

La présente norme remplace la prénorme SN ENV 1991-3:1995

Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken

Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges

Eurocode 1: Actions sur les structures - Partie 2: Actions sur les ponts, dues au trafic

La norme européenne EN 1991-2:2003, complétée par l'avant-propos national, a le statut d'une norme suisse.

En suisse la présente EN est de la compétence du groupe suisse CEN/TC 250 «Eurocodes structuraux».

Numéro de référence:
SN EN 1991-2:2003 F

Éditeur:
Société suisse des ingénieurs
et des architectes
Zurich

Valable dès: 01.04.2004

Avant-propos national

1. Généralités

La norme EN 1991-2:2003 a, en tant que SN EN 1991-2:2003, le statut de norme suisse sous la désignation SIA 261.008.

2. Compétences

La présente norme appartient au domaine de compétence du CEN/TC 250 «Eurocodes structuraux».

Les travaux ont été accompagnés au niveau national par la Commission des normes de structure (CNS) de la Société suisse des ingénieurs et des architectes.

3. Historique

Après l'établissement d'une première génération d'Eurocodes dans les années quatre-vingt, le CEN a été chargé en 1989 d'élaborer des prénormes européennes (ENV). La prénorme européenne ENV 1991-3:1995 a été revue par un groupe de projet CEN et adoptée en date du 28.11.2003 en tant que norme européenne EN 1991-2:2003.

Dans le cadre d'un accord entre les pays de l'Union Européenne (UE) et de l'Association Européenne de Libre Échange (AELE), la Suisse s'est engagée à réduire les entraves techniques aux échanges commerciaux par l'adoption de Normes Européennes harmonisées (EN).

4. Corrélations avec d'autres documents

La norme fait partie d'une série de normes traitant des actions et des calculs de dimensionnement, dont l'application n'a de sens que si elle a lieu globalement.

5. Dispositions de mise en vigueur et de remplacement

La norme SN EN 1991-2:2003 entre en vigueur le 01.04.2004.
Elle remplace la prénorme SN ENV 1991-3:1995.

6. Informations générales

Avec le projet Swisscodes, la Suisse a élaboré, en étroite corrélation avec la rédaction des Eurocodes, de nouvelles normes nationales de structure. Cette série de normes, portant les numéros SIA 260 à SIA 267, constitue un condensé des dispositions des Eurocodes, harmonisé avec notre situation nationale. Cette série de norme peut être appliquée, selon les directives de la Commission des Communautés Européennes, comme variante aux Eurocodes.

7. Paramètres déterminés au niveau national (NPD)

Les Eurocodes sont complétés dans chaque pays membre par une annexe nationale mentionnant des paramètres déterminés au niveau national (NPD). De cette manière, il est tenu compte, entre autres, des particularités géographiques et climatiques spécifiques à chaque pays, des degrés de sécurité et des dispositions au niveau national.

La Suisse renonce, jusqu'à nouvel ordre à fixer des paramètres nationaux car les normes sur les structures porteuses SIA 260 à SIA 267 correspondent à une mise en pratique adéquate des Eurocodes pour les conditions suisses.

Lors de l'utilisation des Eurocodes en Suisse, les paramètres nationaux sont à fixer en relation avec le projet entre le maître de l'ouvrage et le mandataire et à documenter dans la convention d'utilisation.

Avril 2004

Version Française

Eurocode 1: Actions sur les structures - Partie 2: Actions sur les ponts, dues au trafic

Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2:
Verkehrslasten auf Brücken

Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on
bridges

La présente Norme européenne a été adoptée par le CEN le 28 novembre 2002.

Les membres du CEN sont tenus de se soumettre au Règlement Intérieur du CEN/CENELEC, qui définit les conditions dans lesquelles doit être attribué, sans modification, le statut de norme nationale à la Norme européenne. Les listes mises à jour et les références bibliographiques relatives à ces normes nationales peuvent être obtenues auprès du Centre de Gestion ou auprès des membres du CEN.

La présente Norme européenne existe en trois versions officielles (allemand, anglais, français). Une version dans une autre langue faite par traduction sous la responsabilité d'un membre du CEN dans sa langue nationale et notifiée au Centre de Gestion, a le même statut que les versions officielles.

Les membres du CEN sont les organismes nationaux de normalisation des pays suivants: Allemagne, Autriche, Belgique, Danemark, Espagne, Finlande, France, Grèce, Hongrie, Irlande, Islande, Italie, Luxembourg, Malte, Norvège, Pays-Bas, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Slovaquie, Suède et Suisse.



COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG
EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION

Centre de Gestion: rue de Stassart, 36 B-1050 Bruxelles

Sommaire

Page

Avant-propos.....	6
Origine du programme des Eurocodes	6
Statut et domaine d'application des Eurocodes	7
Normes nationales transposant les Eurocodes	8
Liens entre les Eurocodes et les spécifications techniques harmonisées (EN et ATE) pour les produits.....	9
Informations additionnelles spécifiques à l'EN 1991-2.....	9
Annexe Nationale pour l'EN 1991-2	10
Section 1 Généralités	15
1.1 Domaine d'application.....	15
1.2 Références normatives	16
1.3 Distinction entre Principes et Règles d'Application	17
1.4 Termes et définitions.....	17
1.4.1 Termes harmonisés et définitions communes	17
1.4.2 Termes et définitions propres aux ponts routiers.....	18
1.4.3 Termes et définitions propres aux ponts ferroviaires	19
1.5 Symboles	20
1.5.1 Symboles communs.....	20
1.5.2 Symboles spécifiques pour les sections 4 et 5	20
1.5.3 Symboles spécifiques pour la section 6	22
Section 2 Classification des actions.....	28
2.1 Généralités	28
2.2 Actions variables	28
2.3 Actions pour situations de projet accidentelles.....	30
Section 3 Situations de projet	31
Section 4 Actions du trafic routier et autres actions spécifiques sur les ponts routiers	32
4.1 Domaine d'application.....	32
4.2 Représentation des actions	32
4.2.1 Modèles de charges de trafic routier	32
4.2.2 Classes de chargement.....	33
4.2.3 Découpage de la chaussée en voies conventionnelles.....	33
4.2.4 Emplacement et numérotation des voies pour les besoins du calcul	34
4.2.5 Application des modèles de charge sur chacune des voies	35
4.3 Charges verticales – Valeurs caractéristiques	36
4.3.1 Règles générales et situations de projet associées	36
4.3.2 Modèle de charge 1	36
4.3.3 Modèle de charge 2	39
4.3.4 Modèle de charge 3 (véhicules spéciaux).....	40
4.3.5 Modèle de charge 4 (chargement de foule).....	40
4.3.6 Diffusion des charges concentrées	41
4.4 Forces horizontales – Valeurs caractéristiques	41
4.4.1 Forces de freinage et d'accélération	41
4.4.2 Forces centrifuges et autres forces transversales	42
4.5 Groupes de charges de trafic sur les ponts routiers	43
4.5.1 Valeurs caractéristiques de l'action à composantes multiples	43
4.5.2 Autres valeurs représentatives de l'action à composantes multiples	45
4.5.3 Groupes de charges dans les situations de projet transitoires	45

