionnement rationnel des chaussées routières¹, de nature mécanistique et performantielle, repose sur :

- la détermination des sollicitations créées dans les matériaux par le trafic poids lourds, au moyen d'une modélisation mécanique de la structure de chaussée ;
- des critères d'endommagement fonction des performances des matériaux utilisés et du trafic cumulé poids lourds, intégrant pour les matériaux liés une description probabiliste de l'endommagement par fatigue ;
- un calage global prenant en compte les retours d'expérience et les observations sur les réseaux routiers en service.

Il consiste à vérifier qu'une structure de chaussée prédéfinie peut supporter le trafic poids lourds circulant sur la chaussée pendant la durée de service qui lui est assignée. Le dimensionnement finalisé repose sur un processus itératif portant sur l'épaisseur des couches, voire les performances mécaniques des matériaux, afin de satisfaire ces critères d'endommagement.

Les modalités pratiques d'application de la méthode rationnelle au dimensionnement routier sont supposées connues du lecteur. Seules sont détaillées dans cet article les adaptations et extensions apportées à cette méthode, afin de la rendre

applicable aux plates-formes de tramway sur rails. Le dimensionnement routier comporte également une phase de vérification du comportement au gel-dégel. Cette composante du dimensionnement ne sera pas abordée dans le présent article, ses modalités d'application au tramway restant identiques à celle des structures routières, sauf cas particulier.

MODÉLISATION MÉCANIQUE EF-3D DE LA STRUCTURE

La méthode de calcul aux éléments finis EF-3D est retenue, à défaut d'une autre approche opérationnelle – à notre connaissance – qui simulerait avec réalisme le fonctionnement tridimensionnel et discontinu de ces plates-formes de tramway.

Les calculs aux éléments finis mettent en œuvre un algorithme mathématique discret. De ce fait, leurs résultats constituent une solution approchée, et donc plus ou moins précise, du problème à résoudre, contrairement au modèle pseudo-analytique de la méthode routière², qui permet au plan mathématique une résolution quasi exacte de problèmes axisymétriques et continus. La précision des calculs EF dépend d'un ensemble très complet d'hypothèses et d'options dont le choix relève du projeteur spécialiste du domaine.

AUTEURS

Jean-Maurice Balay
Ancien directeur de recherche
Ifsttar

Alan Ezaoui
Ingénieur technique
Direction scientifique et technique
Eurovia management

Étienne Huguet
Ingénieur structures
Direction scientifique et technique
Groupe NGE

Laura Lioux
Ingénieure recherche et développement
Direction Ingénierie des infrastructures
Campus scientifique et technique (CST)
Colas

Figurent notamment :

- les types d'éléments utilisés, la densité du maillage et son raffinement dans certaines régions « critiques » ;
- l'extension finie du modèle dans les deux directions (EF-2D) ou trois directions (EF-3D), et les conditions aux limites associées ;
- les simplifications à apporter obligatoirement à la structure réelle, afin de pouvoir la modéliser numériquement. Par exemple, pour représenter des fissures ou des joints, faut-il des zones évidées de très faible épaisseur ou des plans de contact dotés de loi d'interface, et, dans ce cas, quelle loi adopter ?
- la schématisation même de la structure et de son fonctionnement : selon les plans d'exécution ou prenant en compte une fissuration probable mais non pathologique compatible avec son bon fonctionnement...

Les caractéristiques du modèle EF-3D utilisé dépendent en premier lieu du type de plate-forme de tramway étudiée, dont la diversité a été signalée. Seules seront mentionnées les principales d'entre elles. Le modèle retenu pour l'exemple de calcul sera ensuite décrit.

PRINCIPALES CARACTÉRISTIQUES DU MODÈLE EF-3D

Le modèle de dimensionnement se voulant opérationnel pour des études de projets courants, les choix suivants sont retenus.

Structure modélisée

La coupe transversale du modèle EF-3D reproduit une voie unique ou les deux voies de la ligne, selon diverses données telles que la distance les séparant ou les dispositions éventuelles assurant la continuité transversale de l'ouvrage (phase unique de bétonnage, ferrailage transversal...). En fonction de leur géométrie et de leur proximité avec la voie, le modèle pourra intégrer également les ouvrages connexes, les regards et chambres de câblage multitubulaire, les massifs porte-Lac (ligne aérienne de contact)... L'étude des croisements avec la voirie urbaine demande généralement une modélisation spécifique.

Comportement des matériaux

Le comportement élastique linéaire et isotrope est retenu pour l'ensemble des matériaux. Pour les matériaux de chaussées, les modules d'Young et les coefficients de Poisson prennent les valeurs spécifiées par la norme NF P98-086, complétée, pour les matériaux bitumineux, par leur courbe de susceptibilité à la fréquence de sollicitation et éventuellement à la température (par exemple : projets dans les DOM-TOM)²⁻³⁻⁴. Pour les autres matériaux (exceptés les blochets en béton et l'acier du rail), les valeurs retenues sont celles fournies par les fiches produits des fabricants (semelle élastomère, produit de scellement...).

Comportement des interfaces

Seules sont retenues les trois hypothèses envisagées par le modèle routier : collage parfait, glissement total avec liaison bilatérale (pas de décollement possible des matériaux dans la direction normale au plan de l'interface), ou semi-collage. Selon les matériaux en présence, le type d'interface est fixé, en pratique, par la norme NF P98-086.

Conditions aux limites du modèle

Les extensions longitudinales et transversales du modèle sont fixées afin que les conditions mécaniques imposées sur ses limites exercent une influence négligeable sur les valeurs des sollicitations déterminantes pour le dimensionnement, calculées par le modèle. Le choix pratique des dimensions horizontales du modèle peut donc nécessiter des modélisations préalables, selon le type de structure, l'épaisseur et la rigidité des matériaux et la portance du massif support. En l'absence de contexte géotechnique particulier, l'épaisseur du massif support est fixée entre 5 et 6 mètres.

Les conditions aux limites génériques sont les suivantes :

- limites latérales : déplacements nuls selon la direction normale à la frontière latérale considérée, imposés sur le massif support exclusivement ;
- limite inférieure : déplacements nuls selon les trois directions xx, yy et zz à la base du massif.

Nature des chargements

Seules sont considérées les charges des roues du tramway, assimilées à des forces ponctuelles, stationnaires et statiques appliquées au sommet du rail, la majoration pour effets dynamiques étant intégrée au coefficient d'agressivité (CA).

La méthode de calcul aux éléments finis permet pourtant de prendre explicitement en compte les chargements en contraintes initiales, traduisant les gradients de température sur l'épaisseur des dalles en béton. Elle permet de calculer les mouvements de cambrure des dalles qui en résultent, ainsi que les sur-contraintes de traction par flexion associées. Ces effets sont pris en compte de façon forfaitaire par le modèle de dimensionnement routier (cf. coefficient k_d intervenant dans l'expression des valeurs admissibles). Le modèle tramway proposé retient cette démarche forfaitaire (cf. coefficient k_{th} défini ci-après). L'intégration au modèle EF-3D de ces chargements thermiques n'est pas retenue. En premier lieu, parce que les données nécessaires au calcul (profils verticaux de températures dans les couches rigides et histogrammes de distribution de ces profils avec le trafic) ne sont généralement pas connues dans le contexte opérationnel. En second lieu, parce qu'il est très probable que le modèle EF-3D proposé exacerbe les effets de ces gradients thermiques, ne prenant en compte ni la micro-fissuration du béton,

ni sa plastification locale dans les zones à très fort niveau de concentration de contraintes (coins des dalles sous gradients thermiques positifs).

Déplacement des charges

La distance entre bogies justifie de négliger leur interaction, sauf configuration exceptionnelle des rames. Le chargement du modèle est alors constitué d'un bogie unique, le bogie de référence (poids à l'essieu P_{ref}). Il est éventuellement dupliqué sur la seconde voie par effet de symétrie du modèle, afin de reproduire les situations de croisement des rames.

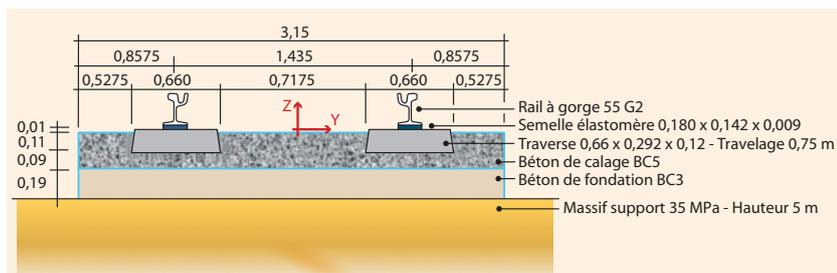
P_0 désigne un point du modèle de coordonnées (x_0, y_0, z_0) situé à la base d'une couche liée ou au sommet d'une couche granulaire ou du massif support. Le calcul de l'endommagement créé en ce point par le passage du bogie de référence nécessite la détermination du chemin de sollicitations $S(x_0, y_0, z_0, X_c)$, également désigné ligne d'influence puis signal multi-pics dans la suite de l'article.

La fonction S représente les variations temporelles de la sollicitation σ_v, ϵ_t ou ϵ_z au point P_0 en fonction de la position du bogie repérée par son abscisse $X_c(t)$. X_c varie de façon discrète entre les limites $x_0 - \Delta$ et $x_0 + \Delta$, Δ étant fixé de sorte que l'effet de la charge soit négligeable à la distance Δ du point P_0 .

En l'absence de toute variation et discontinuité géométrique de la structure sur tout axe XX parallèle à la direction de déplacement de la charge, la fonction S prend l'expression réduite $S = S(y_0, z_0, X_c - x_0)$. Le chemin de sollicitations est alors identique en tout point d'un axe longitudinal (y_0, z_0) . C'est le cas du modèle continu du dimensionnement routier transposé aux chaussées spéciales^{3,4}. En pratique, la modélisation ne considère alors qu'une position unique du chargement.

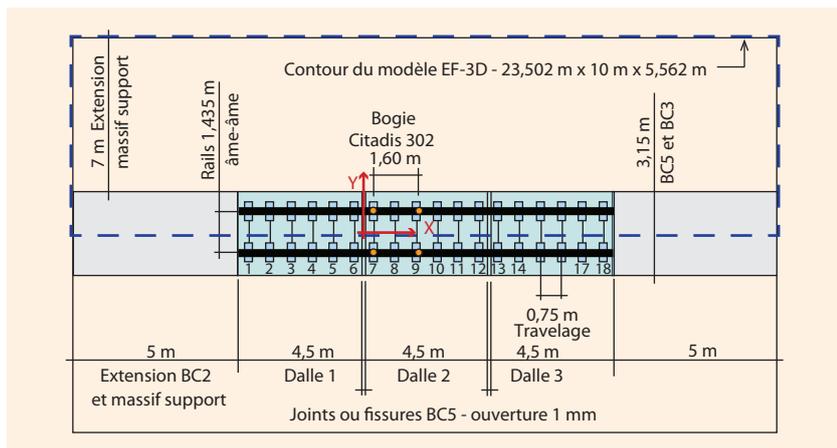
À l'exception des structures de voie à pose continue pour lesquelles le projeteur justifierait d'exclure du modèle tout joint et fissure transversale, la réduction de variables précédente est illégitime dans le cas de plates-formes ferroviaires. Ceci en raison, notamment, de pose discontinue sur selles, des variations d'épaisseur du béton de calage au droit des traverses, de la présence de joints de construction ou de fissures transversales... L'étude de dimensionnement doit alors comporter une succession de calculs EF-3D reproduisant chacun une position différente X_c du bogie de référence.

-Figure 1-
Structure standard, coupe transversale simplifiée pour l'exemple de calcul (longueurs en m).



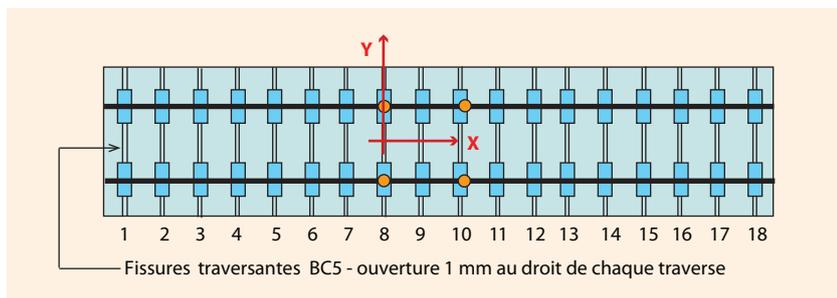
© BALAY/EZAQUI/HUGUET/LIOUX

-Figure 2-
Exemple de calcul : modèle M1, position de charge CH4, vue dans le plan XoY.



© BALAY/EZAQUI/HUGUET/LIOUX

-Figure 3-
Exemple de calcul : modèle M2, béton de calage, position de charge CH1, vue dans le plan XoY.



© BALAY/EZAQUI/HUGUET/LIOUX

EXEMPLE DE CALCUL

Hypothèses et données

L'absence d'interaction entre les deux voies de la ligne est retenue pour l'exemple de calcul. La structure de type standard avec pose sur traverses bi-blocs (figure 1) ne comporte donc qu'une seule voie, supposée en alignement droit. Seule une moitié de cette structure sera représentée par le modèle EF-3D, en raison de sa symétrie et de celle des chargements par rapport à l'axe longitudinal médian de la voie. Deux modes de fonctionnement mécanique de la voie sont envisagés, sur la base des retours d'expérience concernant les mécanismes de fissuration par retrait de ces structures. Ils donnent lieu à deux modélisations distinctes :

- Modèle M1 (figure 2) : le béton de calage BC5 comporte des joints de retrait (ou des fissures de retrait en l'absence de joints) distants de 4,5 m, d'ouverture égale à 1 mm (aucun transfert de charge). Le modèle représente 3 dalles de BC5 couvrant une longueur totale de 13,50 m, reposant sur une couche de fondation BC3 non fissurée, s'étendant sur toute la longueur du modèle (23,50 m). Le travelage est de 0,75 m.
- Modèle M2 (figure 3) : le béton de calage comporte au droit de chaque traverse bi-blocs une fissure transversale de même ouverture 1 mm, mécanisme de fissuration non pathologique observé sur site (photo 1). Les autres caractéristiques de ce second modèle sont celles du modèle M1.

-Photo 1-

Tramway de Grenoble, renouvellement du revêtement, juin 2008.



Les joints et fissures de ces deux modèles sont transversants sur toute l'épaisseur de BC5. Les deux modèles reproduisent de plus la désolidarisation entre le béton de calage BC5 et les 4 faces latérales des blochets en béton. Cette fissuration, de même que les joints et fissures transversales précédentes, est représentée par un évidement du maillage d'épaisseur 1 mm.

Le **tableau 1** contient les valeurs des modules d'Young et des coefficients de Poisson des différents matériaux, retenues pour les calculs. Les conditions d'interface entre les différents matériaux sont les suivantes :

- interfaces BC5 – sous-face des blochets : contact glissant de type bilatéral ;
- interface BC5 – fondation BC3 : contact glissant de type bilatéral ;
- toute autre interface : adhérence parfaite.

-Tableau 1-

Exemple de calcul : paramètres de comportement des matériaux.

Matériau	Module d'Young (MPa)	Coefficient de Poisson
Rail	210 000	0,28
Semelle élastomère	10	0,45
Béton de blochet	45 000	0,25
Béton BC5	35 000	0,25
Béton BC3	24 000	0,25
Massif support	35	0,35

Le chargement du modèle reproduit le bogie de la rame Citadis 302, de distance inter-essieux 1,60 m, avec un poids à l'essieu $P_{ref} = 100$ kN. Les calculs sont réalisés pour les différentes positions de ce chargement portées dans le **tableau 2**, soit 5 calculs pour le modèle M1 et 2 calculs pour le modèle M2. Elles permettent une bonne définition des chemins de sollicitations S : écart sur les abscisses X_c de l'ordre de 0,35 m pour M1 et de 0,07 m pour M2, compte tenu des symétries de la structure et de son chargement.

	Ch1	Ch2	Ch3	Ch4	Ch5
Modèle M1	-0,75	-0,375	0,00	0,375	1,125
Modèle M2	0,00	0,375	/	/	

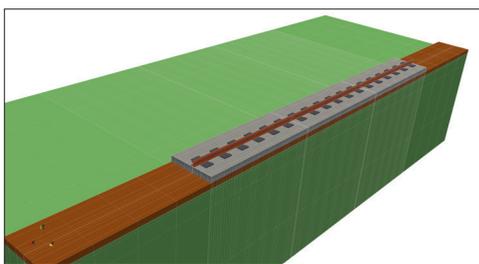
© BALAY/EZAQOUI/HUGUET/LIOUX

Maillage

La construction des maillages et les calculs ont été réalisés à l'aide des codes de calculs aux éléments finis César-LCPC⁵ et Code_Aster⁶ dans un esprit de benchmarking. Les résultats obtenus par les deux logiciels sont en très bon accord, les écarts sur les sollicitations dimensionnantes restant inférieurs à 3 %. Les maillages et résultats présentés dans la suite de cet article sont ceux obtenus par le logiciel Code_Aster.

Les **figures 4 et 5** illustrent les maillages utilisés :

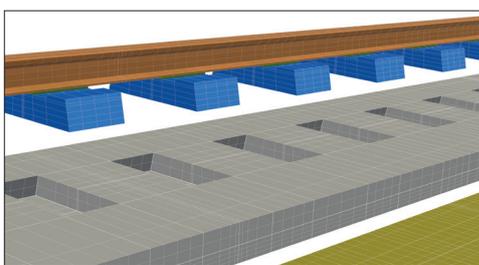
- nombre de nœuds : entre 530 000 et 640 000 selon le modèle M1 ou M2 ;
- nombre d'éléments : entre 190 000 et 240 000. Exceptés les éléments de contact plans, le maillage est constitué d'éléments parallélépipédiques à 27 nœuds et fonctions d'interpolation biquadratiques.



© EUROVIA

-Figure 4-

Exemple de calcul : modèle M1, vue générale du maillage, logiciel Code_Aster.



© EUROVIA

-Figure 5-

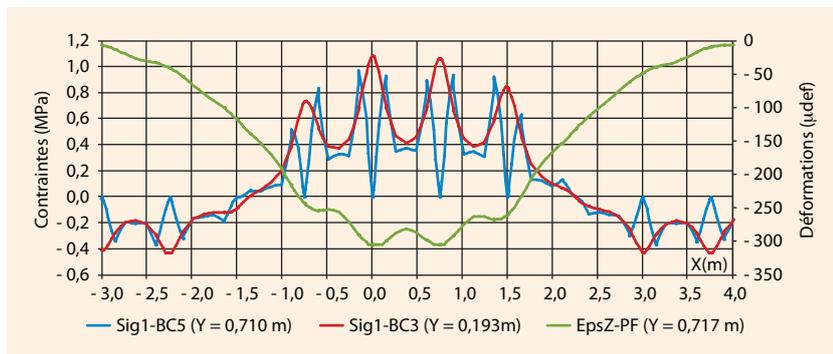
Exemple de calcul : modèle M1, détails du maillage, vue éclatée hors massif support, logiciel Code_Aster.

Résultats des calculs

La **figure 6** présente un exemple de résultats des calculs, sous la forme de profils longitudinaux de contraintes principales majeures dans le plan horizontal XoY (notées $Sig1$) à la base des bétons BC5 et BC3, et de déformations verticales (notées $EpsZ$) au sommet du massif support, pour le modèle M2, chargement Ch1. Les sollicitations de traction et d'extension sont comptées positivement. Pour les 7 calculs réalisés dans le cadre de cet exemple, les contraintes principales $Sig1$, représentant en un point donné la valeur de traction maximale (si $Sig1 > 0$) ou de compression minimale (si $Sig1 < 0$) dans le plan horizontal, se confondent avec les contraintes longitudinales σ_{xx} en ce point (rotations des contraintes nulles ou négligeables dans le plan horizontal XoY).

-Figure 6-

Exemple de calcul : modèle M2, position de charge Ch1, exemple de profils longitudinaux de contraintes (BC5 et BC3) et de déformations (massif support).



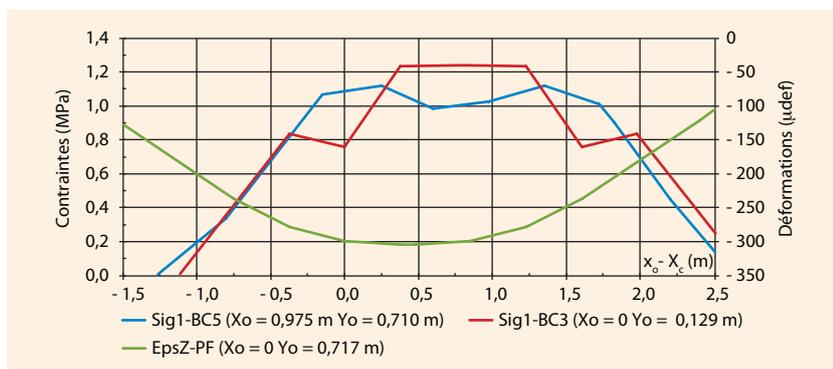
© EUROVIA

Pour chacun des modèles M1 et M2, les figures 7 et 8 représentent les chemins de sollicitations dimensionnantes $S = f(P_o, X_c)$ des matériaux BC5, BC3 et massif support. Ces courbes, également désignées signaux de sollicitations multi-pics, sont déduites des champs de contraintes ou de déformations calculées pour les chargements Ch1 à Ch5 (modèle M1) et Ch1-Ch2 (modèle M2).

En règle générale, les points P_o sont les points du maillage 3D sur le plan de l'interface concernée, auxquels les valeurs extrêmes de sollicitations sont relevées, tous chargements pris en compte. Une exception concerne les déformations ϵ_z au sommet du massif support. En effet, les valeurs de contraction maximales de ϵ_z sont observées sur le profil d'ordonnée $y = 1,575$ m, correspondant au bord longitudinal de la couche de fondation en béton BC3.

-Figure 7-

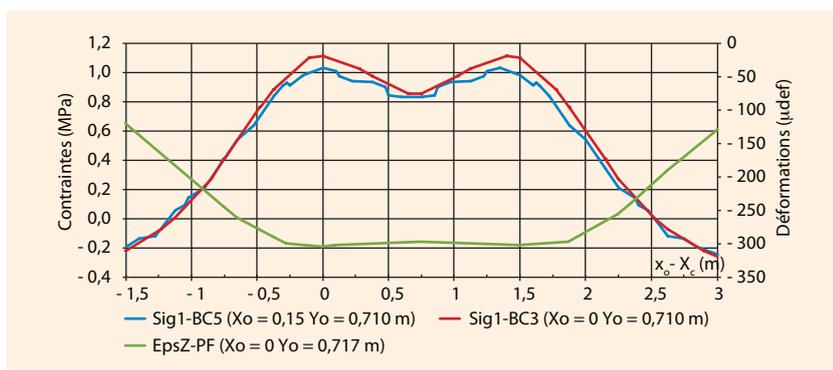
Exemple de calcul : modèle M1, chemins de contraintes (BC5, BC3) et de déformations (massif support) dimensionnants.



© EUROVIA

-Figure 8-

Exemple de calcul : modèle M2, chemins de contraintes (BC5, BC3) et de déformations (massif support) dimensionnants.



© EUROVIA

Sur cet axe, les champs de contraintes et de déformations sont indéfinis, en raison des hypothèses de comportement élastique linéaire des matériaux et de contact parfaitement adhérent pour l'interface BC3-massif support. En règle générale, seul le profil longitudinal correspondant à l'axe du rail ($y = 0,717$ m) sera retenu pour la détermination du point P_o , quand il s'agira de construire le chemin de déformations dimensionnant vis-à-vis du critère d'endommagement du massif support.

Cette analyse critique des champs de sollicitations calculés par les modèles EF-3D s'appliquera a priori à toute structure de voie comportant des interfaces adhérentes ou semi-collées.

LES CRITÈRES D'ENDOMMAGEMENT

Le formalisme général décrivant l'endommagement des matériaux routiers est adopté. Toutefois, pour plus de commodité dans le déroulement des calculs, les critères d'endommagement sont ré-exprimés sous la forme :

$$N_{adm} \geq N_{rame} \quad (1)$$

N_{adm} désigne le nombre cumulé de passages de rames admissibles par un matériau donné de la structure étudiée, et a pour expression :

- Matériaux bitumineux :

$$N_{adm} = \frac{10^6}{CA} \times \left(\frac{\epsilon_z \times k_c \times k_r \times k_s \times k_{th} \times k_{can}}{\epsilon_{teq}} \right)^{-1/b} \quad (2)$$

- Matériaux traités aux liants hydrauliques et bétons de ciment :

$$N_{adm} = \frac{10^6}{CA} \times \left(\frac{\sigma_{\theta} \times k_c \times k_r \times k_s \times k_{th} \times k_{can}}{\sigma_{teq}} \right)^{-1/b} \quad (3)$$

- Matériaux non traités et sols supports :

$$N_{adm} = \frac{1}{CA} \times \left(\frac{A \times k_{can}}{\epsilon_{zeq}} \right)^{1/0,222} \quad (4)$$

Ces expressions font intervenir les coefficients additionnels k_{θ} , k_{th} , k_{can} et s_{eq} ($= \epsilon_{teq}$, σ_{teq} ou ϵ_{zeq}) définis ci-après. Excepté le coefficient CA défini précédemment, les autres coefficients sont définis par la norme NF P98-086 et prennent les valeurs numériques spécifiées par elle. Le coefficient k_r dépend du risque de calcul, dont la valeur relève des choix de la maîtrise d'ouvrage relatifs à la durabilité de la structure et au niveau de service visé. Par analogie avec les structures routières, cette valeur restera normalement inférieure ou égale aux valeurs de risques spécifiées pour la classe de trafic T1 de la norme.