4.6	Modèles de charges de fatigue	45
4.6.1	Généralités	45
4.6.2	Modèle de charge de fatigue 1 (analogue à LM1)	48
4.6.3	Modèle de charge de fatigue 2 (ensemble de camions "fréquents")	49
4.6.4	Modèle de charge de fatigue 3 (modèle à véhicule unique).....	50
4.6.5	Modèle de charge de fatigue 4 (ensemble de camions "standard")	50
4.6.6	Modèle de charge de fatigue 5 (élaboré à partir de données de trafic routier enregistré)	53
4.7	Actions pour situations de projet accidentelles	53
4.7.1	Généralités	53
4.7.2	Forces d'impact des véhicules sous le pont	53
4.7.2.1	Forces d'impact contre les piles et autres éléments porteurs.....	53
4.7.2.2	Forces d'impact contre les tabliers.....	54
4.7.3	Actions de véhicules sur le pont	54
4.7.3.1	Véhicules sur les trottoirs et les pistes cyclables des ponts routiers	54
4.7.3.2	Forces d'impact sur les bordures	55
4.7.3.3	Forces d'impact sur les dispositifs de retenue des véhicules.....	56
4.7.3.4	Forces d'impact sur éléments structuraux	57
4.8	Actions sur les garde-corps	57
4.9	Modèles de charge pour les culées et les murs adjacents aux ponts	58
4.9.1	Charges verticales.....	58
4.9.2	Force horizontale.....	58
	Section 5 Actions sur les trottoirs, les pistes cyclables et les passerelles	59
5.1	Domaine d'application	59
5.2	Représentation des actions	59
5.2.1	Modèles des charges	59
5.2.2	Classes de chargement	59
5.2.3	Application des modèles de charges	60
5.3	Modèles statiques pour les charges verticales – Valeurs caractéristiques.....	60
5.3.1	Généralités	60
5.3.2	Modèles de charge	60
5.3.2.1	Charge uniformément répartie	60
5.3.2.2	Charge concentrée	61
5.3.2.3	Véhicule de service.....	61
5.4	Modèles statiques pour les forces horizontales – Valeurs caractéristiques	62
5.5	Groupes de charges de trafic sur les passerelles	62
5.6	Actions pour situations de projet accidentelles concernant les passerelles	62
5.6.1	Généralités	62
5.6.2	Forces d'impact des véhicules routiers sous l'ouvrage	63
5.6.2.1	Forces d'impact sur les piles.....	63
5.6.2.2	Forces d'impact contre les tabliers.....	63
5.6.3	Présence accidentelle de véhicules sur l'ouvrage.....	63
5.7	Modèles dynamiques de charges dues aux piétons	64
5.8	Actions sur les garde-corps	65
5.9	Modèle de charge pour les culées et les murs adjacents aux ouvrages.....	65
	Section 6 Actions du trafic ferroviaire et autres actions spécifiques sur les ponts ferroviaires	66
6.1	Domaine d'application	66
6.2	Représentation des actions – Nature des charges de trafic ferroviaire	67
6.3	Charges verticales – Valeurs caractéristiques (effets statiques), excentricité et répartition des charges.....	67
6.3.1	Généralités	67
6.3.2	Modèle de charge 71	68
6.3.3	Modèles de charge SW/0 et SW/2	68
6.3.4	Modèle de charge "train à vide".....	69
6.3.5	Excentricité des charges verticales (modèles de charge 71 et SW/0)	69
6.3.6	Répartition des charges d'essieu par les rails, les traverses et le ballast	70
6.3.6.1	Répartition longitudinale d'une force ponctuelle ou d'une charge de roue par le rail.....	71
6.3.6.2	Répartition longitudinale des charges par les traverses et le ballast.....	71
6.3.6.3	Répartition transversale des charges par les traverses et le ballast.....	72

6.3.6.4	Charges verticales équivalentes pour les remblais et pour les poussées des terres	73
6.3.7	Actions pour les passages de service non accessibles au public.....	74
6.4	Effets dynamiques (incluant la résonance)	74
6.4.1	Introduction	74
6.4.2	Facteurs influençant le comportement dynamique	74
6.4.3	Règles générales de dimensionnement	75
6.4.4	Nécessité d'une analyse statique ou d'une analyse dynamique	75
6.4.5	Coefficient dynamique Φ (Φ_2 , Φ_3)	78
6.4.5.1	Domaine d'application	78
6.4.5.2	Définition du coefficient dynamique Φ	79
6.4.5.3	Longueur déterminante L_Φ	80
6.4.5.4	Effets dynamiques réduits	83
6.4.6	Exigences relatives à l'analyse dynamique	84
6.4.6.1	Charges et combinaisons de charges	84
6.4.6.2	Vitesses à prendre en considération	87
6.4.6.3	Paramètres des ponts.....	88
6.4.6.4	Modélisation de l'excitation et du comportement dynamique de l'ouvrage	90
6.4.6.5	Vérifications aux états-limites	91
6.4.6.6	Vérification supplémentaire vis-à-vis de la fatigue lorsqu'une analyse dynamique est nécessaire.....	93
6.5	Forces horizontales – Valeurs caractéristiques	93
6.5.1	Forces centrifuges.....	93
6.5.2	Effort de lacet.....	98
6.5.3	Actions dues à l'accélération et au freinage.....	98
6.5.4	Réponse combinée du système voie – ouvrage aux actions variables	99
6.5.4.1	Principes généraux	99
6.5.4.2	Paramètres affectant la réponse combinée du système voie-ouvrage	100
6.5.4.3	Actions à prendre en considération.....	102
6.5.4.4	Modélisation et calcul du système combiné voie - Ouvrage.....	103
6.5.4.5	Critères de dimensionnement.....	104
6.5.4.6	Méthodes de calcul	106
6.6	Actions aérodynamiques résultant du passage des trains.....	109
6.6.1	Généralités	109
6.6.2	Surfaces verticales simples parallèles à la voie (écrans anti-bruit, par exemple).....	110
6.6.3	Surfaces horizontales simples au-dessus de la voie (auvent de protection caténaire, par exemple)	111
6.6.4	Surfaces horizontales simples contiguës à la voie (abris de quais sans écrans verticaux, par exemple).....	112
6.6.5	Structures à surfaces multiples le long de la voie, comprenant des surfaces verticales et horizontales ou inclinées (tels que écrans anti-bruit inclinés, abris de quais avec écrans verticaux etc.).....	113
6.6.6	Surfaces enveloppant le gabarit des voies sur une longueur limitée (jusqu'à 20 m) (surface comportant une partie horizontale au-dessus des voies et au moins un écran vertical - Échafaudage, constructions provisoires, par exemple).....	113
6.7	Déraillement et autres actions sur les ponts ferroviaires	114
6.7.1	Actions dues au déraillement d'un train sur un pont ferroviaire.....	114
6.7.2	Déraillement sous ou à proximité d'un ouvrage et autres actions pour situations de projet accidentelles	116
6.7.3	Autres actions	116
6.8	Application des charges de trafic sur les ponts ferroviaires.....	116
6.8.1	Généralités	116
6.8.2	Groupes de charges – Valeurs caractéristiques de l'action à composantes multiples	119
6.8.3	Groupes de charges – Autres valeurs représentatives des actions à composantes multiples	121
6.8.3.1	Valeurs fréquentes des actions à composantes multiples.....	121
6.8.3.2	Valeurs quasi-permanentes des actions à composantes multiples	121
6.8.4	Charges de trafic pour situations de projet transitoires	121
6.9	Charges de trafic pour la fatigue.....	121

Annexe A (informative) Modèles de véhicules spéciaux pour ponts routiers	123
A.1 Domaine d'application	123
A.2 Modèles de base de véhicules spéciaux	123
A.3 Application de modèles de charge de véhicules spéciaux sur la chaussée	126
Annexe B (informative) Évaluation de la durée de vie des ponts routiers vis-à-vis de la fatigue Méthode fondée sur des enregistrements du trafic	129
Annexe C (normative) Coefficients dynamiques $1 + \phi$ pour les trains réels	133
Annexe D (normative) Bases d'évaluation de la fatigue pour les structures ferroviaires	135
D.1 Hypothèses sur les actions relatives à la fatigue	135
D.2 Méthode générale de calcul	136
D.3 Trains types pour la fatigue	136
Annexe E (informative) Limites de validité du modèle de charge HSLM et choix du train représentatif critique à partir du HSLM-A	142
E.1 Limites de validité du modèle de charge HSLM	142
E.2 Choix du train représentatif critique à partir du HSLM-A	143
Annexe F (informative) Critères à satisfaire dans le cas où une analyse dynamique n'est pas requise	151
Annexe G (informative) Méthode permettant de déterminer la réponse combinée du système voie- ouvrage aux actions variables	157
G.1 Introduction	157
G.2 Limites de validité de la méthode de calcul	157
G.3 Ouvrages constitués d'un tablier unique	159
G.4 Ouvrages constitués d'une succession de tabliers	165
Annexe H (informative) Modèles de charges de trafic ferroviaire pour les situations de projet transitoires	167

Avant-propos

Le présent document (EN 1991-2:2003) a été élaboré par le Comité Technique CEN/TC 250 "Eurocodes structuraux", dont le secrétariat est tenu par BSI.

Cette Norme européenne devra recevoir le statut de norme nationale, soit par publication d'un texte identique, soit par entérinement, au plus tard en Mars 2004, et toutes les normes nationales en contradiction devront être retirées au plus tard en Décembre 2009.

Le présent document remplace l'ENV 1991-3:1995.

Ce document remplace l'ENV1991-3:1995.

Le CEN/TC 250 est responsable de tous les Eurocodes Structuraux.

Selon le Règlement Intérieur du CEN/CENELEC, les instituts de normalisation nationaux des pays suivants sont tenus de mettre cette Norme européenne en application : Allemagne, Autriche, Belgique, Danemark, Espagne, Finlande, France, Grèce, Hongrie, Irlande, Islande, Italie, Luxembourg, Malte, Norvège, Pays-Bas, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Slovaquie, Suède et Suisse.

Origine du programme des Eurocodes

En 1975, la Commission des Communautés Européennes arrêta un programme d'actions dans le domaine de la construction, sur la base de l'Article 95 du Traité. L'objectif du programme était l'élimination d'obstacles aux échanges et l'harmonisation des spécifications techniques.

Dans le cadre de ce programme d'actions, la Commission prit l'initiative d'établir un ensemble de règles techniques harmonisées pour le dimensionnement des ouvrages ; ces règles, en un premier stade, serviraient d'alternative aux règles nationales en vigueur dans les États Membres et, finalement, les remplaceraient.

Pendant quinze ans, la Commission, avec l'aide d'un Comité Directeur comportant des représentants des États Membres, pilota le développement du programme des Eurocodes, ce qui conduisit au cours des années 80 à la première génération de codes européens.

En 1989, la Commission et les États Membres de l'Union Européenne et de l'AELE décidèrent, sur la base d'un accord¹ entre la Commission et le CEN, de transférer au CEN, par une série de Mandats, la préparation et la publication des Eurocodes, afin de leur donner par la suite un statut de normes européennes (EN). Ceci établit *de facto* un lien entre les Eurocodes et les dispositions de toutes les Directives du Conseil et/ou Décisions de la Commission traitant de normes européennes (par exemple la Directive du Conseil 89/106/CEE sur les produits de la construction – DPC – et les Directives du Conseil 93/37/CEE, 92/50/CEE et 89/440/CEE sur les travaux et services publics ainsi que les Directives équivalentes de l'AELE destinées à la mise en place du marché intérieur).

¹ Accord entre la Commission des Communautés Européennes et le Comité Européen pour la Normalisation (CEN) concernant le travail sur les EUROCODES pour le dimensionnement des ouvrages de bâtiment et de génie civil (BC/CEN/03/89).

Le programme des Eurocodes Structuraux comprend les normes suivantes, chacune étant, en général, constituée d'un certain nombre de Parties :

- *EN 1990 Eurocode : Bases de calcul des structures*
- *EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures*
- *EN 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton*
- *EN 1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier*
- *EN 1994 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton*
- *EN 1995 Eurocode 5 : Calcul des structures en bois*
- *EN 1996 Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie*
- *EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique*
- *EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes*
- *EN 1999 Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium*

Les normes Eurocodes reconnaissent la responsabilité des autorités réglementaires dans chaque État Membre et ont sauvegardé le droit de celles-ci de déterminer, au niveau national, des valeurs relatives aux questions réglementaires de sécurité, là où ces valeurs continuent à différer d'un État à l'autre.

Statut et domaine d'application des Eurocodes

Les États Membres de l'UE et de l'AELE reconnaissent que les Eurocodes servent de documents de référence pour les usages suivants :

- comme moyen de prouver la conformité des bâtiments et des ouvrages de génie civil aux exigences essentielles de la Directive du Conseil 89/106/CEE, en particulier à l'Exigence Essentielle No. 1 – Stabilité et résistance mécanique – et à l'Exigence Essentielle N°.2 – Sécurité en cas d'incendie ;
- comme base de spécification des contrats pour les travaux de construction et les services techniques associés ;
- comme cadre d'établissement de spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction (EN et ATE).

Les Eurocodes, dans la mesure où les ouvrages eux-mêmes sont concernés par eux, ont une relation directe avec les Documents Interprétatifs² visés à l'Article 12 de la DPC, quoiqu'ils soient d'une nature différente de celle des normes harmonisées de produits³. En conséquence, les aspects techniques résultant des travaux effectués pour les Eurocodes nécessitent d'être pris en considération de façon adéquate par les Comités Techniques du CEN et/ou les groupes de travail de l'EOTA travaillant sur les normes de produits en vue de parvenir à une complète compatibilité de ces spécifications techniques avec les Eurocodes.

Les normes Eurocodes fournissent des règles de conception structurale communes d'usage quotidien pour le calcul des structures entières et des produits composants de nature traditionnelle ou innovante. Les formes de construction ou les conceptions inhabituelles ne sont pas spécifiquement couvertes, et il appartiendra en ces cas au concepteur de se procurer des bases spécialisées supplémentaires.

Normes nationales transposant les Eurocodes

Les normes nationales transposant les Eurocodes comprendront la totalité du texte des Eurocodes (toutes annexes incluses), tel que publié par le CEN ; ce texte peut être précédé d'une page nationale de titres et par un Avant-Propos National, et peut être suivi d'une Annexe Nationale.

L'Annexe Nationale peut seulement contenir des informations sur les paramètres laissés en attente dans l'Eurocode pour choix national, sous la désignation de Paramètres Déterminés au niveau National, à utiliser pour les projets de bâtiments et ouvrages de génie civil dans le pays concerné ; il s'agit :

- de valeurs et/ou des classes là où des alternatives figurent dans l'Eurocode ;
- de valeurs à utiliser là où seul un symbole est donné dans l'Eurocode ;
- de données propres à un pays (géographiques, climatiques, etc.), par exemple carte de neige ;
- de la procédure à utiliser là où des procédures alternatives sont données dans l'Eurocode.

Elle peut également contenir :

- des décisions sur l'usage des annexes informatives ;
- des références à des informations complémentaires non contradictoires pour aider l'utilisateur à appliquer l'Eurocode.

² Selon le paragraphe 3.3 de la DPC, les exigences essentielles (E.E.) doivent recevoir une forme concrète dans des Documents Interprétatifs (DI) pour assurer les liens nécessaires entre les exigences essentielles et les mandats pour normes européennes harmonisées et guides pour les agréments techniques européens (ATE), et ces agréments eux-mêmes.

³ Selon l'Article 12 de la DPC, les documents interprétatifs doivent :

- a) donner une forme concrète aux exigences essentielles en harmonisant la terminologie et les bases techniques et en indiquant lorsque c'est nécessaire, des classes ou niveaux pour chaque exigence ;
- b) indiquer des méthodes pour relier ces classes ou niveaux d'exigences avec les spécifications techniques, par exemple méthodes de calcul et d'essai, règles techniques pour la conception, etc. ;
- c) servir de référence pour l'établissement de normes harmonisées et de guides pour agréments techniques européens.

Les Eurocodes jouent de fait un rôle similaire pour l'E.E.1 et une partie de l'E.E.2.

Liens entre les Eurocodes et les spécifications techniques harmonisées (EN et ATE) pour les produits

La cohérence est nécessaire entre les spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction et les règles techniques pour les ouvrages⁴. En outre, dans toute information accompagnant la Marque CE des produits de construction et se référant aux Eurocodes, il convient de faire apparaître clairement quels Paramètres Déterminés au niveau National ont été pris en compte.

Informations additionnelles spécifiques à l'EN 1991-2

L'EN 1991-2 définit des modèles de charges de trafic pour le calcul des ponts routiers, des passerelles et des ponts ferroviaires. Pour le calcul des ponts neufs, il est prévu une application directe de l'EN 1991-2, en association avec les Eurocodes EN 1990 à EN 1999.

Les bases des combinaisons de charges de trafic et de charges ne relevant pas du trafic sont données dans l'EN 1990, A2.

Des règles complémentaires peuvent être spécifiées pour des projets individuels :

- lorsqu'il est nécessaire de prendre en compte des charges de trafic non définies dans la présente Partie de l'Eurocode 1 (charges de chantier, charges militaires, charges de tramway, par exemple) ;
- dans le cas de ponts destinés à la fois aux trafics routier et ferroviaire ;
- pour des actions à prendre en compte dans les situations de projet accidentelles ;
- pour les ponts en arcs en maçonnerie.

Pour les ponts routiers, les modèles de charge 1 et 2 définis en 4.3.2 et 4.3.3, pris en compte avec les coefficients d'ajustement α et β égaux à 1, sont censés représenter le trafic le plus sévère - autre que celui des véhicules spéciaux soumis à autorisation - observé ou prévu sur les grands itinéraires des pays européens. Sur d'autres itinéraires de ces pays et dans certains autres pays, le trafic peut s'avérer sensiblement plus léger, ou être mieux contrôlé. Cependant, il convient de signaler qu'un grand nombre de ponts existants ne remplissent pas les conditions de la présente EN 1991-2 ni celles des Eurocodes Structuraux EN 1992 à EN 1999.

Il est donc conseillé aux autorités nationales de choisir les valeurs des coefficients d'ajustement α et β pour le calcul des ponts routiers en les faisant correspondre si possible aux différentes classes d'itinéraires sur lesquels sont situés les ponts et de les choisir aussi peu nombreux et aussi simples que possible, en tenant compte des règlements nationaux relatifs au trafic routier et de l'efficacité des mesures de contrôle associées.