Par exemple, une valeur minimale de 5 % sera adoptée pour le béton de calage ou de base-roulement, et de 10 % pour le béton de fondation, à l'exception toutefois du béton de fondation des

structures avec pose sur traverses bi-blocs (cas de l'exemple de calcul). En effet, la faible épaisseur du béton de calage sous blochets, et l'absence d'adhérence entre béton de calage et béton de fondation, font que la reprise des charges du trafic est principalement assurée par cette couche de fondation.

Sa contribution à l'intégrité structurelle de la plateforme est donc essentielle et une valeur de risque inférieure ou égale à 5 % sera requise pour cette structure. La même valeur maximale de 5 % sera adoptée pour les matériaux bitumineux utilisés en couche de fondation des structures avec pose sur traverses bi-blocs.

CANALISATION TOTALE DU TRAFIC : COEFFICIENT k_{can}

Par rapport à sa trajectoire moyenne, le trafic poids lourds en rase campagne présente un balayage transversal, qui minore son agressivité en comparaison avec celle du même trafic totalement canalisé. Ce balayage résulte à la fois des différences de voie et de monte des essieux et des fluctuations de trajectoires liées à la conduite du véhicule. Le balayage routier est évalué à environ 0,45 m (= 2 écarts-types). Il est pris en compte implicitement dans le dimensionnement rationnel routier par le biais du coefficient de calage k_c . Le coefficient k_{can} exprime l'incidence du balayage transversal routier sur la valeur de k_c :

$$k_{can} = \frac{S_{wan}}{S_{max}} \tag{5}$$

- S_{max} : sollicitation maximale ϵ_r , σ_t ou ϵ_z calculée à l'aide du modèle de dimensionnement routier pour les différents matériaux, en assimilant la structure à une structure routière (non-prise en compte du rail ni des traverses et réservations éventuelles) et en adoptant comme chargement le jumelage standard français de poids total 65 kN.
- S_{wan} : sollicitation équivalente, au sens de Miner, à la distribution des sollicitations $S(Y_j)$ calculées aux N_{wan} points $P(Y_j)$ répartis sur l'axe de symétrie du jumelage transversal à sa direction de déplacement, et situés à la distance Y_j de son centre. Moyennant une discrétisation suffisamment précise, l'histogramme (Y_j, p_j) reproduit le balayage transversal du trafic routier. p_j désigne le pourcentage de charges passant à la distance Y_j de la trajectoire moyenne, en adoptant la loi de probabilité gaussienne d'écart-type 0,225 m.

S_{wan} a pour expression :

$$S_{wan} = \left[\sum_{j=1}^{N_{wan}} P_j \times S(Y_j)^{-1/b} \right]^{-b} \tag{6}$$

Les valeurs de k_{can} calculées pour la structure de l'exemple de dimensionnement, assimilée à cette fin à la structure routière 20 cm-BC5/19 cm-BC3/Massif 35 MPa, sont transcrites dans le **tableau 3**. Pour ce calcul, le pas de discrétisation transversale $Y_{j+1} - Y_j$ est pris égal à 2,5 cm.

-Tableau 3-

Exemple de calcul, valeurs du coefficient de canalisation k_{can} (fonctionnalité Alizé-Lcpc).

Matériau	S_{max}	S_{wan}	k_{can}
Béton de calage BC5	1,415 MPa	1,374 MPa	0,972
Béton de fondation BC3	0,861 MPa	0,832 MPa	0,966
Massif support 35 MPa	161,2 μ def	154,7 μ def	0,960

© BALAY/EZAOUI/HUGUET/LIOUX

VITESSE DES RAMES : COEFFICIENT k_θ

Le coefficient k_θ s'applique exclusivement aux matériaux bitumineux. Il prend en compte l'influence de la vitesse V des véhicules sur leur comportement à la fatigue, outre la température équivalente du site, seul paramètre considéré par le modèle routier.

$$k_\theta = \sqrt{\frac{E(10^\circ\text{C}, 10\text{Hz})}{E(\theta_{eq}, F)}} \tag{7}$$

La norme NF P98-086 ne considère pas la susceptibilité à la fréquence $E(\theta_{eq}, F)$ des matériaux bitumineux. On pourra se reporter aux références bibliographiques^{3,4}.

La fréquence F du signal de déformation $\epsilon_t(t)$ généré dans le matériau par le passage du bogie est reliée à la vitesse V de celui-ci par la relation suivante (unités Hz et km/h) :

$$F = \frac{V}{10} \tag{8}$$

CAMBRURE DES DALLES PAR EFFETS THERMIQUES : COEFFICIENT k_{th}

La modélisation semi-infinie et continue du dimensionnement routier est inapte à reproduire les sur-contraintes résultant à la fois des discontinuités géométriques des structures rigides (joints, bords longitudinaux, fissuration non pathologique) et des cambrures de dalles créées par les gradients verticaux de température sur l'épaisseur du béton. Ces effets combinés sont pris en compte par le biais du coefficient de discontinuité k_d intervenant dans l'expression des contraintes de traction-flexion admissibles.

Au contraire, la modélisation EF-3D retenue pour les plates-formes de tramway reproduit explicitement ces discontinuités géométriques, rendant inapproprié l'usage du coefficient k_d du modèle routier. Restent cependant les effets de cambrure créés par les gradients thermiques, qui ne sont pas simulés par le modèle EF-3D, comme justifié précédemment. Ils sont pris en compte par le biais du coefficient d'effets thermiques k_{th} .

-Tableau 4-
Valeurs du coefficient d'effets thermiques k_{th} .

Béton support des rails ou béton de calage			
Interface glissante BC/BC ou BC/MTLH		Interface ½ collée BC/GB ou BC/EME	
Structure revêtue	Structure non revêtue	Structure revêtue	Structure non revêtue
1/1,25	1/1,40	1/1,20	1/1,25
Couche de fondation en béton ou MTLH			
$k_{th} = k_d$			

© BALAY/EZAOUI/HUGUET/LIOUX

Les différentes valeurs de k_{th} sont transcrites dans le **tableau 4**. Ces valeurs sont en accord avec diverses modélisations numériques avancées, intégrant les chargements en contraintes initiales reproduisant les effets des gradients verticaux de température⁷.

MODÈLE D'ENDOMMAGEMENT MULTI-PICS

Les chemins types des sollicitations créées en un point donné de la structure par le passage du bogie de référence sont illustrés par les **figures 7 et 8**. Ils se caractérisent par une succession de N_{pic} pics de contraintes ou de déformations de valeurs $Spic_j$ ($j = 1$ à N_{pic}) séparés par une séquence de déchargement atteignant la valeur minimale de sollicitation $Sdec_j$ ($j = 1$ à $N_{pic} - 1$). L'endommagement du matériau créé par ce chargement multi-pics dépend des valeurs maximales des sollicitations aux pics et des déchargements inter-pics^{3,4}.

De deux signaux possédant les mêmes valeurs $Spic$ de contraintes ou de déformations aux pics, le plus endommageant est celui qui présente les valeurs les plus élevées de déchargement [$Spic-Sdec$]. L'intégration continue du principe d'additivité des dommages de Miner prend en compte cet effet de l'amplitude du déchargement sur l'endommagement d'une sollicitation multi-pics.

-Tableau 5-
Exemple de calcul : valeurs des sollicitations équivalentes S_{eq} (unités : MPa et μdef).

Modèle	Matériau	$Spic_1$	$Sdec_1$	$Spic_2$	S_{eq}
M1	BC5	1,121	0,984	1,121	1,166
	BC3	0,837 Idem $Spic_3$	0,757 Idem $Sdec_2$	1,242	1,242
	Massif support	- 303,8	/	/	- 303,8
M2	BC5	1,033	0,833	1,033	1,078
	BC3	1,114	0,855	1,114	1,166
	Massif support	- 304,3	- 298,0	- 302,5	- 308,5

-Tableau 6-
Exemple de calcul : trafics admissibles en millions de rames, vis-à-vis de l'endommagement des bétons BC5 et BC3 selon le mode M1 déterminant pour ces 2 matériaux.

σ_c (MPa)	k_c	k_r	$1/k_s$	$1/k_{th}$	k_{can}	σ_{teq} (MPa)	Histogramme D1		Histogramme D2	
							CA	N_{adm}	CA	N_{adm}
Béton de calage BC5 - risque = 5 %, Sh = 1 cm, SN = 1										
2,15	1,5	0,780	1	1,25	0,972	1,166	4,6	> 150	142	27,7
Béton de fondation BC3 - risque = 5 %, Sh = 2 cm, SN = 1										
1,63	1,5	0,745	1,2	1	0,966	1,242	4,2	2,9	112	0,11

-Tableau 7-
Exemple de calcul : trafics admissibles en millions de rames, vis-à-vis de l'endommagement du massif support selon le mode M2 déterminant pour le massif.

A (μdef)	k_{can}	ϵ_{zeq} (μdef)	Histogramme D1		Histogramme D2	
			CA	N_{adm}	CA	N_{adm}
12 000	0,960	- 308,5	2,9	4,2	8,9	1,4

Elle permet de déterminer la valeur S_{eq} de la sollicitation unique, exerçant le même dommage que le chemin complet de sollicitations :

$$S_{eq} = \left[\sum_{j=1}^{N_{pic}} (|Spic_j|^{-1/b}) - \sum_{j=1}^{N_{pic}-1} (<Sdec_j>^{-1/b}) \right]^{-b} \quad (9)$$

avec :

- matériaux traités : $<x> = x$ si $x > 0$ sinon $<x> = 0$
- matériaux granulaires et massif support : $<x> = -x$ si $x < 0$ sinon $<x> = 0$

Pour cet exemple de calcul, partant des chemins de contraintes et de déformations reproduits dans les **figures 7 et 8**, l'équation 9 conduit aux valeurs de sollicitations équivalentes S_{eq} transcrites dans le **tableau 5**.

En situation de chargement mixte (voie en site partagé, carrefour, croisement des voies en station...), les critères d'endommagement établis selon la même démarche d'intégration continue de Miner s'exprimeront en termes de dommages cumulés et non de sollicitations équivalentes^{3,4}.

EXEMPLE DE CALCUL : TRAFICS ADMISSIBLES

Il est admis que, sur un même tronçon de ligne, les modes de fonctionnement M1 et M2 de la voie peuvent coexister. Les valeurs de sollicitations équivalentes S_{eq} retenues pour le calcul des trafics admissibles sont alors (**tableau 5**) : $\sigma_{teq} = 1,166$ MPa et $\sigma_{teq} = 1,242$ MPa respectivement pour les matériaux BC5 et BC3 (modèle M1) et $\epsilon_{zeq} = - 308,5 \mu def$ pour le massif support (modèle M2).

Les **tableaux 6 et 7** détaillent les valeurs numériques des différents paramètres nécessaires au calcul des trafics admissibles N_{adm} . Ils donnent, pour les histogrammes de distribution de trafic D1 et D2, les valeurs des trafics admissibles par les matériaux BC5, BC3 et le massif, valeurs calculées à partir des équations 3 et 4.

DISTRIBUTION DE TRAFIC D1

- Critère dimensionnant : endommagement par fatigue de la couche de fondation BC3 selon le modèle de fonctionnement M1.
- Trafic admissible : 2,9 millions de rames Citadis 302.
- Soit un trafic journalier moyen de 265 rames sur une durée de service de 30 années (200 rames sur 40 années), valeurs représentatives des fréquences d'utilisation du tramway sur les lignes les plus circulées des réseaux des moyennes et grandes agglomérations.
- Poids moyen sur essieu en termes d'endommagement : 85,3 kN.
- Soit un taux de fréquentation moyenne des rames de 2,7 personnes/m².
- Pour la structure étudiée et pour la distribution de trafic D1, les risques d'endommagement du

béton de calage BC5 sont exclus : son trafic admissible théorique excède très largement la limite supérieure de validité du modèle de fatigue dans les applications routières (de l'ordre de 100-150 millions de chargements).

DISTRIBUTION DE TRAFIC D2

- Critère dimensionnant : endommagement par fatigue du béton de fondation BC3 selon le modèle M1.
- Trafic admissible : 0,11 million de rames Citadis 302.
- Soit un trafic journalier moyen de 10 rames sur une durée de service de 30 années. Cette valeur sensiblement inférieure à la limite basse d'utilisation du tramway sur tous réseaux remet en cause l'hypothèse de charge maximale adoptée pour cette distribution de trafic D2.
- Poids moyen sur essieu en termes d'endommagement : 106,1 kN.
- Soit un taux de fréquentation moyenne des rames de 6 personnes/m².

CONCLUSION

La démarche de dimensionnement des plates-formes de tramway sur rails proposée apporte une réponse à l'absence actuelle de référentiel technique dans ce domaine, situation préjudiciable à l'optimisation technico-économique de ces structures. L'exemple de calcul d'une structure en service et éprouvée sur divers réseaux illustre dans le détail les conditions de mise en œuvre pratique du modèle proposé. Moyennant une hypothèse d'occupation des rames réaliste (distribution D1), il conduit à une évaluation du trafic admissible par cette structure en bon accord avec les fréquences de passage du tramway sur ces réseaux. Il montre également l'incidence considérable, sur la durabilité théorique des infrastructures de voie tramway, de la valeur de la charge sur essieu retenue pour les calculs. La méthode de dimensionnement et les valeurs prêtées aux données nécessaires à sa mise en œuvre forment un tout. Pour le modèle de dimensionnement qu'ils proposent, les auteurs

considèrent que la distribution de trafic D2 (toutes charges sur essieux assimilées à la charge maximale, soit un taux de fréquentation moyenne de 6 personnes/m²) conduirait à un surdimensionnement excessif de l'infrastructure.

L'exemple recourt à diverses hypothèses et formulations numériques propres au type de structure retenu (tout béton avec pose sur traverses bi-blocs) et à sa configuration (modèle à voie unique). L'application du modèle à d'autres types de structure ou à d'autres configurations nécessitera une analyse critique de ces diverses hypothèses et formulations, pouvant déboucher sur d'autres choix.

Par ailleurs, les deux modes de fonctionnement M1 et M2 les plus probables, observés sur les structures en service, ont été envisagés, sans a priori sur certaines options constructives telles que, par exemple, le calepinage du béton de voie. La réalisation de joints de retrait transversaux à espacement suffisamment faible ou la proximité des joints de construction privilégiera le mode M1. En revanche, l'absence de joints sur un linéaire suffisamment long ou l'emploi de traverses à double entretoise privilégierait le mode M2.

Le modèle présenté se veut applicable, a priori, à tout type de plate-forme de tramway. En conséquence, la présentation très complète de ses différentes composantes pourrait donner l'impression d'une mise en œuvre relativement fastidieuse. Pour un type de structure donné, des simplifications pourront être apportées à la démarche générale de calcul exposée, afin d'accroître sa commodité de mise en œuvre, par exemple pour identifier rapidement les positions de charge à considérer, ou pour adapter à ce type de structure tramway la relation entre trafic admissible et épaisseur de la couche de fondation du dimensionnement routier.

Les auteurs estiment que la démarche proposée pourra servir de base constructive à de futures recommandations pour le dimensionnement des plates-formes de tramway sur rails, qui seraient partagées par l'ensemble des acteurs publics et privés du domaine. ■

Remerciements

Les auteurs remercient Claire Girardeau pour sa contribution active aux travaux de modélisation numérique présentés (École des Mines de Nancy, projet de fin d'études 2016).

RÉFÉRENCES

1. NF P98-086 « Dimensionnement structurel des chaussées routières - Application aux chaussées neuves », octobre 2011.
2. Alizé-Lcpc, Logiciel d'aide au dimensionnement des chaussées selon la méthode française de dimensionnement, www.alize-lcpc.com/.
3. J.-M. Balay, F. Breton, S. Buytet, H. Dumont, M. Dunand, « Dimensionnement des plates-formes logistiques selon la démarche rationnelle routière », RGRA n° 916, novembre 2013, p. 26.
4. Stac, *Méthode rationnelle de dimensionnement des chaussées aéronautiques souples*, Guide technique, Direction générale de l'aviation civile, décembre 2013.
5. César-LCPC, Logiciel aux éléments finis pour le génie civil, www.cesar-lcpc.com/.
6. Code_Aster, Analyse des structures et Thermo-mécanique pour des études et des recherches, <http://www.code-aster.org/>.
7. S. Salasca, *Phénomènes de contact dans les chaussées en béton, modélisation théorique et validation*, thèse de doctorat, université de Nantes-École centrale de Nantes, juillet 1998.

DIMENSIONNEMENT DES LGV

IMPACT DES ACCÉLÉRATIONS SUR LES COUCHES DE BALLAST

Les lignes à grande vitesse (LGV) sont particulièrement sujettes aux problèmes de désorganisation géométrique des couches de ballast, engendrés sous trafic ferroviaire. L'analyse du problème a été effectuée dans le cadre d'une thèse, qui attribue essentiellement l'origine des désordres aux champs d'accélération induits au passage de charges roulantes. L'approche développée permet d'étudier un certain nombre de dispositions constructives (dont l'insertion d'une couche bitumineuse sous ballast) propres à limiter l'ampleur du phénomène.

AUTEURS

Antoine Martin
Centre de recherche
Eurovia

Olivier Chupin
MAST, LAMES
Ifsttar

Jean-Michel Piau
MAST, LAMES
Ifsttar

Pierre-Yves Hicher
GeM
École centrale de Nantes



Sous l'effet de la circulation répétée des trains, les voies ferroviaires ballastées font l'objet de divers mécanismes d'endommagement. L'un des principaux désordres observés dans les couches de ballast est celui d'une dégradation progressive de leur géométrie (déformations permanentes) qui se répercute sur celle des rails. Afin de maintenir les conditions d'exploitation des voies au niveau souhaité et de respecter les critères de sécurité, ces dégradations doivent être périodiquement corrigées à l'aide de différentes opérations de maintenance.

Ce type de dégradation touche en particulier les lignes à grande vitesse (LGV) dont le maintien au niveau nominal nécessite une fréquence d'intervention particulièrement élevée, à l'origine de coûts d'exploitation directs et indirects importants. Les retours d'expérience sur ces lignes indiquent de plus que l'augmentation des vitesses d'exploitation (de l'ordre de 270 km/h à l'origine à plus de 300 km/h aujourd'hui), encouragée dans le contexte de modernisation des transports publics et d'intensification des volumes de trafic, est clairement un facteur aggravant du phénomène.

Partant de ce constat, des travaux de recherche ont été réalisés dans le cadre d'une thèse¹ effectuée au

laboratoire Auscultation, modélisation et expérimentation des infrastructures de transport (LAMES) de l'Ifsttar, dans l'objectif :

- de mieux comprendre l'origine des désordres géométriques apparaissant dans les couches de ballast des LGV ;
 - de rechercher des solutions constructives permettant d'atténuer ces désordres, notamment aux vitesses de circulation les plus élevées.
- Cet article restitue les principaux résultats obtenus.

EFFET DES ACCÉLÉRATIONS SUR LE TASSEMENT DU BALLAST

ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Les mécanismes de dégradations de la géométrie des couches de ballast ont fait l'objet de nombreux travaux de recherche expérimentaux et numériques par le passé. L'une des approches privilégiées d'étude du phénomène a consisté à reproduire en laboratoire le phénomène de tassement de ballast sous chargement cyclique (domaine fréquentiel) sur des portions de voies reconstituées, soit à échelle réduite, soit à échelle réelle.

De manière générale, ces recherches confirment les observations de terrain sur le fort impact de la fréquence de chargement (et donc, par extension, celui de la vitesse de circulation) sur le taux de tassement des ballasts. Sur la base de leurs résultats d'essais, Valérie Bodin² et Ali Al Shaer³ associent le phénomène à des réarrangements de l'assemblage granulaire du ballast, dus à son « agitation ».

Cette assertion a été confirmée par les travaux de Gilles Foret, Ximena Oviedo, Karam Sab et Pierre-Étienne Gautier⁴ qui montrent un changement du comportement mécanique du ballast en fonction du couple fréquence-amplitude de chargement. Si la structure granulaire est plutôt stable à faible fréquence (même sous fortes amplitudes de sollicitation), elle peut se désorganiser à mesure que la fréquence augmente et pour des amplitudes bien moindres.

À partir d'un certain seuil (fréquence et amplitude critiques) fonction du conditionnement des échantillons de ballast, cette désorganisation conduit à des vitesses de tassement importantes caractérisées par des mécanismes d'écoulements de l'ensemble granulaire, aussi qualifiés par certains auteurs de « liquéfaction » ou « fluidification » du ballast. Le cas limite – loin toutefois a priori de la situation évoquée dans cet article – est celui de la compaction des massifs de ballast (bourrage) sous sollicitation à haute fréquence (> 70 Hz).

Ces conditions critiques de sollicitation ont été traduites par Valérie Bodin² et Ali Karrech⁵ en termes de seuils d'accélération verticales. Pour les traverses, elles correspondent à des niveaux d'accélération (dirigée vers le haut) mesurés en laboratoire de l'ordre de 1,4 g (14 m/s²). Par le calcul, Valérie Bodin estime que ces conditions conduisent dans la masse de ballast à des niveaux d'accélération (dirigée vers le bas) proches de 1 g. Ces travaux ont permis de compléter les premières lois de tassement établies sur la base d'essais triaxiaux à faible fréquence par un terme « dynamique »⁶, rendant compte de l'incidence de la vitesse de circulation. Ces lois peuvent être utilisées à des fins pratiques d'optimisation des stratégies de maintenance des voies ferroviaires et de planification des interventions sur site.

ANALYSE ADIMENSIONNELLE

Une analyse adimensionnelle contribue à donner une explication de principe sur l'impact potentiel des accélérations sur le comportement des grains de ballast et à montrer qu'a priori les accélérations les plus préjudiciables sont celles dirigées vers le bas.

Si l'on considère l'effet d'un champ d'accélération homogène sur la charge limite F_0 d'une fondation circulaire rigide, reposant sur un massif granulaire frottant non cohésif, pour une fondation de rayon R , reposant sur un massif pesant d'angle de frottement φ , F_0 revêt nécessairement la forme :

$$F_0 = \rho g R^3 f(\varphi)$$

où ρ est la masse volumique du massif granulaire et $f(\varphi)$ une certaine fonction adimensionnelle de l'angle de frottement. La présence du facteur ρg dans cette expression indique que la force F_0 verticale exercée sur la fondation est équilibrée par les forces de contact granulaire résultant du poids propre du matériau.

Si l'on considère un champ d'accélération homogène γ (positif vers le bas), générateur du champ de forces d'inertie $\rho\gamma$ dans le repère lié au massif, l'équation précédente devient, du fait de l'équivalence entre forces gravitationnelles et inertielles :

$$F_\gamma = \rho(g - \gamma) R^3 f(\varphi) = F_0 \left(1 - \frac{\gamma}{g}\right) < F_0$$

Cette inégalité met ainsi en évidence l'effet déstabilisateur d'accélération dirigées vers le bas sur la capacité portante de la fondation. Sans surprise, dans le cas extrême d'une chute libre, la charge limite de la fondation s'annule ($F_\gamma = 0$). D'un point de vue physique, on peut interpréter cet effet comme résultant d'une perte de confinement du milieu granulaire et d'une diminution des forces de contact entre grains (forces normales, forces de frottement tangentielles) venant s'opposer à la force exercée sur la fondation. On conçoit alors que des accélérations vers le bas suffisamment élevées puissent conduire, pendant les brefs instants où elles se produisent au passage des roues, à de micro-déplacements des grains de ballast, qui, par cumul, finissent par générer d'importantes déformations sous blochets.

Une étude par analyse limite plus complète et plus réaliste (non reprise ici) de l'équilibre d'une couche de ballast soumise aux champs d'accélération tels que ceux présentés plus loin (figure 5) a confirmé le bien-fondé de cette approche et permet de préciser la forme potentielle des champs de vitesse instantanée des grains de ballast au passage des charges (par exemple : mécanisme de rotation de sous-ensembles de grains, des cases chargées vers les cases voisines non chargées, le long de spirales logarithmiques...).

À la lumière des éléments bibliographiques et de ces analyses, cette étude a donc été orientée vers le calcul des accélérations prenant corps dans les voies ferroviaires et vers la détermination d'une valeur seuil d'accélération γ_{ref} à ne pas dépasser dans le cadre des hypothèses du modèle, afin de limiter l'impact des passages de train sur la géométrie des couches de ballast.

CALCUL DE LA RÉPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES FERROVIAIRES AU PASSAGE D'UN BOGIE

MODÈLE DE CALCUL, LOGICIEL VISCORAIL

Le calcul théorique de la réponse dynamique des voies ferroviaires sous charge roulante a été développé sur la base des hypothèses et éléments

À noter

L'hypothèse de couche continue pour le ballast est justifiée dans la thèse sur la base d'essais triaxiaux et de simulations par éléments discrets. Pour nos besoins, une modélisation élastique s'avère acceptable à condition de choisir le module en fonction de celui de la couche sous ballast (cf. modélisation des couches de grave non traitée (GNT) en dimensionnement routier, à travers des valeurs de module d'Young en progression géométrique).

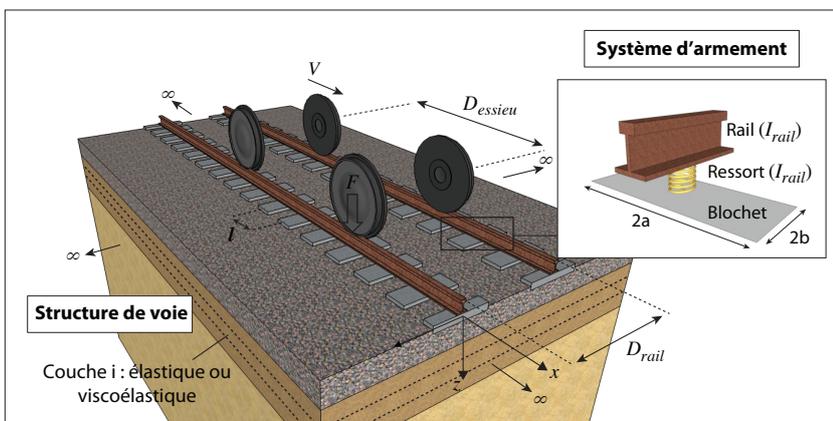
présentés ci-après. Il a donné lieu à l'écriture du code ViscoRail, qui fournit, essentiellement en sortie, les champs d'accélération dans le ballast et les couches sous-jacentes, en fonction des paramètres physiques de voie (armement + massif support) et des forces supportées par les bogies et de leur vitesse.

La méthode de calcul développée est de type semi-analytique. Elle repose sur une idéalisation de la géométrie et du fonctionnement des voies ferroviaires, supposées rectilignes, sans défaut et soumises au passage de charges d'intensité invariable, circulant à vitesse constante⁷⁻⁸. L'ensemble des matériaux (y compris le ballast) est supposé posséder un comportement élastique ou visco-élastique dans le cas de couche bitumineuse. La méthode repose sur une technique de sous-structuration du modèle de voie qui consiste à résoudre de manière itérative (par une méthode de point fixe) les équations mécaniques liées, d'une part, au système d'armement, composé des rails et des traverses, et, d'autre part, à la structure de voie (figure 1). La connexion entre ces deux sous-systèmes est assurée par la distribution de pression $p(x, t)$ sous blochets.

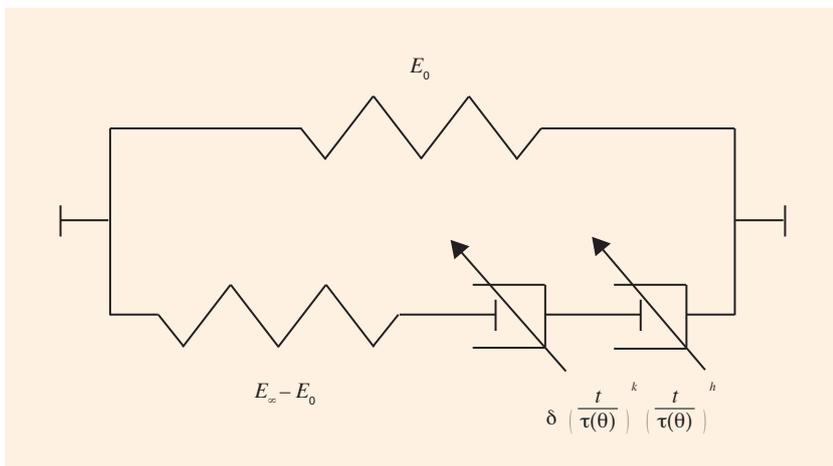
Les rails sont représentés par des poutres d'Euler-Bernoulli (espacées de D_{rail} , de moment d'inertie I_{rail} et de module d'Young E_{rail}) reposant sur des ressorts élastiques linéaires positionnés au niveau de chaque centre de traverse (d'entraxe l). Ces ressorts (de rigidité k_{spr}) symbolisent l'ensemble de la connexion « semelle sous rail + traverse (+ patin sous traverse éventuellement) ». La structure de voie est modélisée par un massif multicouche semi-infini incluant le ballast. La réponse du massif multicouche, soumis à la distribution de charge $p(x, t)$, est calculée à l'aide du programme numérique ViscoRoute[®] 2.0⁹⁻¹¹, initialement dédié aux chaussées routières. En raison cependant de la différence de dépendance en temps entre le chargement $p(x, t)$ à considérer ici et le chargement pris en compte dans ViscoRoute (charge roulante sur chaussée et non pas sur rails), ce calcul n'est pas direct. La distribution $p(x, t)$ est alors décomposée en un continuum d'ondes de chargement se déplaçant à des vitesses constantes mais différentes les unes des autres. La linéarité du problème permet d'effectuer des calculs ViscoRoute pour chaque onde et de les recombinaison pour obtenir la réponse globale de la structure à la sollicitation $p(x, t)$.

L'un des avantages de ViscoRail, outre le fait de conduire à de courts temps de calcul (quelques minutes), est de pouvoir modéliser, à travers la loi de Huet-Sayegh¹²⁻¹³, la présence de couches bitumineuses à comportement viscoélastique (voir encadré et figure 2).

-Figure 1-
Modèle de voie ferroviaire considéré dans ViscoRail (z > vers le bas).



-Figure 2-
Représentation schématique du modèle rhéologique de Huet-Sayegh (2 ressorts + 2 amortisseurs paraboliques).



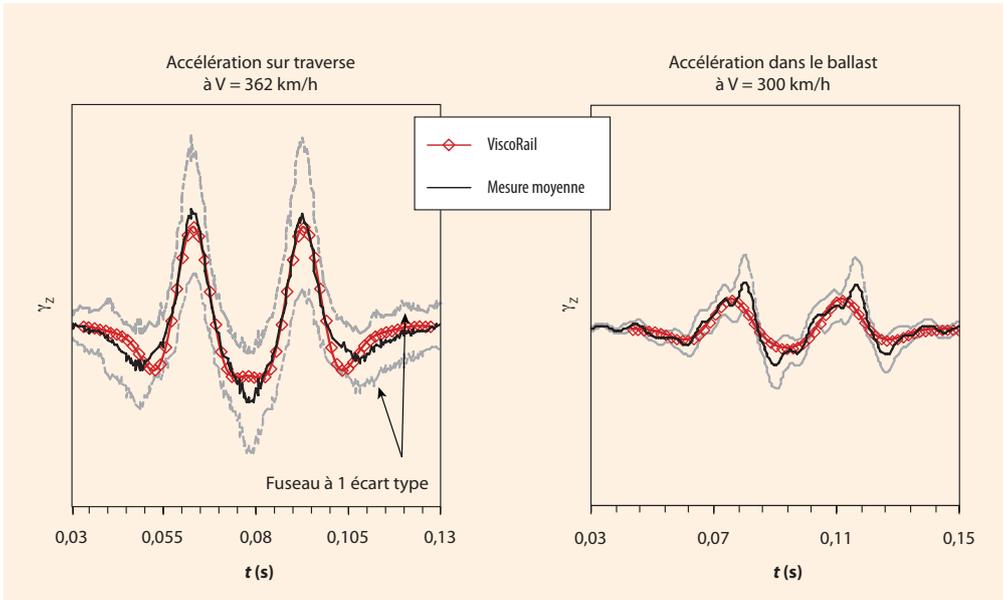
Modèle thermo-visco-élastique de Huet-Sayegh dans le domaine fréquentiel

$$E^*(\omega, \theta) = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta(j\omega\tau(\theta))^{-k} + (j\omega\tau(\theta))^{-h}}$$

$$\tau(\theta) = \tau_0 e^{(A_1\theta + A_2\theta^2)}$$

VALIDATION DE LA PERTINENCE DU MODÈLE PAR COMPARAISON AVEC DES MESURES SUR VOIE

Un aspect important du travail de thèse a consisté à simuler un certain nombre de cas de terrain bien répertoriés (structure de voie, armement, données matériaux, poids et vitesses des charges...) pour lesquels des mesures expérimentales de déflexion et d'accélération de voie avaient été effectuées. Sans les détailler, les comparaisons obtenues à partir des fuseaux de valeurs mesurées ont permis de valider quantitativement la pertinence du modèle développé et donc de son application à des fins d'études paramétriques. À titre illustratif pour les accélérations verticales (γ_z), l'une des comparaisons ainsi menées est présentée sur la figure 3.



-Figure 3-
 Comparaison entre les évolutions temporelles d'accélération verticale calculées avec ViscoRail et mesurées sur voie au passage d'un bogie (moyennes et écarts-types sur plusieurs passages). (Nota : courbes adimensionnalisées ; même échelle pour les 2 figures).

ACCÉLÉRATIONS TYPES CALCULÉES SUR STRUCTURE DE RÉFÉRENCE

Afin de définir la valeur seuil d'accélération γ_{ref} de la démarche, c'est la structure de référence caractérisée par les valeurs des paramètres de conception figurant dans les tableaux 1 et 2 qui est considérée dans la suite de l'article.

Ces tableaux correspondent à une LGV classique française, décomposée en 3 couches (ballast, sous-couche, sol) et munie d'un système d'armement usuel. Le chargement est constitué d'un bogie composé de deux essieux espacés de $D_{essieu} = 3$ m, avec des charges à la roue d'intensité $F = 8 \times 10^4$ N.

Le calcul de γ_{ref} est par ailleurs effectué pour la vitesse de circulation 75 m/s (270 km/h), qui, d'après les retours d'expérience, conduit à des taux de maintenance généralement considérés comme admissibles. Bien entendu, rien n'empêcherait à l'usage de la présente méthode, d'adapter ce choix de γ_{ref} .

La figure 4 montre un exemple type de cartographie 3D des accélérations verticales calculées dans le ballast à position de charge donnée. On constate que les pics d'accélération (vers le bas comme vers le haut) sont obtenus sous les rails. Les pics d'intensité maximale sont dirigés vers le haut ($\gamma_z < 0$) et situés sous les roues. Les accélérations vers le bas ($\gamma_z > 0$) se produisent de part et d'autre des essieux, avec un effet cumulatif dans la zone inter-essieux.

La figure 5 montre la position de bogie (essieux situés entre traverses) et le profil horizontal γ_z sous rail correspondant, qui conduit, parmi toutes les positions de charge, à la valeur maximale d'accélération $\{\gamma_z\}^{bas}$ dirigée vers le bas, en sub-surface de ballast. Cette valeur, égale à 2,95 m/s^2 , est prise par la suite comme seuil de référence γ_{ref} à ne pas dépasser dans le cadre de cette étude.

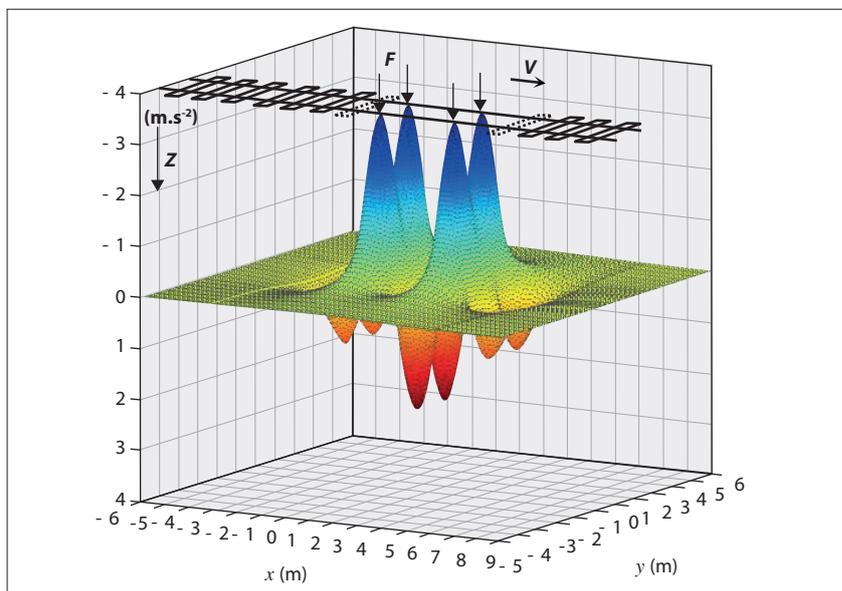
-Tableau 1-
 Propriétés de la structure de voie de référence.

	$\rho(kg/m^3)$	$E(x 10^5 Pa)$	ν	Épaisseur (m)
Ballast	1 800	150	0,4	0,3
Sous-couche	1 800	120	0,4	0,7
Sol	1 800	100	0,4	∞

-Tableau 2-
 Propriétés du système d'armement de référence.

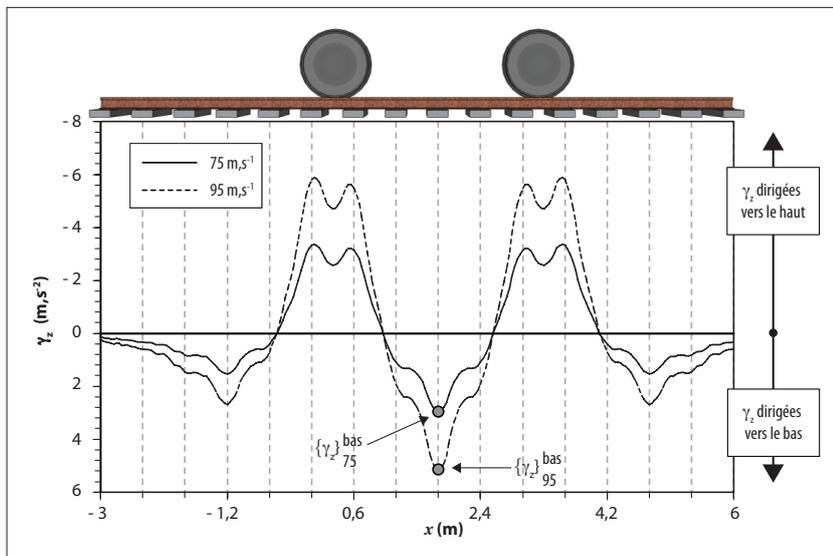
Rail	$E_{rail} = 2,1 \times 10^{11}$ Pa
	$I_{rail} = 3 \times 10^{-5}$ m ⁴
Ressort	$D_{rail} = 1,5$ m
	$k_{spr} = 5 \times 10^7$ N/m
Blochet	$l = 0,6$ m
	$2a \times 2b = 0,8 \times 0,3$ m ²

-Figure 4-
 Cartographie 3D, caractéristique des accélérations verticales calculées dans le ballast pour $V = 75$ m/s.



–Figure 5–

Profils sous rail des accélérations verticales calculées pour $V = 75 \text{ m/s}$ (270 km/h) et $V = 95 \text{ m/s}$ (342 km/h) en sub-surface de ballast pour des charges situées à mi-traverses.



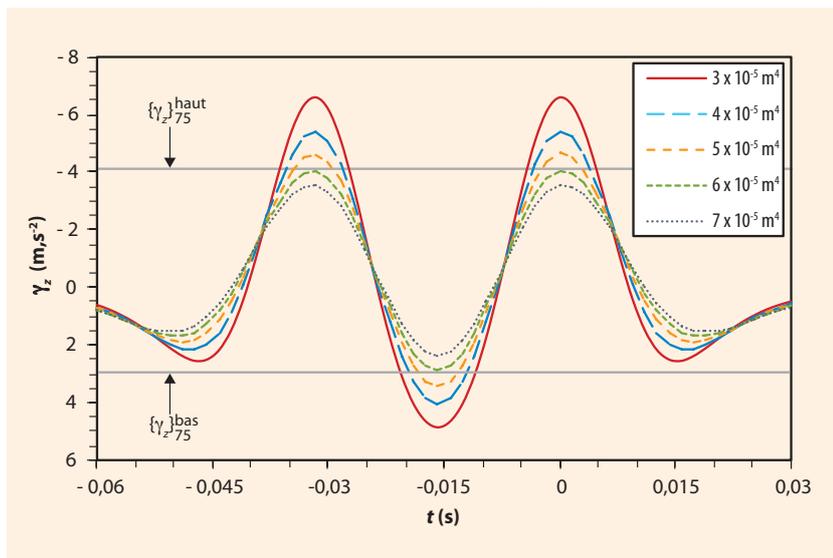
–Tableau 3–

Ratios entre les maxima d'accélération verticale calculés pour $V = 75 \text{ m/s}$ (270 km/h) et $V = 95 \text{ m/s}$ (342 km/h) dans les deux directions – Comparaison avec le rapport du carré des vitesses.

Direction	$\{\gamma_z\}_{75} \text{ (m/s}^2\text{)}$	$\{\gamma_z\}_{95} \text{ (m/s}^2\text{)}$	$\{\gamma_z\}_{95}/\{\gamma_z\}_{75}$	$(95/75)^2$
Vers le haut	-4,08	-7,14	1,75	1,60
Vers le bas	2,95	5,15	1,75	

–Figure 6–

Évolutions temporelles sous blochet des accélérations verticales calculées pour $V = 95 \text{ m/s}$ en sub-surface de ballast – Influence de I_{rail} .



À noter

Il convient de bien noter, sur la base des figures 5 et 6, la différence de forme qualitative entre les profils longitudinaux d'accélération obtenus à position de charge donnée et les évolutions temporelles en des points d'observation fixes.

L'influence de la vitesse de circulation sur le champ d'accélération est illustrée sur la même figure par la comparaison du profil précédent, calculé pour $V = 75 \text{ m/s}$ (270 km/h), avec celui obtenu pour la même structure à $V = 95 \text{ m/s}$ (342 km/h).

L'augmentation des accélérations verticales avec la vitesse se voit clairement. Les valeurs maximales de γ_z (vers le haut comme vers le bas) sont quasi proportionnelles au carré des vitesses sur cette plage de valeurs de V (tableau 3).

ÉTUDE PARAMÉTRIQUE DES VALEURS D'ACCÉLÉRATION DANS LE BALLAST

Les paramètres du modèle de voie les plus influents sur les niveaux d'accélération γ_z ont pu être déterminés grâce à une étude de sensibilité menée « au voisinage » de la structure de référence précédemment définie.

Afin de dégager un certain nombre de pistes pour des dispositions constructives visant à limiter les problèmes de désordres géométriques dans les couches de ballast, la possibilité de ramener, par un choix adéquat de ces facteurs, les accélérations verticales obtenues à $V = 342 \text{ km/h}$ à la valeur seuil $\gamma_{ref} = 2,95 \text{ m/s}^2$ a par ailleurs été étudiée.

SENSIBILITÉ DES ACCÉLÉRATIONS EN FONCTION DE LA CONCEPTION DES VOIES BALLASTÉES

L'analyse paramétrique présentée ici est issue d'une étude plus vaste dans laquelle de nombreux paramètres ont été étudiés^{1,14}, dont il ressort que les paramètres les plus influents sur les niveaux de γ_z calculés dans le ballast sont le moment d'inertie des rails (I_{rail}), la raideur des ressorts (k_{spr}) modélisant la liaison rail/structure et le module d'Young de la couche sous-ballast ($E_{\text{sous-ballast}}$).

La figure 6 montre à titre d'exemple les évolutions temporelles de γ_z (sous blochet) en fonction du moment d'inertie des rails pour des valeurs comprises entre 3×10^{-5} (valeur de référence) et $7 \times 10^{-5} \text{ m}^4$. On observe que l'augmentation de (I_{rail}) entraîne une diminution d'intensité de γ_z liée à une répartition de charges sur un plus grand nombre de traverses, conduisant à une diminution de la déflexion de la voie et, par conséquent, de l'accélération. Le respect du critère $\gamma_z < \gamma_{ref}$ est assuré pour des valeurs au moins doubles de la valeur de référence (tableau 4).

L'incidence de la valeur de rigidité de la liaison rail/ballast est montrée sur le tableau 5 pour des valeurs k_{spr} comprises entre 1×10^7 et $5 \times 10^7 \text{ N/m}$ (valeur de référence). La diminution de k_{spr} a les mêmes effets qu'une augmentation de I_{rail} en contribuant à une répartition de charge sur un plus grand nombre de traverses. Des valeurs $k_{\text{spr}} < 2 \times 10^7 \text{ N/m}$ permettent de passer sous le seuil γ_{ref} .

Paramètre I_{rail}		Paramètre k_{spr}		Paramètre $E_{sous-ballast}$	
Valeurs (m ⁴)	$\{\gamma_z\}_{95}^{bas}$ (m/s ²)	Valeurs (N/m)	$\{\gamma_z\}_{95}^{bas}$ (m/s ²)	Valeurs (MPa)	$\{\gamma_z\}_{95}^{bas}$ (m/s ²)
3×10^{-5} (réf.)	5,15	5×10^7 (réf.)	5,15	120 (réf.)	5,15
4×10^{-5}	4,06	4×10^7	4,53	200	3,77
5×10^{-5}	3,43	3×10^7	4,00	350	2,91
6×10^{-5}	2,88	2×10^7	3,09	500	2,52
7×10^{-5}	2,38	1×10^7	1,68	650	2,30

-Tableaux 4, 5 et 6-

Incidence des paramètres I_{rail} , k_{spr} et $E_{sous-ballast}$ sur les valeurs maximales des accélérations dirigées vers le bas calculées dans le ballast pour $V = 95$ m/s. (rappel : $\gamma_{ref} = 2,95$ m/s²).

Le module d'Young de la sous-couche ($E_{sous-ballast}$) s'avère être le troisième facteur important de cette étude. Les résultats du **tableau 6** montrent que les accélérations verticales dans le ballast diminuent lorsque le module de rigidité de la sous-couche augmente.

Avec une augmentation de 120 (solution de référence) à 500 MPa de ce module, le critère $\gamma_z < \gamma_{ref}$ peut être respecté. En pratique, ce type de solution peut être envisagé sur la base de techniques de traitement de sol (en faisant attention à leur comportement en fatigue) ou encore de solutions moins classiques, comme l'incorporation d'une couche bitumineuse sous ballast.

EFFETS COMBINÉS DES FACTEURS

Grâce au cumul des bénéfices potentiels relatifs à ces trois paramètres, le critère fixé peut être atteint, tout en limitant les modifications à leur apporter individuellement. L'équation suivante a été obtenue dans le cadre de l'étude, indiquant l'ensemble des modifications possibles à apporter à une structure de paramètres initiaux (I_{rail} , k_{spr} , $E_{sous-ballast}$) circulant à 95 m/s, de façon à satisfaire le critère $\gamma_z < \gamma_{ref}$:

$$0,87 \frac{\Delta I_{rail}}{I_{rail}} - 0,59 \frac{\Delta k_{spr}}{k_{spr}} + 0,59 \frac{\Delta E_{sous-ballast}}{E_{sous-ballast}} > \frac{\{\gamma_z\}_{95}^{bas} - \gamma_{ref}}{\gamma}$$

$\{\gamma_z\}_{95}^{bas}$ est la valeur d'accélération calculée pour les paramètres (I_{rail} , k_{spr} , $E_{sous-ballast}$).

Les variations ΔI_{rail} , Δk_{spr} , $\Delta E_{sous-ballast}$ sont les changements à apporter à ces valeurs pour ramener la valeur $\{\gamma_z\}_{95}^{bas}$ de la structure modifiée à γ_{ref} .

À titre d'exemple, pour $\{\gamma_z\}_{95}^{bas} / \gamma_{ref} = 1,75$ obtenu sur la structure de référence, une solution possible consiste à varier homothétiquement, avec le bon signe, chacun des facteurs, $\Delta k_{spr} / k_{ref}$, $\Delta I_{rail} / I_{rail}$ et $\Delta E_{sous-ballast} / E_{sous-ballast}$ de 36 % environ, conduisant en l'occurrence aux valeurs :

$I_{rail} = 4,1 \times 10^{-5}$ m⁴, $k_{spr} = 3,6 \times 10^7$ N/m et $E_{sous-ballast} = 165$ MPa.

ÉTUDE D'UNE SOLUTION CONSTRUCTIVE AVEC SOUS-COUCHE EN GRAVE-BITUME (GB)

Bien que l'utilisation de couche bitumineuse sous ballast soit relativement répandue à l'étranger,

seules les dernières générations de LGV bénéficient de cette solution en France. Les retours d'expérience, notamment sur la LGV Est Européenne, semblent pourtant montrer un apport significatif de cette technique avec un moindre besoin de maintenance avéré sur les tronçons avec sous-couche bitumineuse.

Tirant parti du fonctionnement de ViscoRail en viscoélasticité, ce logiciel a été appliqué à la modélisation des LGV avec couche bitumineuse, en examinant l'incidence de l'épaisseur d'une telle couche sur les accélérations, en fonction de la température du matériau.

Sur la base de la méthode de dimensionnement routière française, la durée de vie d'une telle couche a également été estimée en termes de trafic cumulé, en fonction des déformations données par ViscoRail.

IMPACT D'UNE COUCHE EN GB SUR LES ACCÉLÉRATIONS DE LA COUCHE DE BALLAST

Le modèle de Huet-Sayegh est utilisé pour modéliser le comportement thermo-viscoélastique d'une couche de GB. Les valeurs de paramètre associées sont données dans le **tableau 7**.

Cette couche est positionnée au sein d'une structure de voie composée de trois autres couches, dont le ballast, considérées élastiques linéaires et dont les caractéristiques sont affichées dans le **tableau 8**.

Le chargement et les données du système rails/traverses sont les mêmes que pour l'étude de référence. La vitesse de circulation est prise ici égale à $V = 95$ m/s.

-Tableau 7-

Valeurs des coefficients du modèle de Huet-Sayegh utilisées pour la GB.

E_{∞} (MPa)	E_0 (MPa)	k	h	δ	τ_0 (s)	A_1 (°C ⁻¹)	A_2 (°C ⁻¹)
32 665	11	0,193	0,592	2,244	18,973	-0,397	0,00195

-Tableau 8-

Propriétés de la structure de voie avec GB comme sous-ballast.

	ρ (kg/m ³)	E (MPa)	ν	Épaisseur (m)
Ballast	1 800	150	0,4	0,3
GB	2 400	N/A (viscoélastique)	0,35	Variée
Sous-couche	1 800	120	0,4	0,2
Sol	1 800	100	0,4	∞

–Tableau 9–

Incidence de l'épaisseur e (pour θ fixée) et de la température θ (pour e fixée) de la GB sur les valeurs maximales des accélérations verticales dirigées vers le bas calculées dans le ballast pour $V = 95$ m/s.