Pour les ponts ferroviaires, le modèle de charge 71 défini en 6.3.2 (utilisé concurremment avec le modèle de charge SW/0 pour les ponts à travées continues), représente l'effet statique d'un trafic ferroviaire standard sur les grandes lignes du réseau européen, sur voies à l'écartement standard ou à grand écartement. Le modèle de charge SW/2, défini en 6.3.3, représente l'effet statique d'un trafic ferroviaire lourd. Les lignes, ou tronçons de lignes, sur lesquels de telles charges doivent être prises en compte sont définis dans l'Annexe Nationale (voir ci-après) ou précisés pour le projet individuel.

Des dispositions sont prises pour moduler la charge spécifiée afin de tenir compte des variations de type, de volume et de poids maximal du trafic ferroviaire sur les différentes lignes ainsi que des différentes qualités de voies. Pour les lignes supportant un trafic plus lourd ou plus léger que le trafic standard, les valeurs caractéristiques données pour les modèles de charge 71 et SW/0 peuvent être multipliées par un coefficient α .

⁴ Voir le paragraphe 3.3 et l'Article 12 de la DPC, ainsi que les paragraphes 4.2, 4.3.1, 4.3.2 et 5.2 du DI 1.

Deux autres modèles de charges sont également donnés pour les ponts ferroviaires :

- le modèle du "train non chargé", pour la vérification de la stabilité latérale des ponts à voie unique ; et
- le modèle HSLM, qui représente la charge de trains de voyageurs circulant à des vitesses supérieures à 200 km/h.

Des indications sont également données concernant les actions aérodynamiques sur les ouvrages adjacents aux voies ferrées dues au passage des trains d'une part, et d'autres actions liées aux infrastructures ferroviaires d'autre part.

Les ponts sont pour l'essentiel des ouvrages publics :

- auxquels la Directive européenne 89/440/CEE relative aux marchés publics de travaux s'applique tout particulièrement ;
- pour lesquels les autorités publiques ont des responsabilités en tant que propriétaires des ouvrages.

De plus, les autorités publiques peuvent devoir établir les règlements relatifs au trafic autorisé (en particulier en ce qui concerne le poids des véhicules) et, le cas échéant, d'accorder et de contrôler les dérogations, dans le cas de véhicules spéciaux, par exemple.

Par conséquent, l'EN 1991-2 est destinée à être utilisée par :

- les comités rédigeant les normes de calcul des structures ainsi que les normes de produit, d'essai et d'exécution associées ;
- les clients (pour la formulation de leurs exigences spécifiques en matière de trafic et de chargement correspondant, par exemple) ;
- les concepteurs et les constructeurs ;
- les autorités concernées.

Lorsqu'un tableau ou une figure font partie d'une NOTE, le numéro du tableau ou de la figure est suivi par la lettre (n) (par exemple, Tableau 4.5(n)).

Annexe Nationale pour l'EN 1991-2

La présente norme prévoit des procédures alternatives ainsi que des valeurs et recommandations pour les classes ; des notes indiquent là où des choix nationaux doivent être effectués. Il convient par conséquent de doter la norme nationale transposant l'EN 1991-2 d'une Annexe Nationale contenant l'ensemble des Paramètres Déterminés au niveau National qui devront être utilisés pour le calcul des ponts destinés à être construits dans le pays considéré.

Les choix nationaux sont admis dans l'EN 1991-2 aux paragraphes suivants :

Section 1 : Généralités	
1.1(3)	Règles complémentaires pour les murs de soutènement, les ouvrages enterrés et les tunnels

Section 2 : Classification des actions	
2.2(2) NOTE 2	Utilisation des valeurs non-fréquentes des charges pour les ponts routiers
2.3(1)	Définition d'une protection appropriée contre les chocs
2.3(4)	Règles concernant les forces d'impact d'origines diverses

Section 3 : Situations de projet	
(5)	Règles relatives aux ponts supportant à la fois un trafic routier et un trafic ferroviaire

Section 4 : Actions du trafic routier et autres actions spécifiques sur les ponts routiers	
4.1(1) NOTE 2	Actions du trafic routier dans le cas de longueurs chargées supérieures à 200 m
4.1(2) NOTE 1	Modèles de charge spécifiques pour les ponts à tonnage limité
4.2.1(1) NOTE 2	Définition de modèles de charge complémentaires
4.2.1(2)	Définition de modèles de véhicules spéciaux
4.2.3(1)	Hauteur conventionnelle des bordures
4.3.1(2) NOTE 2	Utilisation de LM2
4.3.2(3) NOTES 1 & 2	Valeurs des coefficients α
4.3.2(6)	Utilisation de modèles de charges simplifiés alternatifs
4.3.3(2)	Valeurs du coefficient β
4.3.3(4) NOTE 2	Choix de la surface de contact des roues pour LM2
4.3.4(1)	Définition du modèle de charge LM3 (véhicules spéciaux)
4.4.1(2) NOTE 2	Limite supérieure de la force de freinage sur les ponts routiers
4.4.1(3)	Forces horizontales associées à LM3
4.4.1(6)	Force de freinage transmise par les joints de dilatation
4.4.2(4)	Forces latérales sur les tabliers des ponts routiers
4.5.1 – Tableau 4.4a Notes a et b	Considération des forces horizontales dans gr1a
4.5.2 NOTE 3	Utilisation des valeurs non-fréquentes des actions variables
4.6.1(2) NOTE 2	Utilisation des modèles de charge de fatigue
4.6.1(3) NOTE 1	Définition des catégories de trafic
4.6.1(6)	Définition du coefficient de majoration dynamique supplémentaire (fatigue)
4.6.4(3)	Ajustement du modèle de charge de fatigue FLM 3
4.6.5(1) NOTE 2	Caractéristiques du trafic routier pour l'utilisation du modèle de charge de fatigue FLM 4
4.6.6(1)	Utilisation du modèle de charge de fatigue FLM 5
4.7.2.1(1)	Définition de la force d'impact et de la hauteur de l'impact
4.7.2.2(1) NOTE 1	Définition des forces d'impact sur les tabliers
4.7.3.3(1) NOTE 1	Définition des forces d'impact sur les dispositifs de retenue des véhicules
4.7.3.3(1) NOTE 3	Définition de la force verticale agissant simultanément avec la force d'impact horizontale
4.7.3.3(2)	Charge de calcul pour les structures supportant une barrière pour ouvrages d'art
4.7.3.4(1)	Définition des forces d'impact sur les éléments structuraux verticaux non protégés
4.8(1) NOTE 2	Définition des actions sur les garde-corps
4.8(3)	Définition des charges de calcul appliquées par les garde-corps sur la structure porteuse
4.9.1(1) NOTE 1	Définition des modèles de charge sur les remblais

Section 5 : Actions sur les trottoirs, les pistes cyclables et les passerelles	
5.2.3(2)	Définition de modèles de charge pour les passages de service
5.3.2.1(1)	Définition de la valeur caractéristique de la charge uniformément répartie
5.3.2.2(1)	Définition de la valeur caractéristique de la charge concentrée sur les passerelles
5.3.2.3(1)P NOTE 1	Définition des véhicules de service pour les passerelles
5.4(2)	Valeur caractéristique de la force horizontale sur les passerelles
5.6.1(1)	Définition de forces d'impact spécifiques
5.6.2.1(1)	Forces d'impact sur les piles
5.6.2.2(1)	Forces d'impact sur les tabliers
5.6.3(2) NOTE 2	Définition d'un modèle de charge correspondant à la présence accidentelle d'un véhicule sur la passerelle
5.7(3)	Définition de modèles dynamiques de charges dues aux piétons

Section 6 : Actions du trafic ferroviaire et autres actions spécifiques sur les ponts ferroviaires	
6.1(2)	Trafics hors du champ d'application de l'EN1991-2, modèles de charge alternatifs
6.1(3)P	Autres types de voies ferrées
6.1(7)	Tabliers auxiliaires
6.3.2(3)P	Valeurs du coefficient α
6.3.3(4)P	Choix de lignes pour un trafic ferroviaire lourd
6.4.4	Critères alternatifs pour une analyse dynamique
6.4.5.2(3)P	Choix du coefficient dynamique
6.4.5.3(1)	Valeurs alternatives de longueurs déterminantes
6.4.5.3 Tableau 6.2	Longueur déterminante des encorbellements
6.4.6.1.1(6)	Exigences supplémentaires concernant l'application du modèle HSLM
6.4.6.1.1(7)	Charges et méthodologie pour l'analyse dynamique
6.4.6.1.2(3) Tableau 6.5	Cas de charge additionnels en fonction du nombre de voies
6.4.6.3.1(3) Tableau 6.6	Valeurs de l'amortissement
6.4.6.3.2(3)	Autres poids volumiques des matériaux
6.4.6.3.3(3) NOTE 1 NOTE 2	Module d'Young majoré et autres propriétés des matériaux
6.4.6.4(4)	Réduction du pic de réponse à la résonance et valeurs alternatives de l'amortissement supplémentaire
6.4.6.4(5)	Prise en compte des défauts de voies et des imperfections des véhicules
6.5.1(2)	Relèvement du centre de gravité pour les forces centrifuges
6.5.3(5)	Actions dues au freinage dans le cas de longueurs chargées supérieures à 300 m