Paramètre e ($\theta = 15$ °C)		Paramètre θ ($e = 0,15$ m)	
e (m)	$\{\gamma_z\}_{95}^{bas}$ (m/s ²)	θ (°C)	$\{\gamma_z\}_{95}^{bas}$ (m/s ²)
0,05	4,55	45	4,07
0,10	3,77	30	3,55
0,15	2,95	15	2,95
0,20	2,33	0	2,59

Le **tableau 9** présente les valeurs $\{\gamma_z\}_{95}^{bas}$ calculées sous blochet pour différentes épaisseurs de couche de GB comprises entre 5 et 20 cm, à température $\theta = 15$ °C. Cette figure présente également les valeurs obtenues pour différentes températures variant de 0 à 45 °C à épaisseur fixe $e = 0,15$ m. Une augmentation d'épaisseur de la GB ou une diminution de sa température entraînent une diminution des accélérations par effet de rigidification de la voie. En particulier, une épaisseur de 15 cm de GB limite, à 15 °C, les niveaux d'accélération vers le bas à γ_{ref} . Ces calculs vont donc dans le sens des retours d'expérience observés sur ce type de structure. La contrainte $\gamma < \gamma_{ref}$ fournit un premier critère de dimensionnement de l'épaisseur de telles couches.

DIMENSIONNEMENT À LA FATIGUE DE LA COUCHE DE GB

Il est par ailleurs nécessaire de garantir la résistance à la fatigue (remontée de fissures) de la couche de GB sur la durée de vie projetée de la structure. Ceci constitue donc un deuxième critère de dimensionnement qui implique, si l'on reprend les hypothèses de calcul de dimensionnement des chaussées routières retenues en France, d'évaluer la déformation d'extension maximale induite sous trafic dans la couche bitumineuse et de comparer celle-ci à la déformation admissible du matériau.

À titre d'exemple, l'impact de ce critère sur la structure précédente ($e = 0,15$ m, $V = 95$ m/s) est observé en l'exprimant en termes de « trafic ferroviaire cumulé ».

Les calculs sont effectués pour une température équivalente θ_{eq} supposée égale à 15 °C.

Les évolutions des déformations longitudinales ϵ_{xx} et transversales ϵ_{yy} obtenues par ViscoRail en base de GB ($z = 0,45$ m) sont représentées sur la **figure 7** pour différentes températures.

Les valeurs d'extension maximales $\epsilon_{t,max}$ sont obtenues dans le sens transversal. En appliquant aux profils en « M » de ces signaux la loi de Miner, on obtient, à 15 °C, une valeur caractéristique de déformation maximale égale à 34 μdef .

La méthode française de dimensionnement des chaussées routières (NF P98-086) fournit quant à elle l'équation bien connue reliant la déformation maximale admissible ($\epsilon_{t,adm}$) au nombre de passage de charges (NE) :

$$\epsilon_{t,adm} = \epsilon_0(10^\circ\text{C}, 25\text{ Hz}) \times \sqrt{\frac{|E^*|(10^\circ\text{C}, 10\text{ Hz})}{|E^*|(\theta_{eq}, 10\text{ Hz})}} \times \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \times k_c \times k_s \times k_r$$

avec :

- $\epsilon_0(10^\circ\text{C}, 25\text{ Hz})$: valeur de déformation conduisant à une durée de vie de 10^6 cycles suivant l'essai de fatigue normalisé (NF EN 12697-24) ;
 - b : pente de la loi de fatigue du matériau bitumineux ($-1 < b < 0$) ;
 - $|E^*|(10^\circ\text{C}, 10\text{ Hz})$: module de rigidité (norme du module complexe) de la GB à 10 °C, 10 Hz ;
 - $|E^*|(\theta_{eq}, 10\text{ Hz})$: idem pour la température équivalente associée aux conditions climatiques du site considéré ;
 - k_c, k_s et k_r : coefficients d'ajustement (respectivement coefficients de calage, de risque et de plate-forme).
- D'où, en prenant :
- les valeurs types d'une GB4, à savoir $\epsilon_0 = 100 \mu\text{def}$, $b = -0,2$, $k_c = 1,18$ (après correction de la valeur standard 1,40 à cause de l'absence des effets de balayage sur voies ferroviaires ;
 - $k_s = 1$ (valeur retenue pour les plates-formes de module supérieur à 120 MPa) ;
 - k_r calculé pour un risque de 1 % ;
 - $\epsilon_{t,adm}(15^\circ\text{C}) = 34 \mu\text{def}$;

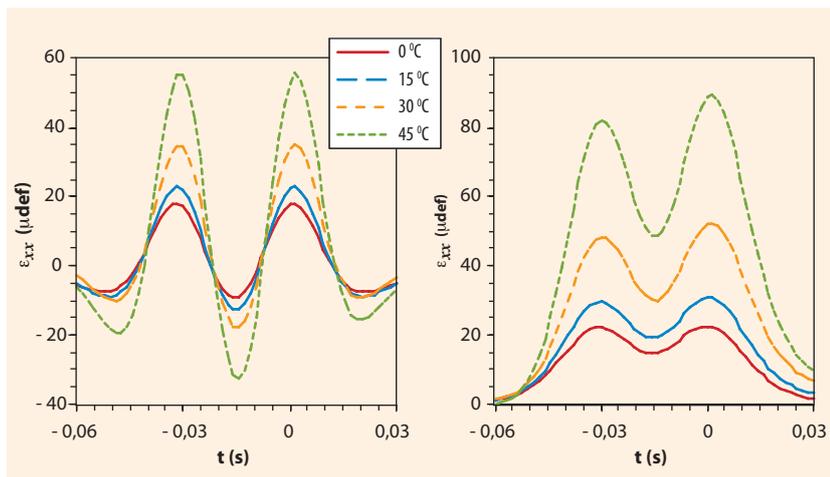
On obtient un nombre admissible de passage d'essieux de 16 t égal à 340×10^6 , correspondant approximativement à 17×10^6 rames à grande vitesse (ou encore à un passage de train toutes les minutes pendant 100 ans !).

On voit sur cet exemple que, pour l'ensemble des hypothèses retenues, le critère le plus pénalisant est a priori celui relatif à la limitation des accélérations dans la couche de ballast.

Il faut également souligner que d'autres critères de dimensionnement peuvent être à considérer pour un dimensionnement complet de la couche bitumineuse. Par exemple, dans un contexte différent, l'utilisation de 12 à 14 cm d'épaisseur de GB est recommandée afin d'obtenir des niveaux de contraintes de compression dans le sol équivalents à ceux obtenus pour une structure classique¹⁵.

–Figure 7–

Évolutions temporelles sous blochet des déformations longitudinales ϵ_{xx} et transversales ϵ_{yy} calculées pour $V = 95$ m/s en base de GB – Influence de la température de la grave-bitume ($e = 0,15$ m).



CONCLUSION

La bibliographie, les études en laboratoire et les retours de terrain suggèrent que les rapides dégradations de géométrie des LGV sont en rapport avec l'augmentation de la vitesse de circulation commerciale des rames. Une explication probable est la génération de fortes accélérations verticales dans le ballast sous trafic qui engendrent pendant de micro-instants, mais se produisant en grand nombre, une diminution du poids apparent de l'ensemble granulaire et de son confinement. Dès lors, un moyen de limiter ce type de désordre consiste à agir directement sur la conception des LGV en cherchant à réduire les effets dynamiques générés au passage des trains.

Dans cette optique, l'Ifsttar a développé le logiciel ViscoRail qui calcule la réponse dynamique des voies ferroviaires sous charges roulantes, en section courante sans défaut. Sa pertinence a pu être établie sur un certain nombre de cas de terrain pour lesquels on a pu confronter mesures et résultats de calculs. Les simulations effectuées par la suite sur un cas de référence ont montré l'augmentation importante des accélérations dans la structure avec la vitesse de circulation des charges et ont permis de proposer une valeur seuil d'accélération γ_{ref} à ne pas dépasser, dans le cadre de l'utilisation de

cet outil, pour « garantir » a priori des dimensionnements de voie LGV à fréquence de maintenance acceptable.

L'effet des principaux paramètres de conception des LGV sur l'accélération γ_z a été quantifié sur ce cas de référence avec l'intention de proposer des dispositions constructives afin de ramener les valeurs γ_z calculées pour des vitesses élevées (> 300 km/h) à la valeur γ_{ref} . Il est ainsi montré qu'une diminution de rigidité de la liaison mécanique entre rails et ballast, une augmentation du moment d'inertie des rails ou du module d'Young de la couche sous-ballast, permettent d'atteindre l'objectif visé.

En mettant à profit la capacité de ViscoRail à modéliser les couches de matériaux viscoélastiques, une solution consistant à insérer une couche bitumineuse sous le ballast a été examinée et dimensionnée en fonction du critère $\gamma_v < \gamma_{ref}$, qui se révèle en l'occurrence plus sévère que le critère de fatigue usuel.

Ce type de solution, déjà adopté par d'autres pays à travers le monde, est encore en cours d'évaluation en France avec le suivi de sections instrumentées (LGV Sud Europe Atlantique (SEA), Bretagne-Pays de la Loire (BPL), contournement Nîmes-Montpellier...) qui pourront aider à mieux appréhender les effets de rigidification des assises de voies ferroviaires. ■

RÉFÉRENCES

1. A. Martin, *Analyse numérique de la réponse dynamique de structures ferroviaires. Application à la réduction des désordres géométriques induits dans les couches de ballast des lignes à grande vitesse*, thèse de doctorat, École centrale de Nantes, 2014.
2. V. Bodin, *Comportement du ballast des voies ferrées soumises à un chargement vertical et latéral*, thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, 2001.
3. A. Al Shaer, D. Duhamel, K. Sab, G. Foret, L. Schmitt, « Experimental settlement and dynamic behavior of a portion of ballasted railway track under high speed trains », *Journal of Sound and Vibration*, vol. 316, Issues 1-5, pp. 211-233, 2008.
4. G. Foret, X. Oviedo, K. Sab, P.-É. Gautier, « Vibration du ballast ferroviaire », *Revue française de génie civil*, vol. 7, Issue 6, pp. 777-795, 2003.
5. A. Karrech, *Comportement des matériaux granulaires sous vibration - Application au cas du ballast*, thèse de doctorat, École des ponts ParisTech, 2007.
6. J.-C. Quezada, *Mécanismes de tassement du ballast et sa variabilité*, thèse de doctorat, université de Montpellier II, 2012.
7. O. Chupin and J.-M. Piau, « Modeling of the dynamic response of ballast in high-speed train structures », *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EURO-DYN 2011*, Leuven, Belgique, pp. 712-718.
8. O. Chupin, A. Martin, J.-M. Piau, P.-Y. Hicher, « Calculation of the dynamic response of a viscoelastic railway structure based on a quasi-stationary approach », *International Journal of Solids and Structures*, vol. 51, Issue 13, pp. 2297-2307, 2014.
9. A. Chabot, O. Chupin, L. Deloffre, D. Duhamel, « ViscoRoute 2.0: a tool for the simulation of moving load effects on asphalt pavement », *Road Materials and Pavement Design*, vol. 11, Issue 2, pp. 227-250, 2010.
10. O. Chupin, A. Chabot, J.-M. Piau, D. Duhamel, « Influence of sliding interfaces on the response of a layered viscoelastic medium under a moving load », *International Journal of Solids and Structures*, vol. 47, Issues 25-26, pp. 3435-3446, 2010.
11. D. Duhamel, A. Chabot, P. Tamagny, L. Harfouche, « ViscoRoute: viscoelastic modeling for asphalt pavements », *BLPC n° 258-259*, pp.89-103, 2005.
12. C. Huet, *Étude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés*, thèse de doctorat, Université de Paris, 1963.
13. G. Sayegh, *Contribution à l'étude des propriétés viscoélastiques des bitumes purs et des bétons bitumineux*, thèse de doctorat, faculté des Sciences de Paris, 1965.
14. A. Martin, O. Chupin, J.-M. Piau, P.-Y. Hicher, « Reducing vertical acceleration in ballast layers of railways to mitigate geometrical disorders in high-speed lines », *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2017 (en cours).
15. P.F. Teixeira, A. Lopez-Pita, C. Casas, A. Bachiller, F. Robusté, « Improvements in high-speed ballasted track design: benefits of bituminous subballast layers », *Journal of the Transportation Research Board*, vol. 1943, 43-49, 2006.

AUTEURS

Imed Ben Fredj
Directeur technique
CLERE*

Jean Bernard
Directeur de la maîtrise d'œuvre
SETEC

Bernard Héritier
Directeur technique
ETP*

Jean-Claude Vaniscote
Directeur technique adjoint
ETP*

Ammar Triche
Directeur technique
EIFFAGE TP - GTE*

Simon Pouget
Chef de projet
Recherche & Innovation
ETP*

* Eiffage Travaux Publics



Mise en oeuvre de la GB sur la LGV BPL
Application of GB asphalt-treated base material on high-speed railway line (LGV)

La sous-couche ferroviaire en grave-bitume (GB) Conception et évolution



La conception des plates-formes ferroviaires modernes doit faire face à l'évolution de la typologie des contraintes de charges, à l'accroissement du trafic et à l'augmentation des vitesses de service. Dans le cas des structures classiques de voie posée sur ballast et sous-couche granulaire, les effets dynamiques sont importants, ce qui entraîne un niveau élevé de sollicitation du ballast avec des interventions régulières pour rétablir la géométrie de la voie et maintenir un niveau de service élevé.

L'utilisation des matériaux bitumineux dans la construction des voies ferrées est ancienne, mais c'est seulement dans les années 1970 que ces solutions ont vu un début d'application en Grande-Bretagne et aux Etats-Unis. En ce qui concerne les lignes à grande vitesse, une couche d'enrobé a été mise en place sous le ballast sur plusieurs sections de la ligne Florence-Rome.

Réseau Ferré de France (RFF) a expérimenté sur la LGV Est européenne une structure de voie de 3 km dans laquelle le ballast repose sur une couche de grave-bitume (GB). La section a été mise en service en 2007 et fait l'objet d'un suivi riche d'enseignements pour la conception des futures assises de LGV. Cette solution a été renouvelée sur un tronçon de la LGV Est seconde phase.

Les premiers retours d'expérience sur ce tronçon expérimental de 3 km montrent de bons résultats en termes de comportement de la voie et de maintenance ([1 à 3]). Les mesures de déformation à la base de la GB confirment les hypothèses de modélisation retenues.

Depuis le printemps 2014, Eiffage réalise 105 km de ligne avec cette structure sur le projet de ligne à grande vitesse Bretagne-Pays de la Loire (LGV-BPL), d'une longueur totale de 182 km.

La voie ballastée classique

Une voie classique comprend l'armement de la voie (rails + traverses) et le ballast d'une épaisseur minimale de 0,30 m sous traverse qui repose sur une sous-couche granulaire. Cette dernière repose elle-même sur une couche de forme mise en œuvre sur la partie supérieure des terrassements (PST). Ce type de structure,

conçue pour la grande vitesse, présente une limite d'exploitation autour de 320 km/h pour ne pas entrer dans le domaine de sollicitation excessive du ballast et ainsi ne pas accroître les coûts de maintenance de la voie [3]. La vitesse a un impact notable sur l'énergie transmise à la voie aux fréquences supérieures à 30 Hz et un effet sur la tenue de la géométrie des LGV [4, 5].

La grave-bitume (GB) sous ballast

La figure 1 illustre la comparaison, pour la LGV Est européenne, de la solution classique de sous-couche ferroviaire en matériaux granulaires et de la solution expérimentale de sous-couche ferroviaire en GB.

Sur la LGV BPL, la sous-couche ferroviaire est réalisée en matériaux granulaires sur les 77 km ouest du tracé (TOARC* A, B et C de la figure 2 de l'article précédent) et en GB sur les 105 km est du tracé (TOARC C à G de la figure 2 l'article précédent). La proximité de gisements de matériaux granulaires de très bonne qualité, sur la partie ouest du tracé, a en effet justifié sur le plan économique le recours à la solution classique.

La figure 2 illustre la comparaison, pour la LGV BPL, de la solution classique de sous-couche en matériaux granulaires et de la sous-couche ferroviaire en GB. Pour cette dernière, la partie supérieure des terrassements (PST) est traitée à la chaux et aux liants hydrauliques, et est surmontée d'une couche de réglage en grave non traitée (GNT) sur laquelle est réalisée la sous-couche en GB. D'un point de vue qualitatif, cette PST présente une portance minimale de 80 MPa telle que définie dans le dimensionnement mécanique de la structure. La GB est de classe 4 au sens de la norme NF EN 13-108-1[14] et la grave non traitée (GNT) est de type GNT A de granulométrie 0/D (avec $D \leq 31,5$ mm).

Les nombreux avantages de la GB sous ballast

Cette technique présente de nombreux avantages ([1] à [6]) qui sont rappelés ci-dessous :

- Diminution de l'épaisseur de la sous-couche de la plate-forme et de la plate-forme granulaire, ce qui génère une économie de matériaux et la valorisation de matériaux locaux.
- Meilleure protection de la plate-forme vis-à-vis des infiltrations d'eau, avec comme conséquence un meilleur équilibre hydrique des couches granulaires et traitées, ce qui favorise une plus grande durabilité.
- Amélioration de l'évacuation des eaux de ruissellement, ce qui permet de réduire les dévers transversaux des profils en toit et entraîne une économie de ballast.
- Une meilleure répartition des charges sur le sol lors du passage des trains.

Sur le plan mécanique, la GB offre des garanties supérieures à celles obtenues avec la GNT, point qui sera abordé dans le paragraphe suivant.

* TOARC : Terrassements, ouvrages d'art et rétablissements de communication

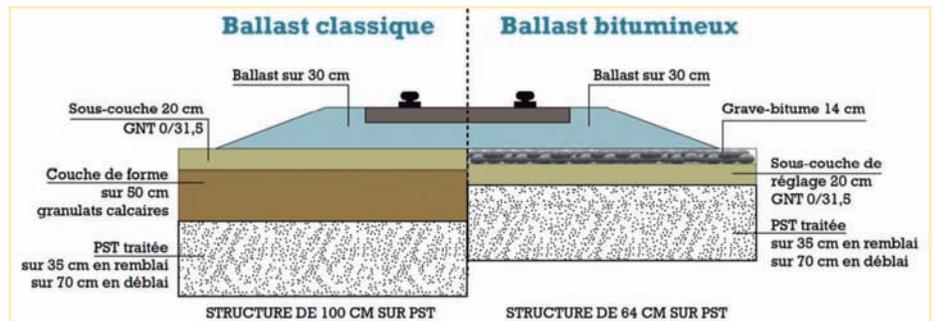


Figure 1
Structure classique et expérimentale de la LGV Est
Conventional and experimental structure of LGV Est high-speed railway

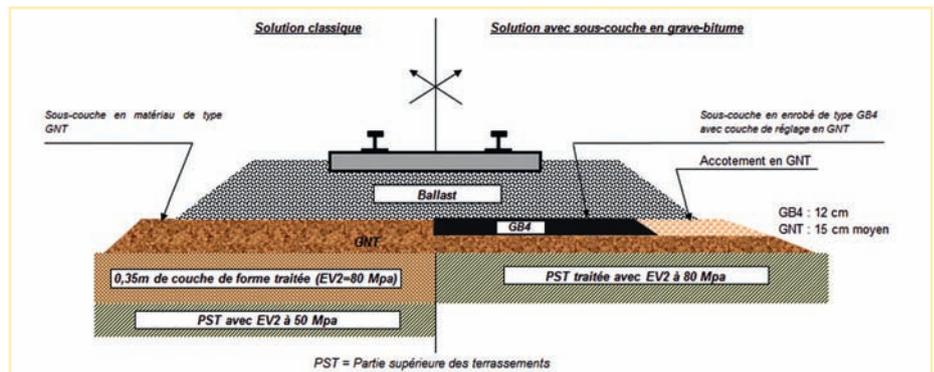


Figure 2
Comparatif structure classique – structure avec GB (cas de sections TGV voyageurs)
Comparison of conventional structure and GB structure (case of high-speed passenger train sections)



BPL Premières tonnes de GB
BPL project – First tonnes of GB asphalt-treated base material

Le retour d'expérience de la LGV Est est analysé par rapport à l'énergie dissipée au passage d'une circulation et l'évolution du nivellement longitudinal [5]. Il est écrit :

« ...Les expériences menées sur la LGV Est européenne montrent que l'énergie dissipée au passage d'une circulation est bien inférieure à celle d'une zone étalon (avec sous-couche granulaire)... ». La conséquence est une meilleure tenue géométrique dans le temps avec une moindre évolution du nivellement longitudinal (NL) et de ce fait une réduction de l'effort de maintenance.

« ... La faible différence de rigidité entre le ballast et la sous-couche en grave-

bitume semble fournir un moyen de maîtriser les vibrations au-delà de 30 Hz ».

L'emploi de la GB assure de plus une sécurisation des plannings d'exécution des travaux. En effet, elle peut être mise en œuvre avec des conditions météorologiques bien plus défavorables que la GNT. Une fois en place, elle sert de chaussée de circulation sans risque de détérioration sous les passages répétés des camions de chantier, d'où une plus grande facilité dans l'installation des équipements ferroviaires (poteaux-caténaire, artères câblées, etc.) et du ballast, qui peut être directement livré par camions.

Dossier La grave-bitume, une nouvelle sous-couche ferroviaire pour LGV

Un dimensionnement sur mesure

Dimensionnement mécanique «Alizé»

Le dimensionnement mécanique de la structure ferroviaire a été réalisé selon la méthode française de dimensionnement [7] des structures de chaussée qui dispose aujourd'hui de plus de 20 ans d'expérience.

C'est une méthode rationnelle de calcul des structures routières, dite « probabiliste », fondée à la fois sur les caractéristiques des matériaux validées en laboratoire et sur un grand nombre de mesures en grandeur réelle effectuées sur site. Le calcul de dimensionnement (fatigue admissible ε_{adm} ou nombre d'essieux admissibles NE_{adm}) fait appel à des coefficients de calage (ou de sécurité) qui prennent en compte la dispersion des épaisseurs, la dispersion de l'essai de fatigue de la GB et le retour d'expérience pour ce type de matériau. Ils permettent d'assurer la durée de vie de la structure en fonction des hypothèses retenues.

La valeur de NE_{adm} est donc une valeur *a minima* avec les hypothèses retenues (matériau, plate-forme, risque, épaisseur, calage, ...).

Cette méthode a été adaptée au contexte particulier de la voie ferrée.

Hypothèses de calcul «Alizé»

Les propriétés mécaniques des matériaux, retenues pour le dimensionnement de la structure, sont conformes au guide de conception et de dimensionnement [7] ainsi qu'au guide de construction des chaussées [8] pour la plate-forme, la GNT de réglage et la GB. Ces valeurs sont issues de l'expérience routière.

A noter que la GB 0/14 de classe 4 est conforme à la norme NF EN 13018-1 [14].

Pour le ballast, il a été assimilé à un matériau continu, homogène et isotrope dont les caractéristiques sont données dans le tableau 1. Ces hypothèses sont issues de [9], document de référence dans le domaine ferroviaire, et d'une thèse plus récente [10].

Les paramètres intrinsèques de la GB de classe 4 (modules à 10 °C/10 Hz et à 15 °C/10 Hz, ε_6 , $1/b$, SN) sont ceux de la norme de dimensionnement [15]. Ces valeurs, *a minima*, doivent être confirmées par l'étude de formulation avec les matériaux du projet.

Les autres paramètres de dimensionnement de la GB (CAM, risque, Sh et Ks) ont été adaptés à la spécificité de la structure ferroviaire.

La température de calcul du dimensionnement est de 15 °C, température moyenne retenue pour la France métropolitaine.

Une étude de trafic, réalisée par CLERE à partir des données contractuelles, détaille la typologie des trains qui empruntent la ligne, le trafic et son évolution sur 100 ans à compter de la mise en service de la ligne. Par ailleurs, sur le tronçon de contournement nord du Mans, long de 25 km, la LGV BPL est une ligne mixte ouverte au trafic fret, mais d'une vitesse limitée à 100 km/h.

Afin de simplifier les calculs, pour chaque type de train (voyageur ou fret), il est retenu un seul couple train/essieu correspondant au cas le plus agressif. Le tableau 2 synthétise les données pour les deux combinaisons retenues.

Pour le passage d'un essieu de TGV, les charges appliquées sont majorées de 30 % pour tenir compte, d'une part, des charges quasi statiques dans les courbes et, d'autre part, des surcharges dynamiques dans les lignes droites.

La figure 3 détaille la répartition des charges liée au passage d'un essieu sur les traverses par l'intermédiaire du rail, selon plusieurs études européennes et américaines [11].

Le couple rail/semelle diffuse la charge sur plusieurs traverses successives selon le modèle de la figure 3. Ces chargements ont été modélisés sous Alizé pour les TGV voyageurs (figure 4) et pour les trains de fret.

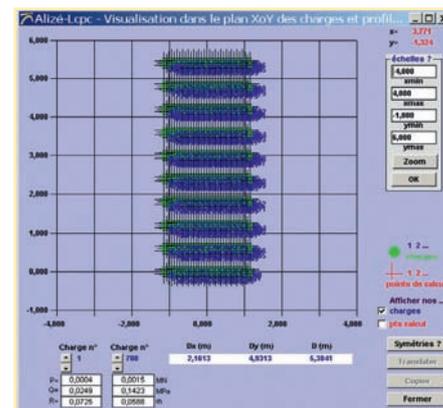


Figure 4
Modélisation du TGV voyageur sur Alizé
Modelling of HS passenger railways with Alizé software

Pour chaque section, il est déterminé le nombre et le type de passages d'essieux sur une durée de 100 ans. Les sollicitations sont de l'ordre de 12 à 120 millions de passages d'essieux (tous types d'essieux confondus) selon les sections de la ligne principale.

Matériaux	Module E (MPa)	Coefficient de Poisson (n)
Ballast	200	0,4
Grave-bitume Classe 4	11,000	0,35
Sous-couche GNT	240 (3xEsol)	0,35
Sol	80	0,35

Tableau 1
Caractéristiques mécaniques des matériaux
Mechanical properties of materials

Type de train	Charge à l'essieu	Distance entre 2 essieux successifs	Nombre d'essieux par train
Voyageurs	17 t	3,00 m	30
Fret	22,5 t	1,80 m	76

Tableau 2
Typologie des trains
Train typology

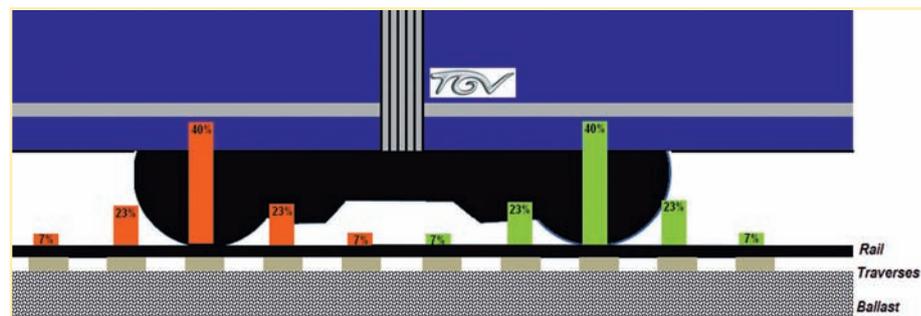


Figure 3
Répartition de la charge appliquée sur les traverses (cas du TGV voyageurs)
Distribution of loads applied on sleepers (case of high-speed passenger train sections)

En phase travaux, on considère 20 000 passages de semi-remorques à essieux standard de type routier : essieux isolés à roues jumelées de 130 kN (art. R56 du Code de la route et norme NF P 98-082 [16]).

Résultats du calcul « Alizé »

Le tableau 3 rappelle les différentes structures à comparer : structure classique et structure avec GB.

Le tableau 4 synthétise les principaux résultats des calculs menés avec le logiciel Alizé.

Il s'agit des déformations de traction à la base de la GB pour ϵt et des déformations de compression au sommet de la PST pour ϵz .

En ce qui concerne ϵz , les valeurs calculées avec la couche de GB sont inférieures à celles de la structure classique, ce qui est normal compte tenu de la rigidité des couches, ce qui correspond à une meilleure diffusion des charges.

Les valeurs de t , élongation à la base de la GB, sont à comparer aux valeurs admissibles du matériau déterminées par l'essai de fatigue sur la GB [17]. Le niveau de sollicitation, comparé aux références routières usuelles, est faible.

Endommagement

L'endommagement de la GB, qui correspond au cumul des dommages en fatigue sur la période (répétition des charges), a été mené pour chaque section. Il est inférieur à 100 % pour toutes les sections et prend en compte l'endommagement subi en phase travaux, dû à la circulation de chantier.

Vérification des calculs par éléments finis

Intérêt pour le dimensionnement d'infrastructures ferroviaires

Une vérification du comportement de la structure a été réalisée à l'aide d'outils basés sur les calculs aux éléments finis (logiciel COMSOL Multiphysics). Elle a permis en particulier de calculer le niveau de sollicitation à la base de la couche de GB4 et de le comparer aux résultats obtenus à l'aide du logiciel Alizé.

Couche	Structure classique		Structure avec GB	
	Trains voyageurs	Trains fret	Trains voyageurs	Trains mixtes (Fret/voyageurs)
Ballast	30 cm	30 cm	30 cm	30 cm
Grave-Bitume (GB)	Pas de GB		12 cm	12 cm
Sous-couche granulaire (SC)	20 cm	25 cm	10 cm	10 cm
Portance SC*	80 MPa	80 MPa	Objectif : 80 MPa	Objectif : 80 MPa
Couche de forme (CdF)	35 cm	35 cm	PST traitée	
Portance CdF**	80 MPa	80 MPa		
PST	PST classique			

* et ** : portance mesurée à la base de la couche

Tableau 3
Structures à vérifier
Structures to be checked

Paramètre	TGV voyageurs		Trains fret	
	Classique	Avec GB	Classique	Avec GB
ϵz (μdef)	496,0	393,9	683,1	565,5
ϵt GB4 (μdef)		44,5		45,6
Nombre d'essieux admissibles (10^6)		129,3		114,4

Tableau 4
Résultats des calculs Alizé
Results of Alizé calculations

Intérêt de la méthode aux éléments finis

La méthode aux éléments finis (EF) présente un intérêt tout particulier pour le calcul d'infrastructures à géométrie discontinue telles que les structures ferroviaires. Cette méthode a déjà montré ses capacités pour le calcul d'autres structures : tramways, couches de chaussées sur dalle orthotrope [12] [13].

A titre d'exemple, la répartition d'une charge liée au passage d'un essieu sur les blochets par l'intermédiaire du rail a pu être vérifiée et comparée aux résultats de plusieurs études (figure 5).

Par ailleurs, la possibilité de prendre en compte le comportement visqueux des matériaux bitumineux dans les calculs présente également un intérêt dans le cas des structures de LGV avec GB sous ballast. Cela permettra, à terme, de proposer une méthode adaptée au système ferroviaire.

Hypothèses de calcul

Les calculs aux éléments finis ont été réalisés avec le logiciel COMSOL. La structure étudiée consiste en un tronçon de 10 m de long et 3 m de large afin de s'affranchir des effets de bord au centre de la structure à la base de la GB et au niveau de la plate-forme. Les épaisseurs considérées pour les calculs dans les deux configurations (voyageurs et fret) sont celles décrites dans le tableau 3.

Les différentes charges appliquées ont été présentées dans le tableau 2 (charge 17 t par essieu pour les TGV voyageurs et 22,5 t pour les trains de type « fret ») et affectées d'un coefficient dynamique (1,3).

Des calculs sous charges roulantes avec 26 essieux ont été réalisés. Ils prennent en compte les espacements entre essieux les plus pénalisants (figure 6).

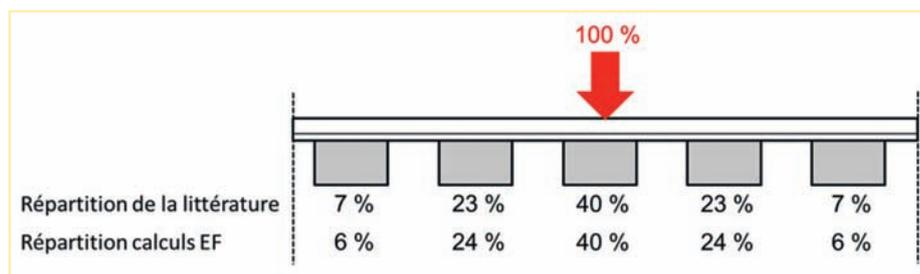


Figure 5
Répartition des charges sur les blochets
Distribution of loads on track blocks

Dossier La grave-bitume, une nouvelle sous-couche ferroviaire pour LGV

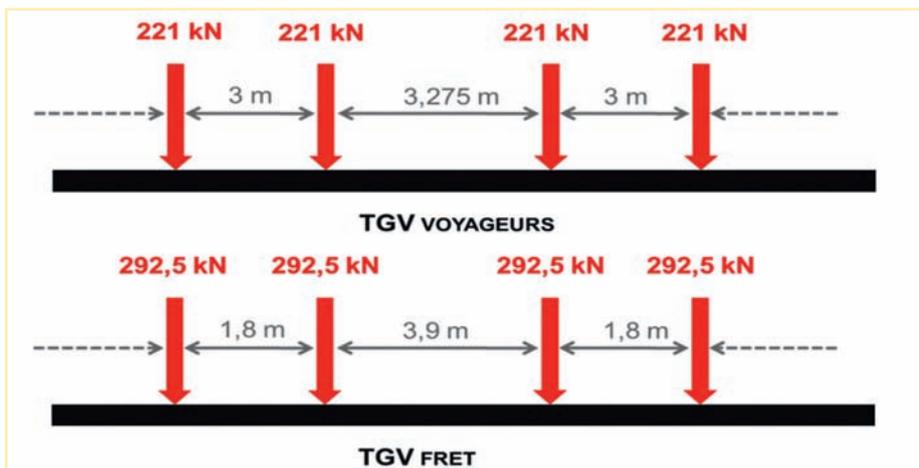


Figure 6
Charges appliquées dans les calculs sous charges roulantes
Loads applied in calculations under rolling loads

Le maillage se compose de 3 452 éléments rectangulaires de Lagrange (figure 7). Le maillage est affiné au centre de la structure, où les déformations sont calculées. Le calcul comprend environ 200 000 degrés de liberté. La face inférieure est encadrée. Une condition de symétrie est imposée dans le sens transversal sur une face latérale dans le but de limiter le nombre de degrés de liberté et donc les temps de calcul. Afin d'assurer la continuité de cette dalle avec le reste de la chaussée, seul le déplacement vertical est autorisé pour les autres faces latérales. Une liaison parfaite est supposée entre les différentes couches.

Dans le cas des calculs sous charges roulantes, le comportement visqueux de la GB est pris en compte par le modèle viscoélastique linéaire de Kelvin-Voigt généralisé. Il permet de prendre en compte l'évolution du module de la GB en fonction de la température et de la vitesse de sollicitation (dépendante de la vitesse des TGV).

Exploitation et visualisation des calculs

Les résultats des calculs EF figurent dans le tableau 5 et sont à comparer à ceux du tableau 4. La déformation à la base de la GB obtenue par calculs EF, voisine de 45 μdef , est identique à celle calculée par le logiciel Alizé.

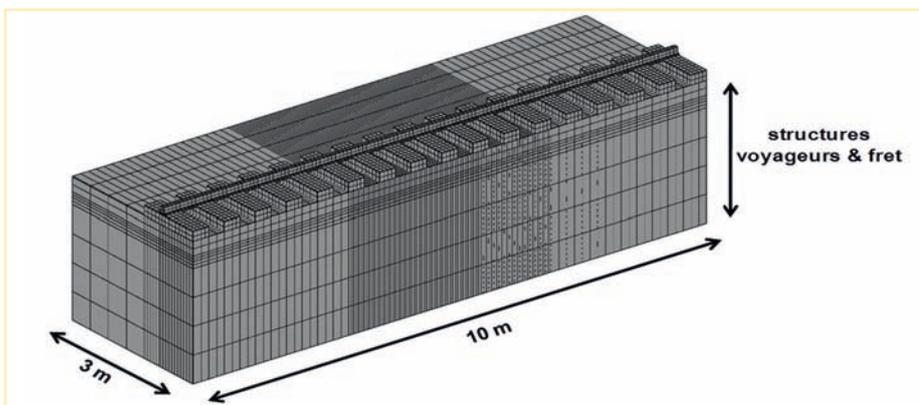


Figure 7
Maillage utilisé pour les calculs aux EF
Mesh used for finite-element calculations

Paramètre	TGV voyageurs		Train fret	
	classique	Avec GB	classique	Avec GB
ϵ_z (μdef)	406,7	405,0	617,1	603,0
ϵ_t GB4 (μdef)		45,2		45,4
Nbre essieux admissible x 10 ⁶		118,53		115,94

Tableau 5
Résultats calculs EF 2 essieux statiques
Results of finite-element calculations with 2 static axles

Ces résultats valident les hypothèses prises en compte, que ce soit au niveau du comportement mécanique de la GB ou de la répartition des charges sur les traverses au passage d'un essieu. Par ailleurs, l'apport de la couche de GB sur le comportement de la structure a également pu être quantifié (figures 8 et 9). Elle permet une diminution des sollicitations verticales en tête de plateforme avec une sous-couche en GB.

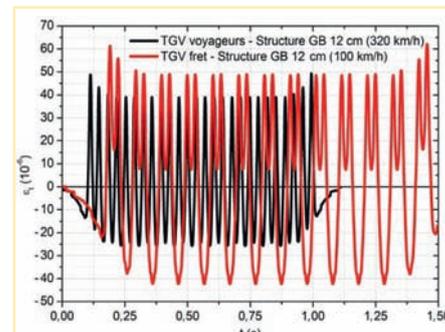


Figure 8
Déformation comparée (ϵ_z) à la base de la GB entre un train voyageur et un train fret
Comparative deformation (ϵ_z) at GB base between a passenger train and a freight train

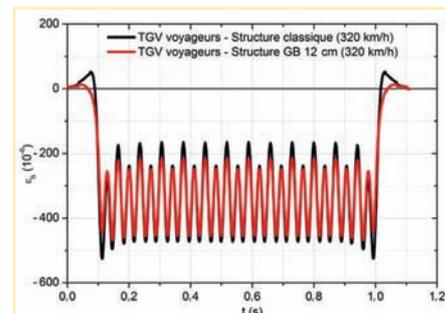


Figure 9
Déformation en tête de plate-forme avec et sans ballast – trains voyageurs (ϵ_z)
Deformation at head of trackbed with and without ballast – passenger trains (ϵ_z)

Un exemple de déformation transversale au passage d'un essieu est proposé à la figure 10.

Il est à noter que deux principaux axes d'amélioration permettraient d'affiner davantage l'outil de calculs aux éléments finis :

- Améliorer la géométrie de certains éléments (rails, patins, ...).
- Prendre en compte des lois de comportement plus fines :
 - aux interfaces entre les différents matériaux,
 - des matériaux, par exemple l'endomagement de la GB et les phénomènes plastiques dans le sol.

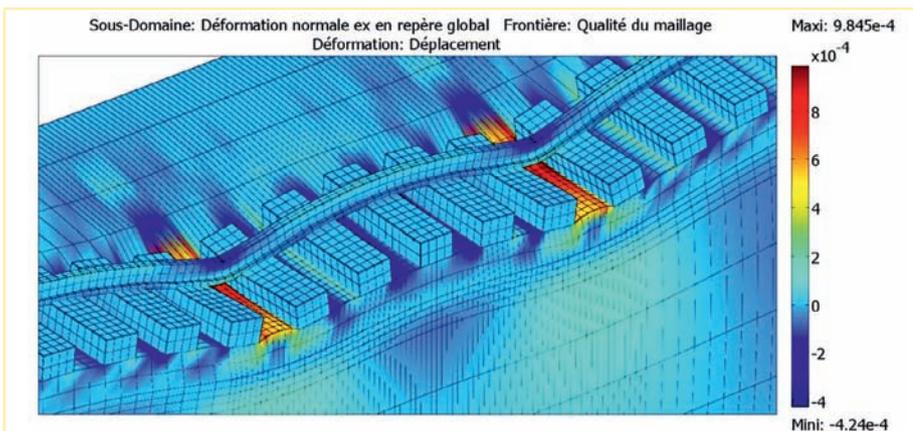


Figure 10
Exemple de déformation transversale de la structure au passage d'un essieu
Example of transverse deformation of structure on axle passage

ETP

L'instrumentation de la voie

La GB étant mise en œuvre sur un linéaire de 105 kilomètres, la structure de la LGV présente donc un nombre important de configurations sol-structure.

Afin de confirmer le modèle mécanique et thermique retenu, ainsi que les hypothèses nécessaires au dimensionnement mécanique, certaines portions de la ligne vont être « instrumentées » et suivies. Cette instrumentation va également servir au retour d'expérience des structures ferroviaires avec sous-couche en GB. Celle-ci permettra de mieux appréhender les comportements de la voie sous sollicitation d'exploitation et de valider le meilleur comportement en entretien.

Plusieurs zones vont faire l'objet d'importants dispositifs de mesures (figure 11). Ces derniers sont installés par l'IFSTTAR, tout au long du tracé (projet en cours) :

- Des extensomètres mesureront la déformation transversale en flexion de la couche de GB : le dimensionnement de la structure étant basé sur la comparaison de l'élongation mesurée par rapport à l'élongation admissible de la GB.
- Des sondes suivront la température à la surface et à la base de la GB. Cette donnée servira éventuellement vis-à-vis de la température de calcul, à mesurer la pénétration de gel de la structure.
- Des accéléromètres, des sondes hygrométriques, des fibres optiques et des capteurs ancrés viendront compléter le dispositif de mesures.

Cette partie « instrumentation » sera l'occasion d'un prochain article spécifique à ce sujet.

Pourquoi innover en construction ferroviaire ?

Les fondements de la technique ferroviaire ont été établis au XIX^e et améliorés au XX^e siècle. L'arrivée des TGV il y a quelques décennies a permis à la SNCF et à RFF d'innover dans de nombreux domaines (équipements, matériel, ...). Depuis quelques années, la nécessité d'innover en matière de conception de plate-forme s'est fait jour et les premiers retours d'expérience semblent prometteurs.

La structure classique de voie ballastée comprend une succession de couches en matériaux naturels concassés dont la disponibilité est de moins en moins évidente. La substitution de la sous-couche en grave non traitée (GNT) par de la grave-bitume (GB) permet de réduire significativement l'épaisseur totale de la structure en valorisant les propriétés de la GB :

- Les caractéristiques mécaniques élevées de la GB, et en particulier son module et sa résistance en fatigue, assurent une meilleure diffusion des contraintes, ce qui réduit les sollicitations en tête de la PST traitée.
- L'étanchéité de la GB évite les infiltrations et permet une meilleure évacuation des eaux zénithales. La portance de la PST sur le long terme est de ce fait améliorée.

Dans les deux cas, les effets induits vont dans le sens d'un meilleur comportement mécanique de la plate-forme au passage des trains, gage de longévité de la structure.

Les premiers retours d'expérience de la section expérimentale de la LGV-Est fournissent des informations complémentaires sur les intérêts technico-économiques de la structure :

- Le nivellement longitudinal (NL) évolue moins vite sur la structure en GB, ce qui correspond à une moindre sollicitation du ballast avec des effets induits favorables (vibrations atténuées, réduction de la maintenance).
- Les niveaux de sollicitation mesurés dans la GB sont conformes au modèle mécanique de dimensionnement.

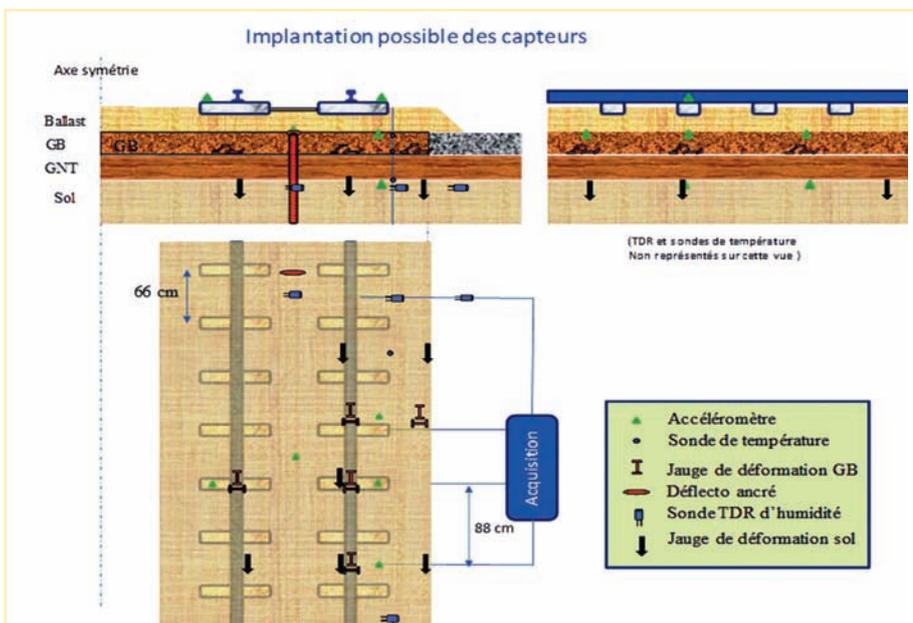


Figure 11
Schéma de l'instrumentation (projet)
Instrumentation diagram (design)

IFSTTAR



Vue générale du chantier : GB, GNT assainissement

D'un point de vue conception, la structure a été approchée par un modèle mécanique routier dont certains paramètres et hypothèses ont été adaptés à la particularité de la voie ferrée.

A l'avenir, les calculs de dimensionnement d'une telle structure doivent pouvoir être affinés en développant une méthode aux éléments finis qui prenne en compte les propriétés des matériaux dépendant de la grande vitesse et une meilleure discrétisation du modèle, spécifiquement adaptée à la conception ferroviaire.

Par ailleurs, l'ordonnancement des travaux permet d'industrialiser la mise en œuvre de la GB et ainsi de disposer d'un support très homogène et disponible immédiatement et par tout temps pour les travaux de voie, d'équipement et d'électrification. La sécurisation du planning des travaux est ainsi mieux garantie.

Les nombreux retours d'expérience du comportement de la GB sur autoroutes, avec des sollicitations plus agressives qu'en ferroviaire, permettent d'envisager avec confiance sa mise en œuvre à grande échelle sur la LGV Bretagne-Pays de la Loire. ■

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Ligne à grande vitesse Est – Sous les rails, le bitume, Bitume info n° 10 - novembre 2005
- [2] Insuffler une nouvelle vie pour le modèle LGV français, Bitume info n° 23 - novembre 2010
- [3] Conférence du Groupement Professionnel des Bitumes (GPB), le 14/09/2010 A. Cuccaroni (RFF) – A. Robinet (SNCF)
- [4] La voie ballastée à 400 km/h, Marc ANTONI, Ing. CNAM – Ing. ESE – FIRSE, août 2011
- [5] Asphalt in railways tracks, Dossier EAPA, octobre 2003
- [6] Voie ballastée ou voie sans ballast, Marc Antoni - Revue générale des chemins de fer (RGCF) n° 241, septembre 2014
- [7] Guide technique - conception et dimensionnement des structures de chaussées SETRA-LCPC, décembre 1994
- [8] Construction des chaussées neuves sur le réseau national – Spécification des variantes SETRA - Mars 2003
- [9] La voie ferrée, Jean ALIAS, janvier 1984
- [10] Analyse des déformations permanentes des voies ferrées ballastées, approche dynamique, Ali AL SHAER, Thèse de doctorat ENPC, 2006
- [11] Etude en élastoplasticité par la méthode des éléments finis du comportement de la voie ferrée et de sa fondation, Vassilios A. PROFILLIDIS et Pierre HUMBERT, BLPC n° 141, jan-fév 1986
- [12] "Mise au point d'un outil de calcul pour la conception des chaussées - Application aux revêtements de ponts orthotropes", S. Pouget, C. Sauzéat, H. Di Benedetto, F. Olard, F. Loup, RGRA n° 885, juin 2010
- [13] "Influence des propriétés élastiques ou viscoélastiques des revêtements sur le comportement des ponts à dalle orthotrope", Simon POUGET, Thèse de doctorat ENTPE-INSA, 2011
- [14] Norme NF EN 13108-1 - Mélanges bitumineux – Spécification des matériaux – partie 1 : enrobés bitumineux, AFNOR, février 2007
- [15] Norme NF P 98-086 - Dimensionnement structurel des chaussées routières, Application aux chaussées neuves, AFNOR, octobre 2011
- [16] Norme NF P 98-082 – Chaussées – terrassements/Dimensionnement des chaussées routières/ Détermination des trafics routiers pour le dimensionnement des structures de chaussées, AFNOR, janvier 1994
- [17] Norme NF EN 12697-24- Mélanges bitumineux - Méthode d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud - Partie 24 : résistance à la fatigue



Grave-bitume (asphalt-treated base material) for railways Design and development

The design of modern railway trackbeds must take into account developments in the types of loads and stresses, as well as traffic growth and higher service speeds.

In the case of conventional structures with tracks laid on ballast and granular sub-bases, there are significant dynamic effects leading to a high level of ballast loading calling for regular interventions to re-establish track geometry and maintain a high service level.

Bituminous materials had already been used in trackbed construction in the past, but it is only since the 1970s that these techniques were used for the first time in Great Britain and the United States. As concerns high-speed railway lines, an asphalt layer was placed under the ballast on several sections of the Florence-Rome line.

On the East European high speed railway line (LGV Est), French Railways (RFF) conducted experiments on a 3-km track structure in which the ballast was placed on a grave-bitume (GB) asphalt-treated base material. The section went into service in 2007 and has been monitored closely so that much has been learnt for the design of future high-speed railway base structures.

This solution was applied again during the second construction phase of the LGV Est line.

Initial feedback from this experimental 3-km section shows good results in terms of track behaviour and maintenance ([1 to 3]).

Deformation measurements carried out on the GB asphalt-treated base material confirm the adopted design model data.

Since the spring of 2014, EIFFAGE has completed 105 km of railway line with this structure on the high-speed railway project between France's Brittany and Pays de la Loire regions (LGV-BPL) having a total length of 182 km.

AUTEURS

Régis Le Lion
Directeur
Service VRD-Transports
Direction régionale Ouest
Artelia Ville et Transport

David Tribondeau
Ingénieur d'études
Direction régionale Méditerranée
Artelia Ville et Transport



Photo 1
Terminal de la Pointe des Grives
Pointe des Grives terminal

De nouvelles perspectives pour le dimensionnement des chaussées industrielles et portuaires

Exemple du terminal conteneurs de la Pointe des Grives (Ile de la Martinique)



Dans le cadre du projet de l'extension du terminal à conteneurs de la Pointe des Grives à la Martinique, Artelia a engagé un travail d'optimisation du dimensionnement de ses terre-pleins, dans un but d'amélioration de ces ouvrages sous les aspects fiabilité technique et économie. Il a été accompagné dans cette action, fruit d'études et de recherches de plusieurs années et de nombreux retours d'expérience, par la DREAL (direction régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement) de la Martinique et par l'IFSTTAR (Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux).

Le modèle de calcul retenu pour ce travail est le modèle français de dimensionnement rationnel des chaussées routières.

Contexte

Titulaire de nombreux marchés d'études de terminal à conteneurs dans le monde, le groupe ARTELIA, issu de la récente fusion de SOGREAH et de COTEBA, est l'un des leaders mondiaux sur ce marché très spécifique. Fort de son expérience d'études maritimes, son objectif est de répondre de façon plus large sur toutes les études afférentes à ce type de projet, dans l'objectif de proposer des solutions « clés en main » à ses clients.