6.5.3(9)P	Exigences alternatives pour l'application des forces d'accélération et de freinage
6.5.4.1(5)	Réponse combinée du système voie-ouvrage. Exigences dans le cas d'un tablier à pose de voie directe
6.5.4.3.(2) NOTES 1 et 2	Exigences alternatives concernant les variations de température
6.5.4.4(2) NOTE 1	Résistance au cisaillement longitudinal entre la voie et le tablier
6.5.4.5	Autres critères de dimensionnement
6.5.4.5.1(2)	Valeur minimale du rayon de la voie
6.5.4.5.1(2)	Valeurs limites des contraintes dans les rails
6.5.4.6	Autres méthodes de calcul
6.5.4.6.1(1)	Critères alternatifs pour l'application de méthodes de calcul simplifiées
6.5.4.6.1(4)	Résistance plastique au cisaillement longitudinal entre la voie et le tablier
6.6.1(3)	Actions aérodynamiques, valeurs alternatives
6.7.1(2)P	Déraillement, exigences complémentaires
6.7.1(8)P	Déraillement, dispositions relatives aux éléments structuraux situés au-dessus du niveau des rails et exigences visant à retenir un train déraillé sur l'ouvrage
6.7.3(1)P	Autres actions
6.8.1(11)P Tableau 6.10	Nombre de voies chargées lors de la vérification de l'évacuation des eaux et des gabarits
6.8.2(2) Tableau 6.11	Détermination des groupes de charges
6.8.3.1(1)	Valeurs fréquentes des actions à composantes multiples
6.8.3.2(1)	Valeurs quasi-permanentes des actions à composantes multiples
6.9(6)	Modèles de charge de fatigue, durée de vie de l'ouvrage
6.9(7)	Modèles de charge de fatigue, trafics particuliers
Annexe C(3)P	Coefficient dynamique
Annexe C(3)P	Méthode d'analyse dynamique
Annexe D2(2)	Coefficient partiel de sécurité pour les charges de fatigue

Section 1 Généralités

1.1 Domaine d'application

(1) L'EN 1991-2 spécifie les charges d'exploitation (modèles et valeurs représentatives) associées au trafic routier, à la circulation des piétons et au trafic ferroviaire, y compris, le cas échéant, les effets dynamiques, les forces centrifuges, les forces de freinage et les forces d'accélération ainsi que les actions pour les situations de projet accidentelles.

(2) Les charges d'exploitation définies dans l'EN 1991-2 sont destinées à être utilisées pour le calcul des ponts neufs, piles, culées, murs garde-grève, murs en aile et en retour, etc., ainsi que de leurs fondations.

(3) Il convient également d'utiliser les modèles de charge et les valeurs données dans l'EN 1991-2 pour le calcul des murs de soutènement bordant les routes et les voies ferrées.

NOTE Les conditions d'application ne sont définies dans l'EN 1991-2 que pour certains modèles. Pour le calcul des ouvrages enterrés, des murs de soutènement et des tunnels, d'autres dispositions que celles définies dans les EN 1990 à EN 1999 peuvent être nécessaires. Des conditions complémentaires éventuelles peuvent être définies dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

(4) L'EN 1991-2 est destinée à être utilisée en association avec l'EN 1990 (notamment A2) et les EN 1991 à EN 1999.

(5) La section 1 précise les définitions et les symboles.

(6) La section 2 définit les principes de chargement des ponts routiers, des passerelles (pour piétons ou deux-roues) et des ponts ferroviaires.

(7) La section 3 traite des situations de projet et donne des indications sur la simultanéité des modèles de charge de trafic et sur les combinaisons avec des charges autres que celles dues au trafic.

(8) La section 4 définit :

- les charges d'exploitation (modèles et valeurs représentatives) dues aux actions du trafic sur les ponts routiers et leurs conditions de combinaison mutuelle et de combinaison avec les trafics de piétons et de deux-roues (voir section 5) ;
- d'autres actions spécifiques pour le calcul des ponts routiers.

(9) La section 5 définit :

- les charges d'exploitation (modèles et valeurs représentatives) sur les trottoirs, pistes cyclables et passerelles ;
- d'autres actions spécifiques pour le calcul des passerelles.

(10) Les sections 4 et 5 définissent également les charges transmises à la structure par les dispositifs de retenue des véhicules et/ou les garde-corps.

(11) La section 6 définit :

- les charges d'exploitation dues au trafic ferroviaire sur les ponts ;
- d'autres actions spécifiques pour le calcul des ponts ferroviaires et les ouvrages contigus à la voie.

1.2 Références normatives

La présente Norme européenne contient, par références datées ou non datées, des dispositions qui proviennent d'autres publications. Ces références normatives sont citées aux endroits appropriés dans le texte et les publications sont énumérées ci-après. Pour les références datées, les amendements ou révisions ultérieurs de l'une quelconque de ces publications ne s'appliquent à la présente Norme européenne que lorsqu'ils lui sont incorporés par amendement ou révision. Pour les références non datées, la dernière édition de la publication à laquelle il est fait référence s'applique (y compris les amendements).

EN 1317 *Dispositifs de retenue routiers*

Partie 1 : Terminologie et critères généraux pour les méthodes d'essais.

Partie 2 : Classes de performances, critères d'acceptation des essais de choc et méthodes d'essais pour les barrières de sécurité.

Partie 6 : Garde-corps.

NOTE Les Eurocodes ont été publiés en tant que Prénormes européennes. Les normes européennes ci-après, qu'elles soient déjà publiées ou encore en préparation, sont citées dans les clauses normatives ou dans des NOTES relatives aux clauses normatives :

EN 1990 *Eurocode : Bases de calcul des structures.*

EN 1991-1-1 *Eurocode 1 : Actions sur les structures : Partie 1-1 : Actions générales – Poids volumiques, poids propres et charges d'exploitation des bâtiments.*

EN 1991-1-3 *Eurocode 1 : Actions sur les structures : Partie 1-3 : Actions générales- Charges de neige.*

prEN 1991-1-4 *Eurocode 1 : Actions sur les structures : Partie 1-4 : Actions générales – Actions dues au vent.*

prEN 1991-1-5 *Eurocode 1 : Actions sur les structures : Partie 1-5 : Actions générales – Actions thermiques.*

prEN 1991-1-6 *Eurocode 1 : Actions sur les structures : Partie 1-6 : Actions générales - Actions en cours d'exécution.*

prEN 1991-1-7 *Eurocode 1 : Actions sur les structures : Partie 1-7 : Actions générales – Actions accidentelles.*

EN 1992 *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton.*

EN 1993 *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier.*

EN 1994 *Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton.*

EN 1995 *Eurocode 5 : Calcul des structures en bois.*

EN 1997 *Eurocode 7 : Calcul géotechnique.*

EN 1998 *Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.*

EN 1999 *Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium.*

1.3 Distinction entre Principes et Règles d'Application

(1) Selon la nature des différents articles, l'EN 1991-2 établit une distinction entre Principes et Règles d'Application.

(2) Les Principes comprennent :

- des énoncés d'ordre général et des définitions ne comportant pas d'alternative ;
- des prescriptions et des modèles analytiques pour lesquels aucune alternative n'est autorisée, sauf indication contraire.

(3) Les Principes sont identifiés par le numéro du paragraphe, suivi de la lettre P.

(4) Les Règles d'Application sont des règles généralement reconnues, qui sont conformes aux Principes et satisfont leurs exigences.

(5) Il est admissible d'utiliser des règles de dimensionnement différentes des Règles d'Application données dans l'EN 1991-2 pour les ouvrages, à condition que leur conformité aux Principes concernés soit démontrée et qu'elles donnent au moins le même niveau de sécurité structurale, d'aptitude au service et de durabilité, que celui qui serait escompté par l'utilisation des Eurocodes.

NOTE Si une Règle d'Application est remplacée par une règle de calcul différente, le dimensionnement qui en résulte ne peut être déclaré pleinement conforme à l'EN 1991-2, même si le dimensionnement satisfait les Principes de l'EN 1991-2. En cas d'utilisation de l'EN 1991-2 pour une propriété figurant dans l'Annexe Z d'une norme de produit ou dans un guide pour agrément technique européen, l'usage d'une règle de calcul différente peut ne pas être acceptable pour un marquage CE.

(6) Dans l'EN 1991-2, les Règles d'Application sont identifiées par un numéro entre parenthèses, comme par exemple dans le présent alinéa.