Cela nécessite d'autres compétences, en particulier pour la conception des

terre-pleins : la direction régionale Ouest d'Artelia, via son Service voirie et transport, assure ces missions. Parmi les différentes problématiques que posent ce type d'ouvrages, il en est une dont la dimension économique et technique rend sa maîtrise primordiale : le dimensionnement structurel des chaussées lourdes portuaires et tout particulièrement le cas des terminaux à conteneurs.

Parmi les récentes études d'Artelia en matière de dimensionnement des plates-formes, citons les projets de Cotonou (Bénin), Lomé (Togo), Conakry (Guinée), Degrad des Cannes (Guyane),

Deux méthodes de calcul sont couramment utilisées par Artelia pour procéder à ces dimensionnements :

- La méthode anglo-saxonne *Heavy Duty Pavements* publiée par *Interpave* [1]. Elle offre l'avantage d'une très large diffusion dans le monde et donc de nombreux retours d'expérience.

Elle présente cependant des limites liées, entre autres, à sa nature essentiellement empirique, qui restreint son application à quelques structures types et à un nombre réduit de matériaux, excluant par exemple les enrobés à module élevé (EME).

- La méthode française de dimensionnement rationnel des chaussées [2, 3].

Dossier Plates-formes logistiques

Initialement développée pour les chaussées routières, elle offre de larges possibilités d'adaptation à des contextes différents, à travers sa nature performantielle et son paramétrage explicite. Cependant, les modalités d'application de la démarche rationnelle au cas des plates-formes à conteneurs n'ont pas été définies à ce jour.

Cette situation a amené Artelia à constituer un groupe de réflexion sur le sujet, auquel ont été associés le CETMEF (Centre d'études techniques maritimes et fluviales) et l'IFSTTAR. Des consultations d'exploitants portuaires, des visites de terminaux en exploitation ainsi qu'une étude bibliographique ont conduit à identifier des besoins d'adaptation du modèle de dimensionnement rationnel pour traiter le cas des chaussées portuaires, à savoir principalement :

- prise en compte du balayage des véhicules,
- coefficients de calage mieux adaptés,
- prise en compte des risques de calculs,
- détermination des trafics et des histogrammes de chargements.

De nouvelles lignes directrices ont pu émerger pour prendre en compte ces problématiques technico-économiques,

conformément aux attentes des clients, tout en maîtrisant les risques vis-à-vis de la durabilité des infrastructures.

Le terminal conteneurs de la Pointe des Grives

L'ouverture du nouveau jeu d'écluses sur le canal de Panama en 2015 va bouleverser le trafic maritime dans le secteur Caraïbes, avec :

- une **croissance potentielle** des flux et la recherche de plate-forme de transbordement dans la zone ;
- l'augmentation prévisible de la taille des navires, du fait de la réaffectation des navires dans l'actuel canal.

Le Grand Port Maritime de la Martinique a donc décidé d'étendre son terminal à conteneurs afin de capter du trafic de transbordement et d'adapter son infrastructure à la future taille des navires pouvant faire escale en Martinique. Artelia a été nommé mandataire du groupement de maîtrise d'œuvre en charge de ce projet.

Dans une volonté d'optimisation, il a été décidé de mener une étude approfondie sur le dimensionnement des chaussées. Les principales décisions et principes de calculs retenus sont exposés ci-après. Ce terminal est géré selon le plan masse suivant (figure 1).

Sont tour à tour présentés dans les paragraphes de dimensionnement, la démarche d'adaptation mise au point avec le concours de la maîtrise d'ouvrage. Ce dimensionnement se base sur une structure bitumineuse de type enrobés à module élevé (EME).

Le terminal de la Pointe des Grives en chiffres

Ouvert en 2003
160 000 conteneurs annuellement
16 ha
460 m de quai
Extension prévue de 12 ha

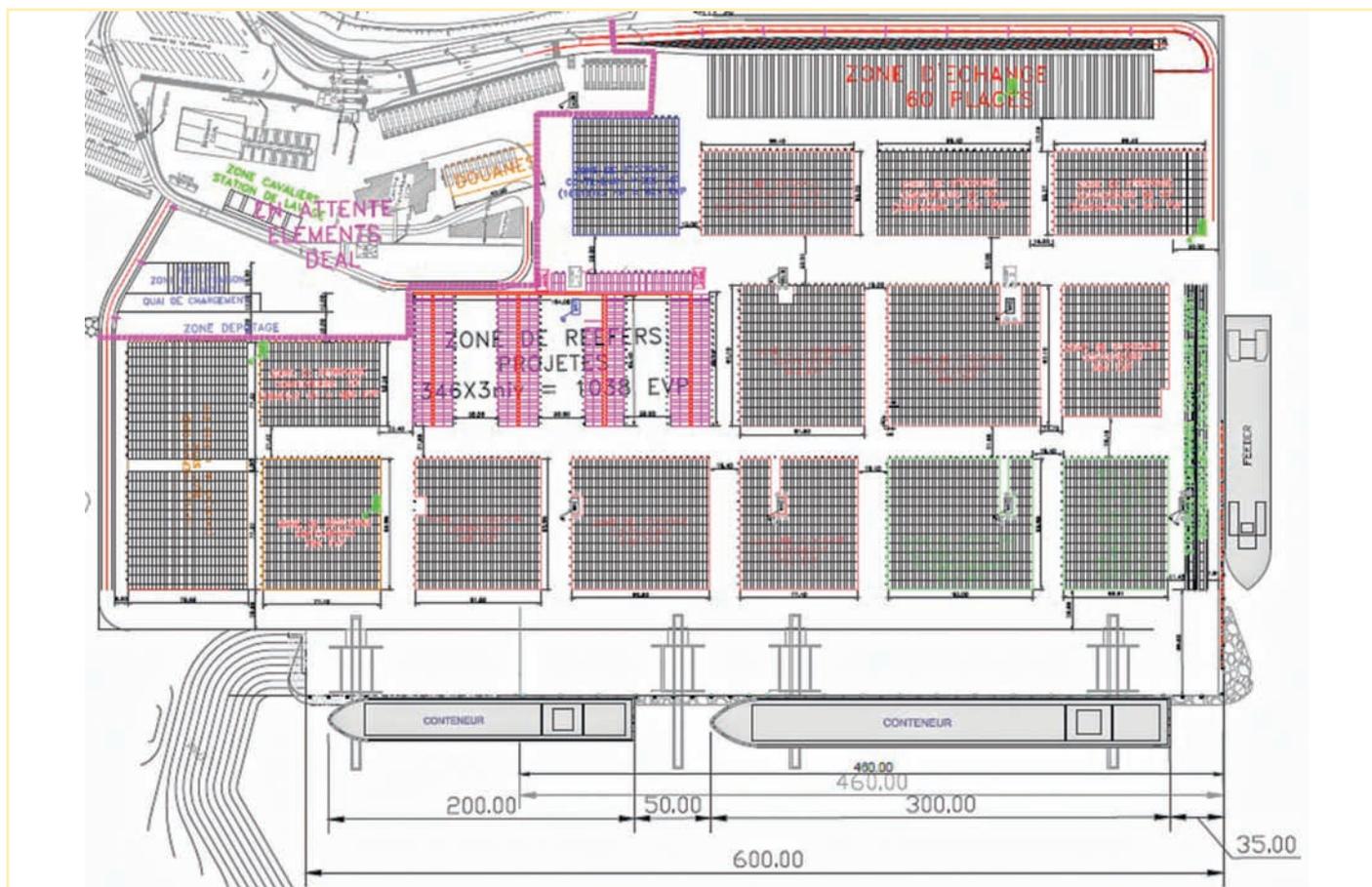


Figure 1
Plan masse du projet
Project layout

Définition d'un niveau de service adéquat

La norme française de dimensionnement de chaussée est calibrée pour dimensionner des structures routières classiques, et vise un niveau de déformation et d'usure à long terme permettant l'utilisation de la chaussée en toute sécurité. Le niveau de service exigé pour une plate-forme logistique peut être différent.

Dans le cas spécifique des plates-formes industrielles et portuaires et particulièrement sur le présent projet, nous allons estimer ce facteur de risque (intervenant dans le coefficient noté K_c) à 30 %, permettant de décrire le niveau de service attendu pour les véhicules de manutention. Certains engins, les portiques en particulier, sont cependant assujettis à des contraintes de roulement plus strictes : on conservera alors un coefficient de risque de 5 %.

Or, ce recalage de paramètre entraîne une augmentation d'environ 20 % de la déformation admissible, diminuant de fait la structure de chaussée nécessaire.

Détermination des trafics

L'un des principaux éléments dimensionnant dans le cadre d'une étude de chaussée est le trafic. Dans le cadre d'un terminal à conteneurs, le trafic dépend de deux facteurs : l'organisation spatiale du terminal et sa capacité logistique. Pour estimer ce dernier facteur, il a été retenu de se baser sur le document « Productivité des terminaux à conteneurs » [4]. Celui-ci propose, en fonction de différentes caractéristiques du terminal, de déterminer la capacité annuelle de manipulation de conteneur, sur la base d'une étude statistique.

Evaluation de la capacité en conteneurs

Densité du parc : 1 000 EVP/ha, sur 25 ha

Productivité : 25 000 EVP maximum en simultané

Capacité dynamique du parc

Productivité : 1,29 M EVP/an

Productivité Bord à Quai

70 000 EVP/portique/an, 4 grues

Productivité : 280 000 EVP/an

Productivité Quai 600 EVP/ml

quai/an pour 600 m

Productivité : 360 000 EVP/an

Productivité Parc

12 000 EVP/ha/an sur 25 ha

Productivité : 300 000 EVP/an

On retient la valeur de 300 000 EVP/an

Appliquée au terminal de la Pointe des Grives, cette analyse a mené à considérer un total de 300 000 équivalent vingt pied (EVP) (mesure de capacité en conteneur). En prenant en compte une répartition de conteneurs de quarante pieds de 60 %, cela conduit à un total de 210 000 conteneurs par an (un conteneur de 40 pieds équivaut à 2 EVP). Il suffit ensuite de répartir ce trafic de conteneurs par voies de circulation, sur la durée de service de 20 ans considérée ici.

Choix d'un histogramme de chargement

Il est essentiel dans le dimensionnement d'une chaussée de connaître les différents cas de chargements des engins amenés à y circuler. Ce paramètre a en effet une influence non négligeable sur les épaisseurs des couches d'assise de la future chaussée. Dans le cas des plates-formes portuaires et industrielles, le poids des chargements est difficile à estimer. En l'absence de valeurs précises, il est possible de se référer aux histogrammes de chargements statistiques, tels que ceux établis par *British Port Association (BPA)*, figurant dans [1]. Dans le cas d'un ratio nombre de conteneurs de 40 pieds sur celui de 20 pieds égal à 60 %, la distribution des poids de conteneurs proposée par *BPA* est représentée sur la figure 2.

On peut, à partir de ce type d'histogramme, définir un chargement de référence et calculer un coefficient moyen d'agressivité qui en découle pour toutes les classes de chargements. Dans ce cas présent, un chargement de 22 t est considéré : c'est la valeur de chargement du dernier décile de l'histogramme. Cette méthode ne peut être effective qu'au cas où un seul type d'engins circule sur la structure.

Dans le cas contraire, si différentes géométries d'essieux entrent en jeu, il faudrait passer par un calcul de dommages cumulés du trafic.

Il est évident que ces histogrammes dépendent étroitement du type de marchandises et du type de trafic engendrés par le terminal (transit, distribution locale, etc.). Ils sont à valider en concertation avec l'exploitant.

Pour aller plus loin : le balayage latéral du trafic

Contrairement aux véhicules empruntant les grands axes routiers et autoroutiers, les engins de manutention sont susceptibles d'emprunter des traces très dispersées sur un même axe de circulation. Cela aura pour effet de diminuer le nombre de cycles sur un même point de la chaussée. Cette notion est communément appelée balayage.

Il est donc important de pouvoir estimer la largeur de ce balayage, qui va dépendre du type de véhicule et de la largeur des voies. L'observation sur site, via chronophotométrie ou tracking GPS, sera nécessaire pour évaluer au mieux les valeurs de ce balayage, en fonction des engins et de la géométrie du site. Cependant, en l'absence actuelle de données précises sur ce facteur, le choix a été fait de négliger le balayage dans cette étude.

Pour un retour du pavé béton ?

Les couches de roulement des plates-formes industrielles posent d'importants problèmes de durabilité. En effet, des contraintes de cisaillement et de poinçonnement très élevées s'appliquent à ces revêtements qui n'ont pas toujours la capacité d'y résister.

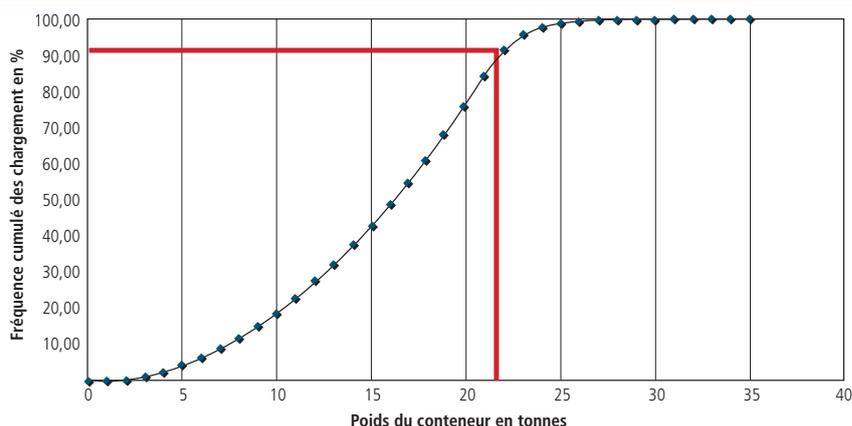


Figure 2
Distribution des poids des conteneurs selon BPA, pour un ratio 40 pieds/20 pieds égal à 60 %
Distribution of container weight according to BPA, for a ratio of 40 feet/20 feet equal to 60%

BPA

Dossier Plates-formes logistiques

Couramment, en France, on retrouve des couches de roulements en BBME (béton bitumineux à module élevé) ou en enrobé percolé, et plus rarement en béton.

Le revêtement de la chaussée par des pavés en béton posés sur lit de sable d'environ 4 cm à 5 cm constitue une alternative intéressante. Cette technique est fréquemment utilisée avec succès dans les ports du Nord de l'Europe et dans de nombreux autres pays dans le monde.

Afin de permettre une modélisation réaliste de ces revêtements pavés dans les calculs de dimensionnement à l'aide du logiciel Alizé, des modélisations aux éléments finis 3D à l'aide du logiciel CÉSAR-Lcpc [5] ont été réalisées. Elles conduisent à différencier la rigidité équivalente du pavage plus lit de sable, assimilé à une couche homogène et continue d'épaisseur 11 cm, selon la rigidité des couches d'assises : module de Young équivalent d'environ 2 500 MPa pour les chaussées bitumineuses, et d'environ 4 000 MPa pour les chaussées semi-rigides et rigides.

Dans le cas du terminal de la Pointe des Grives, il a été retenu de garder les zones de roulement en BBME, en mettant en œuvre des pavés sur la zone potentiellement la plus sujette à l'arrachement et dont le positionnement est figé par la présence de superstructure : la zone de stockage des *reefers*.

Utilisé très fréquemment dans le monde, une solution en pavés béton paraît tout à fait adaptée. En effet, elle propose un nombre certain d'avantages :

- une bonne résistance au poinçonnement,
- une longue durée de vie,
- une facilité pour l'entretien,
- une durée de vie très importante.

Conclusion et perspectives

Ces diverses dispositions permettent de trouver des solutions techniques fiables et économiques, en utilisant des outils déjà connus, dans le but d'optimiser ces structures pour les projets à venir.

Cela peut être illustré à partir d'une structure particulière sur ce projet : la zone de stockage de conteneurs vides, empruntée par des *reach-stackers* (charge à l'essieu 370 kN, 1,6 million de passages, en ne considérant pas les empilements de conteneurs pour les besoins de l'exemple, qui sont néanmoins dans ce cas dimensionnant). En justifiant un niveau de service adéquat (coefficient de risque pris à 30 %), la solution proposée par Artelia apparaît plus économique que celle donnée par la méthode britannique *BPA* (figure 3). Elle favorise une économie d'EME de l'ordre de 28 %.

Toutes ces dispositions de calcul présentées ne pourront être appliquées qu'avec un dialogue approfondi entre les exploitants portuaires et leur maîtrise d'ouvrage, portant sur les données d'entrée et l'exploitation prévue du terminal.

Dans un futur proche, ces propositions d'adaptation du modèle rationnel de dimensionnement devraient encore évoluer pour donner naissance à une nouvelle méthode codifiée de dimensionnement de chaussées dédiée aux charges spéciales. Il reste cependant quelques points à approfondir :

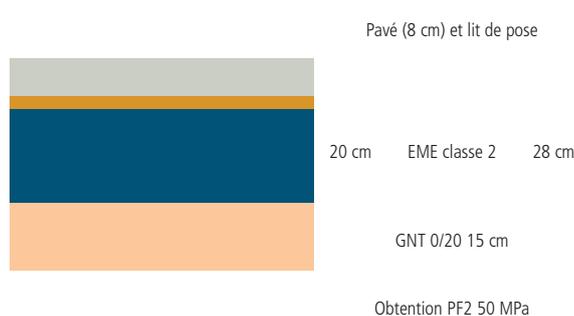
- Déterminer plus exactement le balayage des engins (par suivi GPS, par exemple).
- Déterminer la gestion réelle d'un terminal par des modèles de logistiques.
- Dimensionner au mieux les structures supportant des charges statiques, ...



New outlook for structural design of industrial and port pavements Example of container terminal at Pointe des Grives (Martinique Island)

In connection with the container terminal extension project at Pointe des Grives in Martinique, Artelia took steps to optimise the structural design of the median strips, in order to improve these structures from the viewpoint of technical reliability and economy. It was backed for this action, which is the outgrowth of studies and research over several years and significant project feedback, by the DREAL (regional directorate for the Environment, Spatial Planning and Housing) of Martinique and by the IFSTTAR (French Institute for transport science and technology, spatial planning and networks). The design model adopted for this work is the French rational road pavement structural design model.

Méthode ARTELIA



Méthode BPA



Figure 3
Comparaison des solutions Artelia et britannique
Comparison of Artelia and British solutions

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Heavy duty pavements – The structural design of heavy duty pavements for ports and other industries, Edition 4, Interpave, www.paving.org.uk
- [2] NF P98-086, Dimensionnement structurel des chaussées routières – Application aux chaussées neuves. Norme française, octobre 2011
- [3] Alizé-LCPC, Logiciel d'aide au dimensionnement des chaussées selon la méthode française de dimensionnement, www.lcpc.fr/francais/produits/lcpc-produits-alize-lcpc-routes/
- [4] La productivité des terminaux à conteneurs, CETMEF, juillet 2011
- [5] CÉSAR-LCPC, Logiciel de modélisation par éléments finis des problèmes du génie civil et de l'environnement, <http://www.lcpc.fr/francais/produits/lcpc-produits-cesar/>

AUTEURS

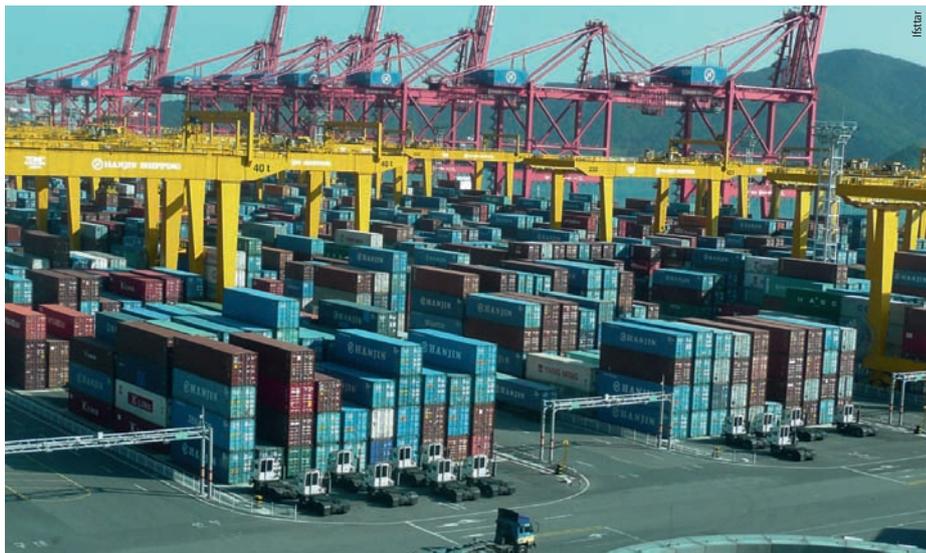
Jean-Maurice Balay
Directeur de recherche
Institut français des sciences
et technologies de transport,
de l'aménagement
et des réseaux (IFSTTAR)

Fabrice Breton
Ingénieur
Direction technique
Eurovia Management

Sandrine Buytet
Chef de section
dimensionnement des chaussées
Direction technique,
recherche et développement
Colas SA

Hervé Dumont
Directeur technique
Pôle route
Eiffage Travaux Publics

Michel Dunand
Directeur technique
Groupe NGE



Vue d'ensemble d'une plate-forme logistique

Dimensionnement des plates-formes logistiques selon la démarche rationnelle routière

Cet article traite du dimensionnement des plates-formes logistiques pour la réception et le réacheminement des conteneurs de marchandises. En raison de leurs charges extrêmes, les engins de manutention circulant sur ces plates-formes portuaires ou multimodales appliquent aux chaussées des sollicitations très élevées, sans commune mesure avec celles des trafics routiers les plus lourds. Les aires de stockage des conteneurs empilés sur plusieurs hauteurs supportent, quant à elles, des contraintes verticales considérables, pouvant dépasser la centaine de bar. L'article comporte deux parties :

- La première expose brièvement les modes de chargement spécifiques de ces plates-formes, les types de chaussées les plus fréquents et les démarches de dimensionnement les plus utilisées.
- La seconde propose diverses adaptations à apporter à la démarche rationnelle française du dimensionnement routier, afin de l'appliquer au cas de ces chaussées spéciales. Elle se termine par un exemple de dimensionnement d'une chaussée portuaire reposant sur les modalités de calcul proposées.

Partie 1 : principales caractéristiques des plates-formes logistiques et démarches actuelles de dimensionnement

Introduction

Le besoin en plates-formes logistiques de grandes capacités va de pair avec la mondialisation des échanges internationaux. Il est renforcé par la demande grandissante du monde ferroviaire envers les plates-formes multimodales, comme alternative écologique au transport routier intégral. Concernant le dimensionnement de ces chaussées particulières, deux faits sont à noter :

- A ce jour, le référentiel technique français ne propose aucune

méthode officielle de dimensionnement ni de recommandations techniques, qui viendraient encadrer le dimensionnement de ces chaussées pour charges très lourdes.

- L'application stricte de la méthode de dimensionnement routière aux cas des plates-formes logistiques conduit le plus souvent à des surdimensionnements manifestes. Cet avis est partagé par la majorité des acteurs concernés par la conception et le dimensionnement de ces plates-formes.

Cette situation est peu favorable à l'optimisation technico-économique des projets, à la mise au point de solutions innovantes et enfin à la valorisation de la technique routière française à l'international.

Cet article en deux parties synthétise les aboutissements d'une action menée par l'Ifsttar et les entreprises françaises Colas, Eiffage Travaux Publics, Eurovia et le groupe NGE, qui ont entrepris un travail de mutualisation de leurs expériences en matière

de dimensionnement des plates-formes à conteneurs.

Les charges supportées par les chaussées

Les conteneurs

Le conteneur pour le transport maritime, ferroviaire et routier des marchandises se présente en trois versions de longueur 20, 30 et 40 pieds (soit 6,096 m, 9,144 m et 12,192 m). La réglementation

ISO (Organisation internationale de normalisation) limite la masse brute maximale du conteneur de 40 pieds à 30,480 tonnes et celle du conteneur de 20 pieds à 24 tonnes, pour une tare d'environ 3,7 tonnes et 2,3 tonnes respectivement [1].

Il existe des configurations plus rares (conteneurs citernes, frigorifiques, conteneurs plate-forme, ...), dont certaines incompatibles avec le transport routier peuvent atteindre un poids maximum de 45 tonnes.

L'optimisation logistique de ces plates-formes conduit leurs exploitants à empiler les conteneurs sur plusieurs étages (photo 1). On observe couramment jusqu'à 5 rangées superposées. Cette pratique induit des descentes de charge et des efforts de poinçonnement considérables tant dans les couches de revêtement que dans les couches d'assise, en raison des faibles dimensions des pièces de coin normalisées des conteneurs (17,8 cm x 16,2 cm).

Les charges réglementaires maximales sont très rarement atteintes. Statistiquement, plus de 95 % des conteneurs possèdent une charge totale inférieure à 23 tonnes. La figure 1 reproduit les distributions types de charges brutes des conteneurs établies par BPA (*British Ports Association*) [2].

Notons également que sur les aires de stockage, des limitations de poids sont généralement fixées par les exploitants pour les empilements de plus de trois étages environ.



Photo 1
Empilement de conteneurs sur une plate-forme portuaire

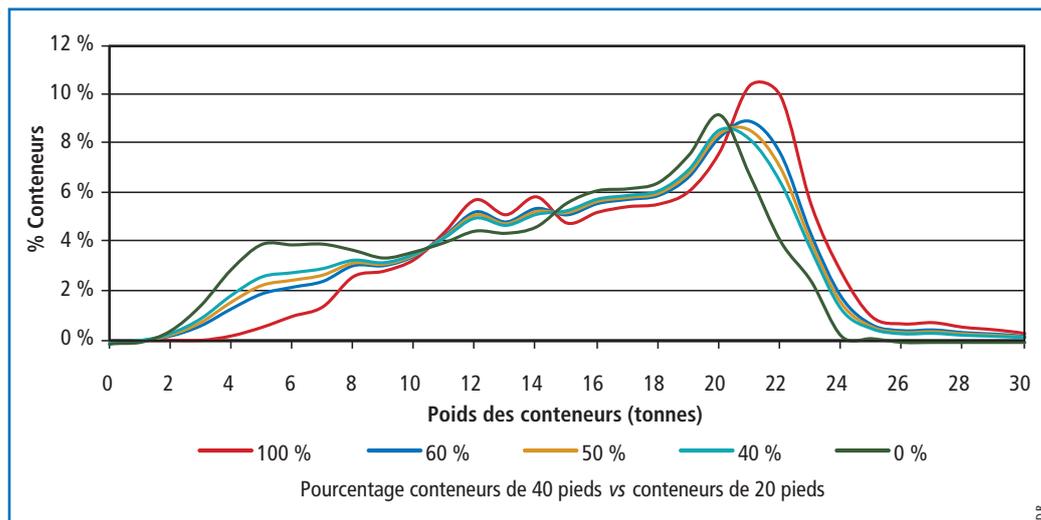


Figure 1
Distribution type des charges brutes des conteneurs, selon BPA

Les engins de manutention des conteneurs

Sont succinctement décrits quatre types d'engins lourds très fréquemment utilisés sur les plates-formes à conteneurs [3]. Leurs caractéristiques nécessaires au dimensionnement (en particulier géométrie des trains d'essieux, charges sur les essieux en fonction des conditions de chargement, pression de gonflage, ...) sont généralement disponibles auprès de leur constructeur. Chaque étude de dimensionnement nécessitera une identification très précise des engins utilisés, qui ne se limitent pas, *a priori*, à ceux décrits ici, certains pouvant s'avérer également très agressifs pour les chaussées.

Le chariot élévateur à chargement frontal ou reachstacker (photo 2)

Pesant environ 70 tonnes à vide, cet engin est équipé d'un palonnier à prise par le haut. L'essieu arrière est l'essieu directeur, ce qui augmente les capacités de manœuvre dans des espaces réduits. Ses deux roues simples génèrent alors des efforts de cisaillement très importants dans les couches de roulement.



Photo 2
Vue d'un chariot élévateur de type reachstacker

Sa flèche articulée permet la manutention des conteneurs et leur gerbage sur plusieurs hauteurs et plusieurs rangées en profondeur. Ces situations de porte-à-faux entraînent le report d'une large part du poids de l'engin en charge sur l'essieu avant. Le poids repris par les quatre roues de cet essieu peut alors atteindre la centaine de tonnes sur certains chariots élévateurs en pleine charge, induisant de très forts niveaux de sollicitations dans les couches de chaussées.

Le chariot cavalier ou straddle carrier

Le chariot cavalier (photo 3) positionne le conteneur entre ses deux files de roues et le soulève à la hauteur d'empilement souhaitée, généralement deux à trois hauteurs de conteneurs. Il est équipé de 3 à 4 essieux à roues simples. Cet engin est généralement moins agressif vis-à-vis de la chaussée que le reachstacker, en raison des meilleures conditions de centrage de la charge.



Photo 3
Vue d'un chariot cavalier

La grue sur pneus (photo 4)

Elle se déplace et se positionne à vide sur le lieu de transbordement ; elle repose en charge sur des patins de manutention, d'où sa faible agressivité pour la chaussée.



Photo 4
Vue d'une grue sur pneus en phase de manutention

La grue ou portique sur rails (photo 5)

Les structures recevant ce type d'engins comportent généralement des dalles, longrines ou chevêtres en béton armé. Leur dimensionnement relevant des règles de calcul des ouvrages en béton armé n'entre pas dans le cadre du présent article.



Photo 5
Vue d'un portique sur rails

Principaux types de chaussées

Les niveaux très élevés des charges supportées par ces chaussées imposent le recours à des structures lourdes de type béton, semi-rigide, ou bitumineuse épaisse. Leur période de calcul, aussi désignée durée de service pour le dimensionnement, est généralement comprise entre 15 et 30 années.

Les structures en béton

Ces structures sont généralement constituées de dalles en béton, goujonnées ou non, reposant sur une fondation en béton maigre ou en matériaux traités aux liants hydrauliques (MTLH). Leurs avantages majeurs sont leur grande durabilité et l'absence de déformation permanente, de type orniérage ou poinçonnement sous charges lourdes. Elles ne nécessitent qu'un entretien réduit sur toute leur durée de service. Leur principal inconvénient peut être le délai relativement long (pouvant atteindre plusieurs semaines) de mise en circulation à la construction ou lors des phases de réfection, ce qui constitue dans certains cas un frein à leur utilisation.

Les structures semi-rigides

Dans le contexte français, la structure la plus courante comporte une ou plusieurs couches d'assises en MTLH de classe minimale T3 [4, 5].

Elle est généralement revêtue d'une couche de surface en BBME (béton bitumineux à module élevé) ou en enrobé bitumineux percolé au coulis de ciment.

Comparé aux différents types de bétons bitumineux, l'enrobé percolé présente l'avantage d'une très bonne résistance à l'orniérage et au poinçonnement. A l'international, cette couche de surface est souvent remplacée par un revêtement en pavés, posés sur lit de sable. Cette technique offre l'avantage d'une réparation aisée et peu coûteuse en cas de désordres ponctuels.

Les principaux inconvénients de ce type de structure sont, d'une part le délai de remise en circulation en cas d'entretien et, d'autre part, la remontée de fissuration de retrait inhérente à l'utilisation de liants hydrauliques. Les épaisseurs sont généralement importantes (supérieures à la trentaine de cm) et nécessitent des moyens de mise en œuvre puissants. L'utilisation de BCR (béton compacté routier) offre l'avantage de s'affranchir de la couche bitumineuse de surface, avec cependant des risques d'arrachement superficiels localisés.

Les structures bitumineuses épaisses

Leur assise est généralement constituée de grave-bitume de classe 3 (GB3) minimale ou d'enrobé à module élevé de classe 2 (EME2), surmontée d'une couche de surface en BBME (béton bitumineux à module élevé) ou en enrobé percolé au coulis de ciment. Leurs intérêts principaux sont leur continuité mécanique (absence de fissuration de retrait et de joints de construction,

allégeant ainsi les opérations d'entretien), leurs épaisseurs moindres comparées aux structures rigides et semi-rigides (en raison, notamment, des possibilités de collage durable des couches bitumineuses entre elles), enfin leur délai de remise en service plus rapide (de l'ordre de la journée) en cas d'entretien lourd. Par leur souplesse, ces structures s'accommodent mieux des éventuels phénomènes de tassement différentiel du massif support auxquels sont fréquemment exposées les réalisations en site maritime.

L'inconvénient principal est lié au comportement visco-plastique de ces enrobés bitumineux, pouvant entraîner, outre l'orniérage ou le poinçonnement de la couche de surface, des déformations par fluage des couches d'assises.

Le tableau 1 résume les combinaisons de matériaux les plus couramment utilisées en couches de surface, de base et de fondation pour ces 3 types de structures dans le contexte des plates-formes de conteneurs. Les niveaux de charge appliquée et la compressibilité fréquente des sols en place poussent à recommander une portance de niveau minimal PF2qs (80 MPa), les plates-formes de classe PF1 (portance inférieure à 50 MPa) étant fortement déconseillées.

L'emploi du béton BC6 est prévu par la norme Chaussées en béton de ciment NF P98-170. Ses performances mécaniques ne sont pas précisées par la norme Dimensionnement NF P98-086 (octobre 2011), mais elles devraient l'être dans la prochaine édition de cette même norme en cours de révision.

	Structures en béton	Structures semi-rigides	Structures bitumineuses
Couche de surface	/	<ul style="list-style-type: none"> • EB-BBME 6 à 8 cm ou • Enrobés percolés sur 4 à 5 cm ou • Pavés sur lit de sable 	<ul style="list-style-type: none"> • EB-BBME 6 à 8 cm ou • Enrobés percolés sur 4 à 5 cm
Couche de base	<ul style="list-style-type: none"> • BC6 ou BC5, goujonné ou non 	<ul style="list-style-type: none"> • GC-T3 ou • GC-T4 ou • BCR (*) 	<ul style="list-style-type: none"> • EB-GB3 ou • EB-GB4 ou • EB-EME2
Couche de fondation	<ul style="list-style-type: none"> • BC2 ou • BC3 ou • MTLH ou • BCR 		
Plate-forme support de chaussée	Portance minimale recommandée : PF2qs (80 MPa), nécessitant le cas échéant une couche de forme en matériaux granulaires ou traitée au liant hydraulique		

(*) Couche de surface non obligatoire sur une assise en BCR ; les notations sont celles de la norme NF P98-086 [5]

Tableau 1
Structures pour plates-formes logistiques – combinaisons de matériaux les plus fréquentes

Les démarches de dimensionnement les plus répandues à l'international

Une rapide revue bibliographique des pratiques internationales montre que les dimensionnements des chaussées à conteneurs s'opèrent, dans un grand nombre de cas, selon l'une ou l'autre des deux démarches ci-dessous. Notons que la comparaison entre eux des différents modèles de dimensionnement n'est pas aisée : chacun s'inscrit dans un cadre normatif donné et propose des critères de rupture qui lui sont propres, ne pouvant pas être dissociés de la méthode considérée.

La démarche CBR (California Bearing Ratio)

Elle se fonde sur la méthode CBR routière, de nature essentiellement empirique, incluant la notion d'épaisseur équivalente et extrapolée aux charges lourdes.

C'est le cas de la méthode anglo-saxonne désignée *Heavy Duty Pavements : the structural design of heavy duty pavements for ports and other industries* [2]. Son usage est très répandu dans le monde, et les structures en matériaux hydrauliques qu'elle préconise s'appuient sur de très nombreux retours d'expérience. Elle permet le dimensionnement des structures vis-à-vis des charges roulantes, et également des charges statiques dans les zones de stockage des conteneurs. Son caractère empirique présente toutefois un certain nombre de limitations, liées notamment à :

- des coefficients d'équivalence qui ne prennent pas en compte tous les types de matériaux, en particulier certains matériaux performants comme les EME ;
- l'absence de règles d'agencement des couches, avec le risque de proposer des structures au comportement non éprouvé par l'expérience ;
- des hypothèses non précisées quant au fonctionnement des

interfaces entre couches, pouvant éventuellement différer de leur fonctionnement réel, selon leur mode de réalisation sur le chantier ;

- la définition du trafic de dimensionnement obligatoirement composé d'un engin unique, incompatible avec la prise en compte d'un trafic mixte éventuel ;
- un ensemble de facteurs pour la prise en compte des effets dynamiques, dont la combinaison peut atteindre une majoration de plus de 80 % des charges statiques, mais dont les critères de choix ne sont pas précisés.

La démarche performantielle

Elle se fonde sur des modèles d'analyse mécanique des chaussées, couplés à des critères de rupture des matériaux. Ils sont établis en fonction de leurs performances mécaniques évaluées par des essais en laboratoire ou *in situ*.

La plupart de ces outils sont directement dérivés du domaine routier sans prise en compte des spécificités des chaussées logistiques, ce qui en constitue leur principale limite. Toutefois, certains d'entre eux sont issus des modèles de dimensionnement des chaussées aéronautiques, comme le modèle américain *PcCase* [6] ou le modèle australien *Hipave* [7].

Ce dernier se fonde sur la méthode rationnelle de dimensionnement aéronautique *APSDS (Airport Pavement Structural Design System)* [8]. Bien que les charges aéronautiques se rapprochent des charges lourdes rencontrées dans le domaine des plates-formes à conteneurs, il subsiste des incertitudes quant à la bonne prise en compte par ce modèle de facteurs tels que les effets dynamiques générés par les *reachstackers* en configuration de porte-à-faux, ou encore la vitesse de circulation des charges roulantes.

Partie 2 : adaptation de la méthode rationnelle française au dimensionnement des plates-formes logistiques

Démarche adoptée

La démarche rationnelle du dimensionnement routier [4,5] est adoptée, pour ses capacités à prendre en compte de façon suffisamment réaliste, à la fois les conditions de chargements des plates-formes, les performances mécaniques des matériaux et enfin le comportement réel des structures qui ressort des retours d'expérience sur sites.

Des adaptations du modèle routier sont cependant nécessaires. La méthode rationnelle appliquée aux chaussées logistiques conduit le plus souvent à des surdimensionnements manifestes, si l'on adopte strictement les modalités de calcul et le paramétrage élaborés pour les dimensionnements routiers standards. On trouve les mêmes besoins d'adaptation du modèle routier dans la nouvelle méthode de dimensionnement rationnel des chaussées bitumineuses aéronautiques publiée en 2013 [9]. Pour ces structures

exposées à des niveaux de charge à la roue comparables à ceux des plates-formes logistiques (fréquemment supérieurs à 200 kN), l'application stricte du modèle rationnel conduit à ce même constat de surdimensionnement, comme l'ont montré les essais sur chaussées réalisées dans le cadre des *PEP (Pavement Experimental Program)* Airbus [10 à 12].

La vérification des structures sous charges statiques, non prévue par la méthode routière, nécessite également des compléments. Signalons que le poinçonnement et l'orniérage par fluage des enrobés quand ils affectent les couches de surface ne relèvent pas du dimensionnement structural objet du présent article.

Les bases du modèle rationnel de dimensionnement

Les bases du modèle rationnel routier faisant l'objet du logiciel

Alizé-Lcpc [13], sont rappelées ci-après.

- La structure de chaussée est assimilée à un massif multicouche semi-infini à comportement élastique-linéaire et isotrope (désigné modèle MEL dans la suite de cet article). Les interfaces entre couches peuvent être considérées glissantes, collées ou semi-collées selon les matériaux en présence et leur mode de mise en œuvre.

- Les charges appliquées à la surface de la chaussée sont assimilées à des charges statiques représentées par des disques circulaires supportant une pression verticale et uniforme.

- Les sollicitations créées par ces charges dans la structure de chaussée s'expriment en termes de contraintes (bétons et MTLH) et de déformations (matériaux bitumineux) horizontales en flexion à la base des couches liées, et de déformations verticales au sommet des couches non liées et de la plate-forme support. Ces grandeurs peuvent être calculées

par le modèle semi-analytique de Burmister (logiciel Alizé-Lcpc), ou tout modèle aux éléments finis respectant les mêmes hypothèses. Les critères d'endommagement considérés sont la fatigue en traction (bétons et MTLH) ou en extension (matériaux hydrocarbonés) par flexion pour les matériaux liés en assises, et la déformation verticale irréversible par plastification pour les plates-formes support. Les lois d'endommagement s'expriment selon le formalisme de Wöhler. Les valeurs de leurs paramètres descriptifs découlent d'essais de fatigue en laboratoire pour les matériaux liés, et des retours d'expérience associés à des calages inverses pour les plates-formes.

- Le modèle comporte une composante probabiliste à travers le choix du risque de dégradation structurelle acceptée à l'issue de la durée de service, qui constitue l'un des paramètres nécessaires au calcul. Il comporte également une composante empirique à

travers ses coefficients de calage assurant l'ajustement entre les comportements théoriques prévus par le modèle, et les retours d'expérience reflétant les comportements réels observés sur les chaussées en service.

- Le modèle peut également comporter une phase de vérification au gel-dégel des structures résultant du dimensionnement mécanique qui précède, selon la localisation du projet à réaliser.

Appliquées au dimensionnement des voies de circulation des plates-formes à conteneurs, ces bases du modèle rationnel restent inchangées. En revanche, ses modalités de mise en œuvre nécessitent des adaptations dont la plupart sont également adoptées par la nouvelle méthode de dimensionnement rationnel des chaussées bitumineuses aéronautiques. Ces adaptations concernent exclusivement le dimensionnement mécanique, les modalités de vérification vis-à-vis du gel-dégel demeurant identiques à celles des structures routières.

Modélisation explicite des charges et expression des critères de dimensionnement

Le trafic composé majoritairement d'engins lourds se différencie nettement du trafic poids lourd routier. Dans le dimensionnement routier, le recours au paramètre CAM (coefficient d'agressivité moyenne du trafic) offre l'avantage de reproduire les multiples silhouettes des poids lourds au moyen d'une charge de référence unique, le jumelage standard de 65 kN. Cet usage est mal adapté au cas des structures logistiques.

Ici, les types d'engins à considérer sont en effet peu nombreux, leur géométrie et leurs charges sont normalement connues. S'affranchissant du calcul préalable du coefficient CAM, les différentes configurations d'engins (géométrie et poids en charge, à vide, ...) amenés à circuler sur la chaussée peuvent donc être explicitement considé-

rées dans les calculs, comme le montrera l'exemple de dimensionnement traité en fin d'article.

Cette démarche conduit à ré-exprimer, pour chaque couche de matériau, le critère de dimensionnement sous la forme de la limitation du cumul des dommages D_{cumul} provoqués par les différents engins ($D_{cumul} \leq 1$), et non sous la forme du non-dépassement de la valeur admissible (voir l'encadré Modèle d'endommagement multi-essieux avec prise en compte du balayage transversal de la charge et figure 2).

Pour un engin donné, le cumul des dommages associés à ses différents essieux s'opère au moyen d'une intégration continue du postulat de Miner. Plutôt que les seuls pics d'extension (ou de traction) maximale au droit de chaque essieu, cette formulation continue considère l'historique complet de sollicitations créé par la charge, en particulier l'effet favorable d'un déchargement modéré entre deux pics de sollicitations.

Balayage transversal du trafic

La circulation des engins sur les plates-formes se différencie aussi de celle des poids lourds routiers par la répartition transversale de leurs trajectoires sur la chaussée, désignée « balayage transversal ». La nature des opérations effectuées sur ces aires, les dimensions transversales des voies de circulation, les géométries des engins et de leur chargement, la présence ou non de marquage au sol, le téléguidage éventuel sont autant de facteurs influençant ce balayage transversal. Cette variabilité amène à le considérer comme une donnée explicite du dimensionnement. Il est assimilé à une distribution normale centrée d'écart type supposé connu. Un large balayage transversal est favorable au dimensionnement et conduit à des épaisseurs de structure moindres, comparé à un balayage plus canalisé.

Modèle d'endommagement multi-essieux avec prise en compte du balayage transversal de la charge

Domage créé par une sollicitation multi-essieux : calcul par intégration continue du postulat d'additivité de Miner

Loi de fatigue reliant la sollicitation s au nombre de chargements N , selon [4, 5] :

$$s = KN^b \rightarrow \text{dommage élémentaire} : D_e = \frac{1}{N} = K^{-\beta} s^\beta$$

avec $\beta = -1/b$

Vitesse d'accroissement des dommages, obtenue par dérivation de D_e :

$$\frac{dD}{dt} = K^{-\beta} \left\langle \left(\frac{ds}{dt} \right) \right\rangle$$

avec : $\langle x \rangle = x$ si $x > 0$ sinon 0 (accroissement dD nul en situation de déchargement).

D'où :

$$\frac{dD}{dt} = \beta K^{-\beta} \left\langle s^{\beta-1} \frac{ds}{dt} \right\rangle$$

ce qui conduit à l'expression intégrale suivante du dommage D créé par la charge complète :

$$D = \beta K^{-\beta} \int_{-\infty}^{+\infty} \left\langle s^{\beta-1} \right\rangle ds \quad (\text{éq. 1})$$

Exemple :

La formulation intégrale du dommage se ramène dans le cas de l'exemple de la figure 2 à l'expression :

$$D = \beta K^{-\beta} \sum_{k=1}^4 \sigma_{ek}^\beta - \sum_{k=1}^3 \sigma_{dk}^\beta$$

Prise en compte du balayage transversal de la charge, venant minorer le dommage créé par une circulation totalement canalisée

Discretisation de la largeur de la voie par nt trajectoires d'ordonnées y_k

avec $y = 0$ axe longitudinal de la voie, distance entre trajectoires ≈ 5 cm.

On note :

- $P(y_k)$ = pourcentage de trafic circulant sur la trajectoire y_k calculé en adoptant l'hypothèse d'une distribution normale centrée du balayage, d'écart type connu.

- $Dc(y_p)$ = dommage créé par le trafic totalement canalisé en un point d'abscisse transversale y_p , calculé selon l'équation 1 ci-dessus.

- $Db(y_p)$ = dommage créé par le trafic balayant au point d'abscisse y_p .

L'application du postulat d'additivité des dommages de Miner conduit à l'équation :

$$Db(y_p) = \sum_{k=1}^{nt} P(y_k) Dc(y_k - y_p) \quad (\text{éq. 2})$$

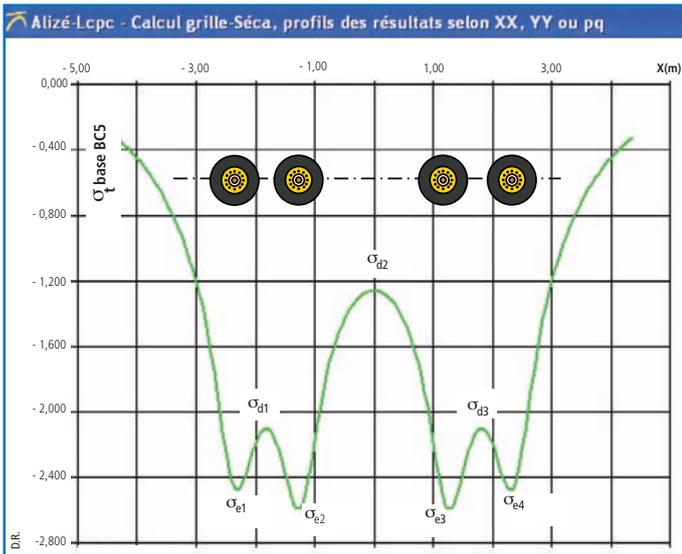


Figure 2
Exemple signal $\sigma_f = f(x)$ créé par un chariot cavalier à 4 essieux (vue Alizé-Lcpc)

La prise en compte du balayage dans le calcul de l'endommagement est également détaillée dans l'encadré précité. En l'absence d'une connaissance particulière des conditions de circulation des engins sur les voies à dimensionner le tableau 2 propose des valeurs qui semblent refléter les conditions courantes de circulation sur les aires à conteneurs.

Paramètres de comportement des enrobés bitumineux : effet vitesse des engins

La température et la fréquence de sollicitation des enrobés bitumineux, matériaux viscoélastiques, influent sur leur module de rigidité et leur résistance à la fatigue.

Type de voie	Ecart type	Balayage
Grue portique (RTG - Rubber Tyred Gantry)		
Tout type de voie	0	0
Chariot cavalier		
Tout type de voie	0,25 m	0,50 m
Tout engin sauf RTG et chariot cavalier		
Bords de quai	0,50 m	1,0 m
Allées secondaires entre blocs de conteneurs		
Voies principales de circulation	0,75 m	1,5 m
Aires d'entreposage et de chargement des PL routiers		

Tableau 2
Valeurs type du paramètre balayage, en l'absence de conditions particulières de circulation des engins

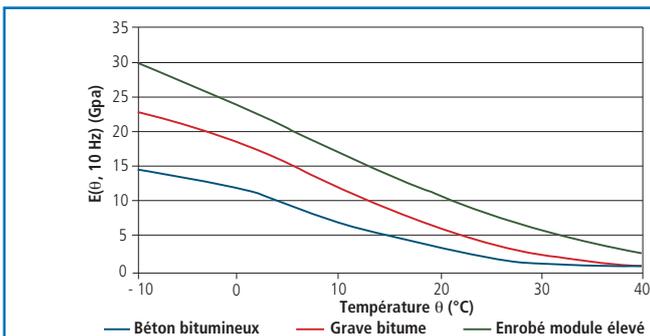


Figure 3a
Susceptibilité type des matériaux bitumineux à la température

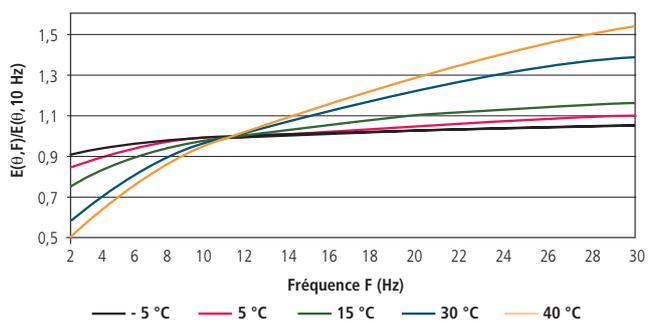


Figure 3b
Susceptibilité type des matériaux bitumineux à la fréquence de sollicitation

Figures 3
Effets de la température et de la fréquence de sollicitation sur les modules de rigidité des matériaux bitumineux – courbes types de sensibilité selon la base de données du Laboratoire matériaux routiers de l'Ifsttar, implémentées dans le logiciel Alizé-Lcpc

La norme dimensionnement des chaussées neuves NF P98-086 impose pour ces paramètres des valeurs uniques, 15 °C et 10 Hz. D'une part la température équivalente, θ_{eq} de 15 °C établie pour les dimensionnements en France métropolitaine, ne s'appliquera pas à la majorité des projets de plate-forme en Outre-mer et à l'étranger (par exemple $\theta_{eq} \approx 25$ °C à la Guadeloupe et 28 °C en Afrique de l'Ouest).

D'autre part, la fréquence $F = 10$ Hz est représentative de la réponse des matériaux bitumineux au passage de poids lourds routiers circulant à une vitesse d'environ 80 km/h. L'analyse en viscoélasticité [14] des sollicitations créées par les charges roulantes dans les structures bitumineuses de forte épaisseur conduit à adopter la relation approchée $F = 0,10 V$ (V vitesse de déplacement de la charge en km/h).

Les figures 3 présentent les courbes types de sensibilité à la température et à la fréquence du module de rigidité (norme du module complexe) des matériaux bitumineux standards, selon la base de données du Laboratoire matériaux routiers de l'Ifsttar. Elles sont implémentées dans le logiciel Alizé-Lcpc.