1.4 Termes et définitions

NOTE 1 Pour les besoins de la présente norme européenne, des définitions générales sont données dans l'EN 1990 et des définitions complémentaires propres à la présente Partie sont données ci-dessous.

NOTE 2 La terminologie relative aux dispositifs routiers de retenue est dérivée de l'EN 1317-1.

1.4.1 Termes harmonisés et définitions communes

1.4.1.1

tablier

parties d'un pont supportant la charge de trafic au-dessus des piles, culées et autres murs, à l'exception des pylônes

1.4.1.2

dispositif de retenue

terme général désignant les dispositifs de retenue des véhicules et les dispositifs de retenue pour piétons

NOTE Les dispositifs de retenue routiers peuvent être, selon leur utilisation :

- permanents (fixes) ou provisoires (démontables, c'est-à-dire amovibles et utilisés lors de travaux routiers temporaires en cas d'urgence ou lors de situations analogues) ;
- déformables ou rigides ;
- simples (ils ne peuvent être heurtés que d'un côté) ou doubles (ils peuvent être heurtés des deux côtés).

1.4.1.3

barrière de sécurité

dispositif de retenue des véhicules installé en accotement ou en terre-plein central d'une route

1.4.1.4

barrière pour ouvrage d'art

barrière de sécurité installée en bordure de pont ou à proximité, sur un mur de soutènement ou une structure semblable avec dénivelée verticale, et qui peut comprendre un dispositif complémentaire pour la retenue des piétons ou autres usagers de la route

1.4.1.5

dispositif de retenue pour piétons

dispositif installé pour retenir et guider les piétons

1.4.1.6

garde-corps

dispositif de retenue pour piétons ou autres usagers, installé en bordure de pont, sur un mur de soutènement ou une structure similaire, non destiné à la retenue des véhicules

1.4.1.7

barrière pour piétons

dispositif de retenue pour piétons ou autres usagers, installé en bordure de trottoir ou de passage de service pour les empêcher de passer sur la route ou une autre aire qui pourrait être dangereuse, ou de les traverser

NOTE Le terme "autres usagers" peut englober les cavaliers, les cyclistes et le bétail.

1.4.1.8

écran anti-bruit

écran destiné à réduire la propagation du bruit

1.4.1.9

passerelle fixe de visite

accès permanent pour l'inspection, non accessible au public

1.4.1.10

plate-forme mobile de visite

élément d'un véhicule, non solidaire du pont, utilisé pour inspection

1.4.1.11

passerelle

pont principalement destiné à porter les charges de piétons et/ou de deux-roues et sur lequel les charges du trafic routier normal, à l'exception des véhicules autorisés, par exemple les véhicules pour l'entretien, ainsi que du trafic ferroviaire quel qu'il soit, sont interdites

1.4.2 Termes et définitions propres aux ponts routiers

1.4.2.1

chaussée

pour l'application des sections 4 et 5, partie de la surface de la route supportée par une structure unique (tablier, pile etc.) et comprenant toutes les voies de circulation réelles (c'est-à-dire telles qu'elles peuvent être matérialisées sur le revêtement), les bandes d'arrêt, bandes dérasées et bandes de marquage (voir 4.2.3(1))

1.4.2.2

bande d'arrêt

bande revêtue, habituellement de la largeur d'une voie de circulation, située le long d'une voie de circulation réelle, du côté extérieur de la chaussée, utilisable en cas de difficultés ou d'obstruction des voies

1.4.2.3**bande dérasée**

bande revêtue, habituellement de 2 m de large au plus, située le long d'une voie de circulation réelle, entre celle-ci et une barrière de sécurité ou une barrière pour ouvrage d'art

1.4.2.4**terre-plein central**

zone séparant les voies de circulation réelles d'une route à deux chaussées. Elle comprend en général une bande médiane et des bandes dérasées latérales séparées de la bande médiane par des barrières de sécurité

1.4.2.5**voie conventionnelle**

bande de chaussée, parallèle à un bord de celle-ci, qui, dans la section 4, est considérée supporter une file de voitures et/ou de camions

1.4.2.6**aire résiduelle**

différence, le cas échéant, entre l'aire totale de la chaussée et la somme des aires des voies conventionnelles (voir Figure 4.1)

1.4.2.7**tandem**

assemblage de deux essieux consécutifs chargés simultanément

1.4.2.8**charge exceptionnelle**

charge roulante ne pouvant circuler sur un itinéraire donné sans autorisation de l'autorité concernée

1.4.3 Termes et définitions propres aux ponts ferroviaires**1.4.3.1****voies**

les voies comprennent les rails et les traverses. Elles reposent sur un lit de ballast ou sont directement fixées au tablier du pont. Elles peuvent être équipées de joints de dilatation à l'une des extrémités du tablier ou aux deux. Au cours de la vie des ouvrages, la position des voies et l'épaisseur de ballast peuvent être modifiées du fait des opérations d'entretien de la voie

1.4.3.2**passage de service**

bande située le long des voies, entre celles-ci et les parapets

1.4.3.3**vitesse de résonance**

vitesse du trafic à laquelle une fréquence du chargement (ou un multiple de celle-ci) coïncide avec une fréquence propre de l'ouvrage (ou un multiple de celle-ci)

1.4.3.4**vitesse d'exploitation fréquente**

vitesse la plus probable au point considéré pour un type donné de train réel (utilisée pour les problèmes de fatigue)

1.4.3.5**vitesse maximale de ligne au point considéré**

vitesse maximale autorisée du trafic au point considéré, telle que spécifiée pour le projet individuel (généralement limitée par les caractéristiques de l'infrastructure ou les exigences de sécurité du trafic ferroviaire)

1.4.3.6

vitesse maximale autorisée du véhicule

vitesse maximale autorisée des trains réels, liée à des considérations de véhicules, généralement indépendante de l'infrastructure

1.4.3.7

vitesse maximale nominale

généralement égale à la vitesse maximale de ligne au point considéré. Lorsque cela est spécifié pour le projet individuel, une vitesse réduite peut être considérée pour vérifier les trains individuels réels avec leur vitesse maximale autorisée de véhicule associée

1.4.3.8

vitesse maximale de calcul

généralement $1,2 \times$ la vitesse maximale nominale

1.4.3.9

vitesse maximale de commissionnement

vitesse maximale utilisée pour le commissionnement d'un nouveau train avant sa mise en service, pour certains tests spécifiques etc. Elle dépasse généralement la vitesse maximale autorisée du véhicule. Les exigences relatives à la vitesse maximale de commissionnement doivent être spécifiées pour le projet individuel

1.5 Symboles

Pour les besoins de la présente Norme européenne, les symboles suivants s'appliquent.

1.5.1 Symboles communs

NOTE Les symboles utilisés en un seul endroit ne sont pas systématiquement repris ci-dessous.

Majuscules latines

L En général, longueur chargée.

Minuscules latines

g_{ri} Groupe de charges, i étant un nombre ($i = 1$ à n).

r Rayon en plan de l'axe d'une chaussée ou d'une voie ferrée, distance entre points d'application des charges de roues (Figure 6.3).

1.5.2 Symboles spécifiques pour les sections 4 et 5

Majuscules latines

Q_{ak} Valeur caractéristique d'une charge d'essieu unique (modèle de charge 2) pour un pont routier (voir 4.3.3).

Q_{flk} Valeur caractéristique de la force horizontale sur une passerelle.

Q_{fwk} Valeur caractéristique de la charge concentrée (charge de roue) sur une passerelle (voir 5.3.2.2).

Q_{ik} Intensité de la charge d'essieu caractéristique (modèle de charge 1) sur la voie conventionnelle numérotée i ($i = 1, 2, \dots$) sur un pont routier.

Q_{lk}	Intensité de la valeur caractéristique des forces longitudinales (force de freinage et d'accélération) sur un pont routier.
Q_{serv}	Modèle de charge correspondant à un véhicule de service pour les passerelles.
Q_{tk}	Intensité de la valeur caractéristique des forces transversales ou centrifuges sur les ponts routiers.
Q_{trk}	Force de freinage transversale sur les ponts routiers.
TS	Tandem du modèle de charge 1.
UDL	Charge uniformément répartie du modèle de charge 1.