On en déduira les valeurs de modules pour le dimensionnement des structures logistiques (vitesses des engins généralement comprises entre 10 et 40 km/h).

L'effet de la fréquence F sur le comportement à la fatigue des enrobés n'est pas envisagé par la norme NF P98-086.

Il est pris en compte dans l'expression suivante du paramètre ϵ_6 de la loi de fatigue, également retenue par la nouvelle méthode aéronautique :

$$\epsilon_6(\theta_{eq}, F) = \epsilon_6(10^\circ\text{C}, 25\text{ Hz}) \times \sqrt{\frac{E(10^\circ\text{C}, 10\text{ Hz})}{E(\theta_{eq}, F)}}$$

Autres paramètres du dimensionnement à la fatigue

Les différentes valeurs de paramètres figurant ci-après résultent d'ajustements entre le modèle de dimensionnement proposé, et les différents retours d'expérience sur le comportement des plates-formes pour conteneurs. Ces propositions reflètent les points de vue actuels des auteurs (novembre 2013), et sont donc susceptibles de compléments et/ou d'amendements dans le futur. Dans le cadre d'un projet finalisé, elles devront naturellement être l'objet de discussions avec le maître d'ouvrage.

Conditions d'interface

La seule modification apportée à la norme NF 98-086 est d'adopter une hypothèse semi-collée entre couches de MTLH, quelle que soit la nature du matériau utilisé.

Valeurs admissibles ϵ_{zadm} des plates-formes

La valeur $A = 16\ 000 \mu\text{def}$ (microdéformations) est adoptée pour le calcul des valeurs admissibles ϵ_{zadm} des plates-formes, indépendamment de la valeur de trafic cumulé.

Risque de calcul

En fonction des exigences de niveau de service assignées à la plate-forme par le maître d'ouvrage, sa valeur est comprise en 5 % et 15 %.

Coefficients de calage

L'encadré ci-après « Détermination des valeurs du coefficient de calage Kc » présente la démarche de détermination des coefficients de calage Kc, en fonction du type de chaussée et de l'intensité des charges appliquées par les engins. Cette dernière est représentée par le paramètre Peq, poids à l'essieu équivalent en termes de dommage à l'ensemble des essieux composant le trafic de dimensionnement.

Pour les valeurs élevées de Peq (≥ 200 kN), les valeurs de Kc sont sensiblement supérieures à celles du dimensionnement routier. En revanche, pour les valeurs de Peq plus faibles (≤ 130 kN), les valeurs de Kc sont celles du dimensionnement routier, afin d'assurer la continuité avec les structures routières.

Notons que ces valeurs de Kc :

- S'appliquent à un trafic totalement canalisé, contrairement aux valeurs Kc du dimensionnement routier relatives, elles, au trafic poids lourds en rase campagne de balayage transversal voisin de 0,45 m.
- Intègrent implicitement la prise en compte dans le dimensionnement des effets dynamiques. En conséquence, le chargement à considérer dans les calculs reste le chargement statique, non affecté de ces effets de majoration dynamique des charges.

Épaisseurs minimales des matériaux d'assise

Dans le cas de poids équivalent Peq supérieur ou égal à 200 kN, les épaisseurs minimales ci-dessous sont préconisées :

- Pour les chaussées bitumineuses, l'épaisseur minimale d'assise (couche de base + couche de fondation) est de 18, 17, 16 et 15 cm respectivement pour les classes de plate-forme PF2, PF2qs, PF3 et PF4.
- Pour les chaussées semi-rigides, cette épaisseur minimale est de 30 cm.
- L'épaisseur minimale des dalles en béton sur fondation en béton maigre BC2 ou BC3 est de 15 cm.

Dans le cas de poids équivalent Peq inférieur à 130 kN, les épaisseurs minimales fixées par la norme NF P98-086 sont retenues.

Détermination des valeurs du coefficient de calage Kc

Calcul du poids équivalent à l'essieu Peq

- n_j nombre d'essieux simples de poids P_j
- C_m coefficient de monte :
 - $C_m = 1,0$ roues simples
 - $C_m = 0,9$ roues jumelées
- Matériaux bitumineux : $\alpha = 5$
- Bétons et MTLH : $\alpha = 12$

$$Peq = \left(\frac{\sum n_j (C_m P_j)^\alpha}{\sum n_j} \right)^{1/\alpha}$$

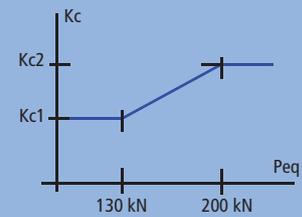
Exemple : Voie "Tracteurs de parc", poids total maxi 650 kN

- Tracteur : essieu avant 60 kN, essieu moteur 170 kN monte jumelée

• Remorque : essieu tandem 210 kN + 210 kN, monte jumelée

- Chaussée bitumineuse GB3 et GB4 : Peq = 170 kN → Kc = 1,53
- Chaussée bitumineuse EME2 : Peq = 170 kN → Kc = 1,17
- Chaussée MTLH : Peq = 179 kN → Kc = 1,96
- Chaussée béton : Peq = 179 kN → Kc = 2,13

Coefficients de calage Kc



	GB3-GB4	EME2	GC3/GC4	BC-BCR
Kc1	1,3	1,0	1,4	1,5
Kc2	1,7	1,3	2,2	2,4



Dimensionnement des structures vis-à-vis des charges statiques

Les pieds des conteneurs empilés sur plusieurs niveaux appliquent à la surface des aires de stockage des pressions considérables. A titre d'exemple, l'empilement de 5 conteneurs de poids moyen 20 tonnes induit une pression verticale moyenne de 111 bar (11,1 MPa) sous chaque pièce de coin (surface utile d'environ 220 cm², prenant en compte l'évidement central).

La résistance à l'écrasement des bétons courants et des pavés manufacturés leur permettent normalement de supporter de tels niveaux de charge. Ce n'est pas le cas des revêtements bitumineux, même les plus performants, dont le poinçonnement est quasi inévitable sous de tels niveaux de contraintes. Lorsque celui-ci dépasse la profondeur de 12 mm environ (hauteur de saillie de la pièce de coin), le conteneur repose sur ces longerons inférieurs, neutralisant ainsi le mécanisme de poinçonnement.

Le mécanisme de poinçonnement des couches de surface est donc exclu des vérifications vis-à-vis des charges statiques préconisées ci-après. Il est entendu que le recours à un revêtement rigide, voire un enrobé percolé au coulis de ciment moyennant une étude spécifique, s'impose quand ces

défauts de poinçonnement localisés sont considérés comme inacceptables par le maître d'ouvrage. Vis-à-vis du dimensionnement statique, les recommandations d'épaisseur minimales d'assises sont identiques à celles énoncées précédemment pour le dimensionnement en fatigue.

Chaussées bitumineuses

Seul le sommet de la plateforme support de chaussée est l'objet d'une vérification vis-à-vis du poinçonnement, portant sur la limitation de la contrainte verticale maximale σ_z (et non sur la déformation ϵ_z). L'évaluation de cette contrainte s'effectue par le modèle MEL, sans individualisation de la couche de forme éventuelle (support de chaussée considéré homogène).

La surface rectangulaire de contact du pied de conteneur avec le revêtement est décrite par un assemblage de disques circulaires de petit rayon (évidement central négligé en raison de la diffusion de la charge sur l'épaisseur des couches d'assise). Ils définissent un rectangle de mêmes dimensions 0,178 m x 0,162 m, supportant la même charge verticale (voir l'exemple en fin d'article – figure 5). Toutes les interfaces entre couches sont considérées collées.

Dans ces conditions de chargement, les modules de rigidité des matériaux bitumineux pour les calculs de contraintes sont les modules statiques, dont les valeurs sont résumées dans le tableau 3 pour les matériaux standards. Les valeurs de contraintes verticales admissibles au sommet de la plate-forme support sont données sur le tableau 4.

Matériaux	Enrobé percolé au coulis de ciment	BBSG, BBME, GB et EME
Module E	1 500 MPa	1 000 MPa

Tableau 3 Valeurs des modules statiques des matériaux bitumineux pour les vérifications sous chargement statique

	PF1	PF2	PF2qs	PF3	PF4
Sol naturel ou couche de forme granulaire	0,2	0,4	0,75	1,0	1,4
Couche de forme traitée aux liants hydrauliques	/		1,0	1,5	2,0

Tableau 4 Dimensionnement vis-à-vis des charges statiques – valeurs admissibles des contraintes au sommet de la plate-forme support de chaussée (en MPa)

Elles s'inspirent des valeurs recommandées par le DTU P13-12 Règles pour le calcul des fondations superficielles [15].

Chaussées en béton et semi-rigides

Le seul critère de dimensionnement porte sur la contrainte maximale de traction par flexion σ_t à la base des couches d'assises. Le modèle de calcul reste le modèle MEL précédent, avec prise en compte des mêmes modules statiques pour les revêtements bitumineux et la même représentation des pièces de coin.

Les conditions d'interfaces sont les suivantes :

- Chaussées en béton : l'interface entre les dalles et la couche de fondation en béton maigre est considérée glissante.
- Chaussées semi-rigides : toutes les interfaces sont considérées collées.

R_{fk28} désignant la résistance caractéristique à la traction par flexion statique à 28 jours, et σ_t la contrainte de traction maximale calculée par le modèle MEL, le critère de dimensionnement s'exprime par la relation :

$$K_{static} \times \sigma_t \leq R_{fk28} \text{ avec } K_{static} = \frac{1}{3}$$

La minoration de σ_t dans un rapport K_{static} de valeur 1/3 résulte du calage entre les résultats du modèle de calcul proposé et les constats sur site. Ces constats montrent très clairement que, dépourvu de ce coefficient correcteur K_{static} , le critère de non dépassement de la résistance R_{fk28} conduit à des surdimensionnements inacceptables. Cette surévaluation des sollicitations réelles par le modèle MEL découle en partie du fait que sous fort niveau de sollicitation, il ne permet pas de reproduire le comportement viscoélastique des matériaux, ni les mécanismes tels que la relaxation en traction ou la fissuration, ici non préjudiciable à la stabilité des structures.

Matériaux	GC3	GC4	BCR	BC2	BC3	BC4	BC5	BC6
R_{fk28} (MPa)	1,0	1,6	2,4	2,6	3,0	3,6	4,1	5,0

Tableau 5
Dimensionnement vis-à-vis des charges statiques – valeurs des résistances caractéristiques R_{fk28} pour les bétons et MTLH normalisés

Les valeurs des résistances R_{fk28} des bétons et MTLH normalisés, déduites de [4, 5] sont données dans le tableau 5.

Exemple de dimensionnement

Les données retenues pour cette application de dimensionnement sont propres à l'exemple traité. Elles ne sont pas directement applicables *a priori* à une autre étude de dimensionnement, chaque projet devant prendre en considération les données (chargement, trafic, vitesse, température, ...) qui lui sont propres.

Données structures

Quatre structures sont envisagées sur une plate-forme support de classe PF2qs :

- chaussée en béton : béton de ciment BC5 goujonné sur fondation BC3 (18 cm) ;
- chaussée semi-rigide : EB-BBME3 (6 cm) sur gravement de classe T4 ;
- chaussée bitumineuse : EB-BBME3 (6 cm) sur enrobé à module élevé EB-EME2.
- chaussée bitumineuse : EB-BBME3 (6 cm) sur gravet bitume EB-GB3.

Données chargement : voies de circulation des reachstackers

Le trafic de dimensionnement est constitué d'engins à vide et d'engins chargés par un conteneur de poids brut 260 kN. La géométrie des reachstackers est donnée par la figure 4 et les charges sur essieux par le tableau 6. La pression de contact pneus-chaussée est égale à 1 MPa. Le trafic cumulé est évalué à 219 000 passages d'engins à vide et en charge (30 passages/jour sur une période de calcul de 20 ans). Le balayage transversal des engins a pour écart type 0,75 m, et leur vitesse est de 20 km/h.

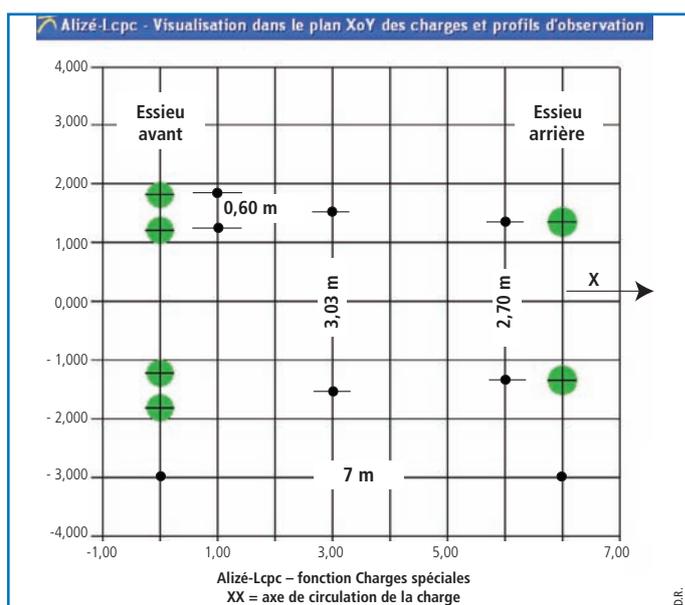


Figure 4
Exemple de calcul – géométrie des reachstackers (vue Alizé-Lcpc)

	Poids total	Essieu avant (4 roues)		Essieu arrière (2 roues)	
		Poids sur essieu	Poids sur roue	Poids sur essieu	Poids sur roue
Engin à vide	750 kN	366 kN	91,5 kN	384 kN	192 kN
Engin en charge	1 010 kN	628 kN	157 kN	382 kN	191 kN

Tableau 6
Exemple de dimensionnement – charges sur essieux des reachstackers

Données chargement : aire de stockage des conteneurs

Il est prévu un empilement des conteneurs sur 5 hauteurs et 2 rangées (stockage en blocs). Dans cette configuration, les limitations de charge fixées par l'exploitant du terminal conduisent à un poids moyen de conteneur de 156 kN (60 % du poids brut moyen de manutention).

Chaque pièce de coin du conteneur inférieur supporte ainsi 195 kN. La figure 5 représente la modélisation de ce chargement statique, composé de 4 pièces de coin distantes de 5 cm bord à bord. Chacune d'elles, de dimensions 17,8 cm x 16,2 cm, est représentée par un ensemble de cercles de petit rayon, inscrits dans le même rectangle et supportant au total la même charge de 195 kN.

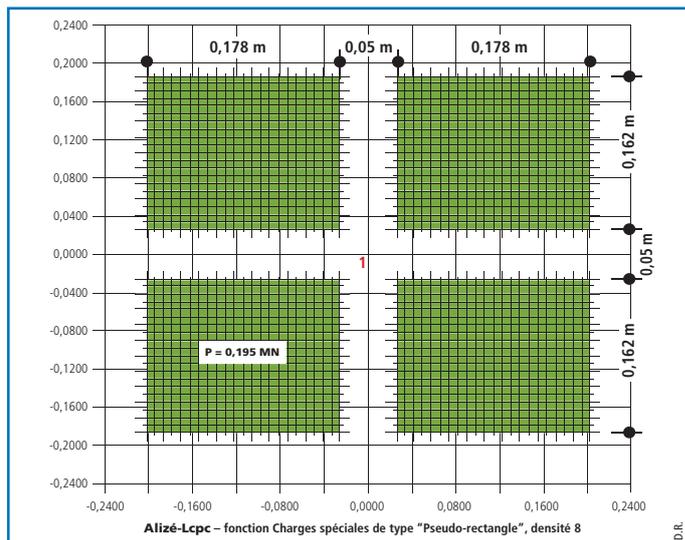


Figure 5
Exemple de dimensionnement – pièces de coins des conteneurs (vue Alizé-Lcpc)

Autres données

La valeur du risque de calcul est fixée à 10 % sauf pour les BC3 (risque = 50 %), et la température équivalente à 15 °C. Exception faite des adaptations et compléments proposés, les hypothèses et les valeurs des paramètres de calcul sont celles fixées par la norme NF P98-086.

Les épaisseurs des couches sont arrondies au cm supérieur. Les calculs sont réalisés à l'aide du logiciel Alizé-Lcpc, version 1.4, développé par l'Ifsttar.

Calculs intermédiaires : valeurs de P_{eq} , K_c et valeurs admissibles

Les valeurs des charges équivalentes sur essieu P_{eq} , des coefficients de calage associés K_c et des grandeurs admissibles sont présentées dans le tableau 7.

Résultats du dimensionnement

Le tableau 8 présente les dimensionnements obtenus pour les voies de circulation des *reachstackers*.

Structure	Essieu P_{eq}	Coefficient K_c	Matériaux d'assise Valeurs admissibles		Plate-forme ϵ_z admissible
			Base	Fondation	
BC5g	504,4 kN	2,4	3,180 MPa	4,065 MPa	1 044 μ def
GC-T4		2,2	1,793 MPa	2,104 MPa	
EB-EME2	455,0 kN	1,3	/	219,2 μ def	
EB-GB3		1,7	/	202,7 μ def	

Tableau 7
Exemple de dimensionnement – calculs intermédiaires, valeurs de P_{eq} , K_c et des valeurs admissibles

Structure	Épaisseurs des couches	Module (MPa)	Interfaces collées sauf	Dommages cumulés
Béton	30 cm BC5g	35 000	BC5/BC3 glissante	1,00
	18 cm BC3	24 000		< 0,01
	PF2qs	80		< 0,01
Semi-rigide	6 cm EB-BBME3	8 441	GC-T4/GC-T4 semi-collée	/
	22 cm GC-T4	25 000		0,06
	21 cm GC-T4			0,58
	PF2qs	80		< 0,01
Bitumineuse EME2	6 cm EB-BBME3	8 441	/	/
	11 cm BB-EME2	10 744		/
	11 cm BB-EME2			0,84
	PF2qs	80		0,23
Bitumineuse GB3	6 cm EB-BBME3	8 441	/	/
	15 cm BB-GB3	6 907		/
	15 cm BB-GB3			0,98
	PF2qs	80		0,11

Tableau 8
Exemple de dimensionnement – structure des voies de circulation *reachstackers*

La figure 6 décrit les profils transversaux de dommages créés par les engins en charge, à vide et leur cumul, dans le cas de la structure bitumineuse en EB-EME2.

Les dimensionnements des structures des aires de stockage des conteneurs (tableau 9) sont réalisés en adoptant l'hypothèse de collage pour toutes les interfaces, à l'exception de l'hypothèse de glissement des dalles en béton sur leur fondation pour la structure rigide. La valeur de module des matériaux bitumineux est prise égale à 1 000 MPa.

La décision de ne réaliser qu'une structure unique de chaussée commune aux voies de circulation et aux aires de stockage, ou de les différencier, ne sera pas traitée dans le présent exemple.

Conclusions

L'absence actuelle de référentiel technique en matière de dimensionnement des plates-formes à conteneurs motive le présent article de la RGRA. Une démarche de calcul est proposée, sur la base du modèle rationnel du dimensionnement routier auquel divers compléments et adaptations sont apportés.

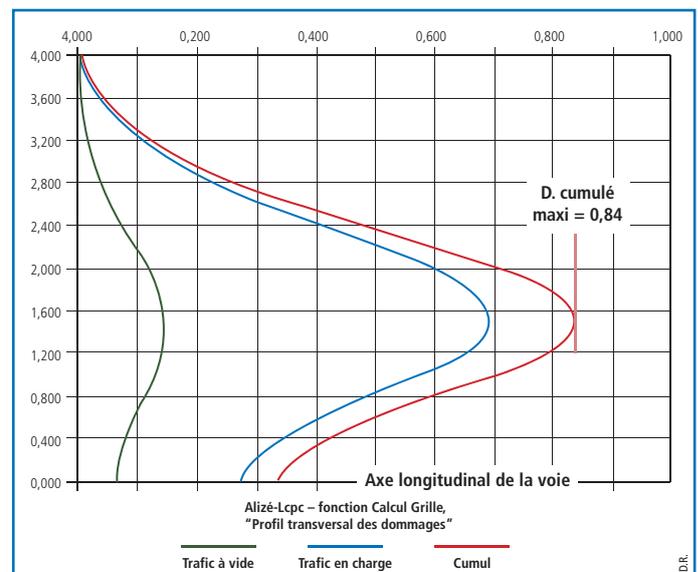


Figure 6
Exemple de dimensionnement - structure bitumineuse en EB-EME2, voie de circulation – profils transversaux de dommages de l'enrobé EB-EME2 (vue Alizé-Lcpc)

Structures béton et semi-rigide	Épaisseurs (cm)	$K_{static} \times \sigma_t$	R_{fk28}
Béton	26 BC5	4,00 MPa	4,1 MPa
	18 BC3	1,86 MPa	3,0 MPa
Semi-rigide	6 EB-BBME3 24+24 GC-T4	1,58 MPa	1,6 MPa
Structures bitumineuses	Épaisseurs (cm)	σ_z	σ_z admissible
GB3 ou EME2 sur sol ou couche de forme granulaire	6 EB-BBME3	0,72 MPa	0,75 MPa
	14+14-EB-EME2 ou EB-GB3		
GB3 ou EME2 sur couche de forme traitée	6 EB-BBME3	0,95 MPa	1,0 MPa
	11+11 EB-EME2 ou EB-GB3		

Tableau 9
Exemple de dimensionnement – structures des aires de stockage des conteneurs

Cette démarche prend en compte, à travers ses divers coefficients d'ajustement et de calage, les retours d'expérience des auteurs, en provenance de réalisations sur sites réels. Ainsi, les modalités de calcul proposées s'appliquent aux types de structures éprouvées par l'expérience, utilisant des matériaux normalisés. Mais le calage actuel présenté par cet article ne s'applique pas, *a priori*, à des structures innovantes ou des matériaux sortant du cadre prévu par la normalisation. Ces structures nécessiteront des études et justifications complémentaires.

La mise en œuvre pratique du modèle est facilitée par le logiciel Alizé-Lcpc, dans lequel les fonctionnalités nécessaires aux calculs ont été implémentées.

Moyennant les compléments et adaptations proposés, la démarche générale du dimensionnement rationnel répond bien aux spécificités de ces plates-formes logistiques.

Elle ne semble donc pas devoir être remise en cause. Cependant, le modèle préconisé reste susceptible de modifications dans le futur, pour ce qui concerne les valeurs numériques de ses différents paramètres. Sur ce point, soulignons tout l'intérêt que présentent le suivi des ouvrages en service, les mesures et les expérimentations en vraie grandeur, indispensables à la consolidation de ce modèle de dimensionnement.

Enfin, nous pensons que celui-ci pourra servir de base constructive à de futures et attendues recommandations pour le dimensionnement des plates-formes logistiques, qui seraient partagées par l'ensemble des acteurs publics et privés de ce domaine. ■

BIBLIOGRAPHIE

- [1] ISO 668 , Conteneurs de la série 1 – Classification et masses brutes maximales, AFNOR, août 2013
 - [2] Heavy duty pavements – The structural design of heavy duty pavements for ports and other industries, Edition 4, Interpave, www.paving.org.uk
 - [3] La productivité des terminaux à conteneurs, CETMEF, juillet 2011
 - [4] Guide technique conception et dimensionnement des chaussées, LCPC - SETRA, décembre 1994
 - [5] NF P98-086, Dimensionnement structurel des chaussées routières - Application aux chaussées neuves. Norme française, octobre 2011
 - [6] PCASE – Pavement Transportation Computer Assisted Structural Engineering Program, <http://pcase.software.informer.com>, mars 2013
 - [7] L. Wardle, I. Rickards, J. Lancaster, HIPAVE - A Tool To Assist In The Mechanistic Empirical Design Of Heavy Duty Industrial Flexible Pavements. 10th International Conference on Asphalt Pavements (ISAP), Quebec, Canada, août 2006
 - [8] L. Wardle, B. Rodway, Advanced Design of Flexible Aircraft Pavements, 24th ARRB Conference, Melbourne, Australia, octobre 2012
 - [9] Méthode rationnelle de dimensionnement des chaussées aéronautiques souples, Guide technique, Direction générale de l'aviation civile, STAC, décembre 2013
 - [10] A380 Pavement Experimental Programme, Flexible phase, Lcpc – Airbus - Stac, www.stac.aviation-civile.gouv.fr/publications/documents/rapportPEP.pdf, octobre 2001
 - [11] C. Fabre, J.-M. Balay, A. Mazars, D. Guédon, Chaussées pour avions gros porteurs - Les programmes expérimentaux sur pistes Airbus A380, Revue générale des routes et des aéroports (RGRA) n° 840, juin 2005 www.rgra.fr
 - [12] A380 Pavement Experimental Programme, Rigid phase, Lcpc – Airbus - Stac, http://www.airbus.com/fileadmin/media_gallery/files/tech_data/Pavement/A380_PEP_Rigid_Brochure_Jan2005.pdf, janvier 2005
 - [13] Alizé-LCPC, Logiciel d'aide au dimensionnement des chaussées selon la méthode française de dimensionnement, www.lcpc.fr/francais/produits/lcpc-produits-alize-lcpc-routes/
 - [14] A. Chabot, O. Chupin, L. Deloffre, D. Duhamel, Viscoroute 2.0 - A tool for the simulation of moving load effects on asphalt pavement, Road Material and Pavement Design, Special Issue on Recent Advances in Numerical Simulation of Pavements, DOI:10.3166/RMPD.11.227-250 © 2010 Lavoisier, Paris
 - [15] DTU 13-12 - Règles pour le calcul des fondations superficielles, référence DTU P11-711, mars 1988
- Dossier Méthode française, Revue générale des routes et de l'aménagement (RGRA), n° 916, novembre 2013, pp 26 - 59, www.rgra.fr