Minuscules latines

f_h	Généralement, fréquence propre horizontale d'un pont.
f_v	Généralement, fréquence propre verticale d'un pont.
n_l	Nombre de voies conventionnelles d'un pont routier.
q_{eq}	Intensité de la charge uniformément répartie équivalente pour les charges d'essieux sur remblais (voir 4.9.1).
q_{fk}	Valeur caractéristique de la charge verticale uniformément répartie sur les trottoirs ou les passerelles.
q_{ik}	Intensité de la valeur caractéristique de la charge verticale répartie (modèle de charge 1) sur la voie conventionnelle numérotée i ($i = 1, 2, \dots$) d'un pont routier.
q_{rk}	Intensité de la valeur caractéristique de la charge verticale répartie sur l'aire résiduelle de la chaussée (modèle de charge 1).
w	Largeur de la chaussée d'un pont routier incluant les bandes d'arrêts, les bandes dérasées et les bandes de marquage (voir 4.2.3.(1)).
w_l	Largeur d'une voie conventionnelle sur un pont routier.

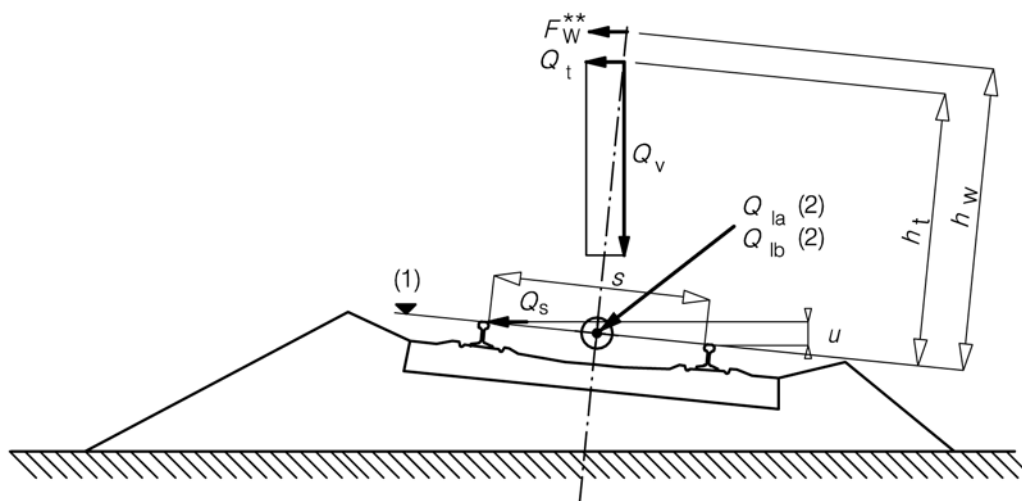
Majuscules grecques

$\Delta\phi_{fat}$	Coefficient de majoration dynamique supplémentaire pour la fatigue à proximité des joints de dilatation (voir 4.6.1(6)).
--------------------	--

Minuscules grecques

α_{Qi}, α_{qi}	Coefficients d'ajustement de certains modèles de charge sur les voies i ($i = 1, 2, \dots$), définis en 4.3.2.
α_{qr}	Coefficient d'ajustement des modèles de charge sur l'aire résiduelle, défini en 4.3.2.
β_Q	Coefficient d'ajustement du modèle de charge 2, défini en 4.3.3.
ϕ_{fat}	Coefficient de majoration dynamique pour la fatigue (voir Annexe B).

1.5.3 Symboles spécifiques pour la section 6



Légende

- (1) Plan de roulement
(2) Forces longitudinales agissant le long de l'axe de la voie

Figure 1.1 - Symboles et dimensions spécifiques pour les voies ferrées

Majuscules latines

$A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$	Agressivité (voir équations E.4 et E.5).
D	Longueur de voiture ou de véhicule ferroviaire.
D_{IC}	Longueur des voitures intermédiaires dans le cas d'un train à essieux régulièrement espacés, avec un essieu par voiture.
E_{cm}	Module sécant d'élasticité d'un béton de masse volumique normale.
F_L	Réaction d'appui totale dans le sens longitudinal.
F_{Qk}	Valeur caractéristique de la force longitudinale par voie appliquée aux appuis fixes due à la déformation du tablier.
F_{Tk}	Force longitudinale appliquée à un appareil d'appui fixe, due à la réponse combinée du système voie – ouvrage à la température.
F_W^{**}	Force du vent compatible avec le trafic ferroviaire.
F_{li}	Réaction d'appui longitudinale individuelle correspondant à l'action i .
G	Poids propre (cas général).
H	Hauteur entre l'axe de rotation (horizontal) de l'appareil d'appui (fixe) et la surface supérieure du tablier (sous-face du ballast sous les voies).
K	Raideur longitudinale totale du système porteur.

K_2	Raideur longitudinale des appuis par voie et par m, $2 \cdot 10^3$ kN/m.
K_5	Raideur longitudinale des appuis par voie et par m, $5 \cdot 10^3$ kN/m.
K_{20}	Raideur longitudinale des appuis par voie et par m, $20 \cdot 10^3$ kN/m.
L	Longueur (cas général).
L_T	Longueur de dilatation.
L_{TP}	Longueur de dilatation maximale admissible.
L_f	Longueur d'influence de la partie chargée d'une voie en courbe.
L_i	Longueur d'influence.
L_Φ	Longueur "déterminante" (longueur associée à Φ).
M	Nombre de forces ponctuelles appliquées par le train.
N	Nombre de voitures ou de véhicules répétés régulièrement d'un convoi ; ou Nombre d'essieux ; ou Nombre de forces ponctuelles égales.
P	Force ponctuelle. Charge d'essieu individuelle.
Q	Force concentrée ou action variable (cas général).
Q_{A1d}	Charge ponctuelle correspondant au déraillement.
Q_h	Force horizontale (cas général).
Q_k	Valeur caractéristique d'une force concentrée ou d'une action variable (par exemple, valeur caractéristique d'une charge verticale sur un passage de service non accessible au public).
Q_{lak}	Valeur caractéristique de la force d'accélération.
Q_{lbk}	Valeur caractéristique de la force de freinage.
Q_r	Action du trafic ferroviaire (cas général ; résultante de l'action du vent et de la force centrifuge, par exemple).
Q_{sk}	Valeur caractéristique de l'effort de lacet.
Q_{tk}	Valeur caractéristique de la force centrifuge.
Q_v	Charge d'essieu verticale.
Q_{vi}	Charge de roue.

Q_{vk} Valeur caractéristique d'une charge verticale (force concentrée).

ΔT Variation de température.

ΔT_D Variation de température du tablier.

ΔT_N Variation de température.

ΔT_R Variation de température du rail.

V Vitesse en km/h.

Vitesse maximale de ligne au point considéré, en km/h.

X_i Longueur de la rame constituée de i essieux .

Minuscules latines

A Distance entre supports de rails, longueur d'application des charges linéaires (modèles de charge SW/0 et SW/2).

A_g Distance horizontale au centre de la voie.

a'_g Distance horizontale équivalente au centre de la voie.

B Longueur de la répartition longitudinale d'une charge par une traverse et le ballast.

c Intervalle entre charges réparties (modèles de charge SW/0 et SW/2).

D Espacement régulier entre groupes d'essieux.

Distance entre axes des essieux d'un bogie.

Espacement des forces ponctuelles dans le modèle HSLM-B.

D_{ba} Distance entre axes des essieux d'un bogie.

D_{bs} Entr'axe de bogies voisins.

e Excentricité des charges verticales (dans le plan de référence), excentricité de l'action résultante (dans le plan de référence).

E_c Distance entre essieux adjacents situés de part et d'autre de l'accouplement de deux rames à essieux régulièrement espacés.

f Coefficient de réduction pour la force centrifuge.

$f_{ck}, f_{ck, cube}$ Résistance à la compression du béton mesurée sur éprouvette cylindrique / sur éprouvette cubique.

G Accélération de la pesanteur.

H	Hauteur (cas général). Épaisseur de la couverture, incluant le ballast depuis le niveau supérieur du tablier jusqu'au niveau supérieur des traverses.
H_g	Distance verticale entre le plan de roulement et la sous-face de l'ouvrage au-dessus de la voie.
H_t	Hauteur du point d'application de la force centrifuge, mesuré par rapport au plan de roulement.
H_w	Hauteur du point d'application de l'effort dû au vent, mesuré par rapport au plan de roulement.
K	Résistance plastique au cisaillement de la voie dans le sens longitudinal.
k_1	Coefficient de forme du train.
k_2	Coefficient de majoration pour les effets de souffle sur des surfaces verticales parallèles aux voies.
k_3	Coefficient de réduction pour les effets de souffle sur des surfaces horizontales simples contiguës à la voie.
k_4	Coefficient de majoration pour les effets de souffle sur les surfaces enveloppant les voies (actions horizontales).
k_5	Coefficient de majoration.
k_{20}	Résistance au cisaillement plastique de la voie dans le sens longitudinal, 20 kN/m de voie.
k_{40}	Résistance au cisaillement plastique de la voie dans le sens longitudinal, 40 kN/m de voie.
k_{60}	Résistance au cisaillement plastique de la voie dans le sens longitudinal, 60 kN/m de voie.
n_0	Première fréquence propre de flexion de l'ouvrage non chargé.
N_t	Première fréquence propre de torsion de l'ouvrage.
q_{A1d}, q_{A2d}	Charge linéaire en cas de déraillement.
Q_{fk}	Valeur caractéristique de la charge verticale sur passage de service non accessible au public (charge uniformément répartie).
Q_{ik}	Valeur caractéristique de l'action répartie équivalente résultant des effets aérodynamiques.
Q_{lak}	Valeur caractéristique de la force de traction répartie.
Q_{lbk}	Valeur caractéristique de la force de freinage répartie.
Q_{tk}	Valeur caractéristique de la force centrifuge répartie.
q_{v1}, q_{v2}	Charge verticale (charge uniformément répartie).
Q_{vk}	Valeur caractéristique de la charge verticale (charge uniformément répartie).

r	Rayon de courbure de la voie. Distance transversale entre charges de roues.
S	Écartement des rails.
U	Dévers, distance verticale entre deux points les plus hauts des faces supérieures des deux rails en un point donné de la voie.
V	Vitesse maximale nominale en m/s. Vitesse maximale autorisée du véhicule en m/s. Vitesse en m/s.
V_{ds}	Vitesse maximale de calcul en m/s.
V_i	Vitesse de résonance en m/s.
y_{dyn}, y_{stat}	Réponse dynamique maximale et réponse statique maximale correspondante en un point donné.

Majuscules grecques

θ	Rotation d'extrémité d'une structure (cas général).
Φ (Φ_2, Φ_3)	Coefficient de majoration dynamique pour les modèles de charge ferroviaire 71, SW/0 et SW/2.

Minuscules grecques

A	Coefficient de classification des charges. Coefficient de vitesse. Coefficient de dilatation thermique linéaire .
β	Rapport de la distance entre l'axe neutre et la surface du tablier à la hauteur H .
δ	Déformation (cas général). Flèche.
δ_0	Flèche à mi-portée due aux actions permanentes.
δ_B	Déplacement longitudinal relatif à l'extrémité du tablier dû à la traction et au freinage.
δ_H	Déplacement longitudinal relatif à l'extrémité du tablier dû à la déformation de celui-ci.
δ_h	Déplacement horizontal. Déplacement horizontal engendré par le déplacement longitudinal des fondations.
δ_p	Déplacement horizontal engendré par la déformation longitudinale des appuis.

δ_V	Déplacement vertical relatif à l'extrémité du tablier.
δ_ϕ	Déplacement horizontal engendré par la rotation longitudinale des fondations.
γ_{Ff}	Coefficient partiel de sécurité pour les charges de fatigue.
γ_{Mf}	Coefficient partiel de sécurité pour la résistance à la fatigue.
ϕ, ϕ', ϕ''	Coefficient de majoration dynamique des charges statiques pour les trains réels.
ϕ'_{dyn}	Coefficient de majoration dynamique des charges statiques pour un train réel, déterminé par l'analyse dynamique.
κ	Coefficient relatif à la raideur d'une culée par rapport aux piles.
λ	Coefficient d'endommagement équivalent pour la fatigue. Longueur d'onde d'excitation.
λ_C	Longueur d'onde critique de l'excitation .
λ_i	Longueur d'onde fondamentale de l'excitation.
λ_v	Longueur d'onde de l'excitation à la vitesse maximale de calcul.
ρ	Poids volumique.
σ	Contrainte.
$\sigma_A, \sigma_B, \sigma_M$	Pression sur la partie supérieure d'un tablier provenant des actions du trafic ferroviaire.
$\Delta\sigma_{71}$	Variation de contrainte due au modèle de charge 71 (et, le cas échéant, SW/0).
$\Delta\sigma_c$	Valeur de référence de la résistance à la fatigue.
ξ	Coefficient de réduction pour la détermination des forces longitudinales dans les appareils d'appui fixes des tabliers uniques du fait de l'accélération et du freinage.
ζ	Limite inférieure du coefficient d'amortissement critique (%), ou coefficient d'amortissement.
ζ_{TOTAL}	Amortissement total (%).
$\Delta\zeta$	Amortissement supplémentaire (%).

Section 2 Classification des actions

2.1 Généralités

(1) Il convient de classer les actions de trafic concernées et les autres actions spécifiques exercées sur les ponts conformément à l'EN 1990, section 4 (4.1.1).

(2) Les actions de trafic sur les ponts routiers, les passerelles et les ponts ferroviaires consistent en actions variables et en actions pour situations de projet accidentelles, représentées par différents modèles.

(3) Il convient de classer toutes les actions de trafic comme des actions libres, dans les limites précisées dans les sections 4 à 6.

(4) Les actions de trafic sont des actions à composantes multiples.

2.2 Actions variables

(1) Dans les conditions normales d'utilisation (c'est-à-dire à l'exclusion de toute situation accidentelle), il convient de considérer comme variables les charges roulantes et celles dues aux piétons (majoration dynamique incluse le cas échéant).

(2) Les diverses valeurs représentatives sont les suivantes :

- les valeurs caractéristiques, soit d'origine statistique, c'est-à-dire correspondant à une probabilité limitée de dépassement pour un pont au cours de sa durée d'utilisation de projet, soit nominales, voir l'EN 1990, 4.1.2(7) ;
- les valeurs fréquentes ;
- les valeurs quasi-permanentes.

NOTE 1 Le Tableau 2.1 fournit des informations sur le calibrage des principaux modèles de charge (à l'exclusion de la fatigue) pour les ponts routiers et les passerelles. Les charges ferroviaires et les coefficients γ et ψ associés ont été élaborés à l'aide de la méthode (a) de la Figure C.1 de l'EN 1990.

Tableau 2.1 – Bases pour le calibrage des principaux modèles de charge (à l'exclusion de la fatigue)

Modèles de charge de trafic	Valeurs caractéristiques	Valeurs fréquentes	Valeurs quasi-permanentes
Ponts routiers			
LM1 (4.3.2)	Période de retour de 1 000 ans (ou probabilité de dépassement de 5 % en 50 ans) pour le trafic sur les routes principales d'Europe (coefficient α égal à 1, voir 4.3.2)	Période de retour de 1 semaine pour le trafic sur les routes principales d'Europe (coefficient α égal à 1, voir 4.3.2)	Calibrage conformément à la définition donnée dans l'EN 1990
LM2 (4.3.3)	Période de retour de 1 000 ans (ou probabilité de dépassement de 5 % en 50 ans) pour le trafic sur les routes principales d'Europe (coefficient β égal à 1, voir 4.3.3)	Période de retour de 1 semaine pour le trafic sur les routes principales d'Europe (coefficient β égal à 1, voir 4.3.3)	Sans objet
LM3 (4.3.4)	Ensemble de valeurs nominales. Les valeurs de base définies à l'Annexe A sont issues d'une synthèse de différents règlements nationaux.	Sans objet	Sans objet
LM4 (4.3.5)	Valeur nominale considérée représenter les effets d'une foule. Définie par référence à des normes nationales existantes.	Sans objet	Sans objet
Passerelles			
Charge uniformément répartie (5.3.2.1)	Valeur nominale considérée représenter les effets d'une foule. Définie par référence à des normes nationales existantes.	Force statique équivalente, calibrée sur la base de 2 piétons/m ² (en l'absence de comportement dynamique particulier). Pour les passerelles en zones urbaines, on peut considérer que la période de retour de la charge est de 1 semaine.	Calibrage conformément à la définition donnée dans l'EN 1990.
Charge concentrée (5.3.2.2)	Valeur nominale. Définie par référence à des normes nationales existantes.	Sans objet	Sans objet
Véhicule de service (5.3.2.3)	Valeur nominale. Comme indiqué en 5.6.3	Sans objet	Sans objet

NOTE 2 Pour les ponts routiers, l'Annexe Nationale peut imposer l'utilisation de valeurs non-fréquentes correspondant, pour le trafic sur les routes principales d'Europe, à une période de retour moyenne d'environ un an. Voir également EN 1992-2, EN1994-2 et EN 1990, A2.

(3) Pour le calcul des durées de vie vis-à-vis de la fatigue, des modèles distincts, les valeurs associées et, le cas échéant, des exigences particulières sont donnés en 4.6 pour les ponts routiers et en 6.9 pour les ponts ferroviaires ainsi que dans les annexes correspondantes.

2.3 Actions pour situations de projet accidentelles

(1) Les véhicules routiers et les trains peuvent engendrer des actions par collision ou par leur présence accidentelle. Il convient de prendre en compte ces actions dans le calcul dès lors qu'aucune protection appropriée n'a été mise en œuvre.

NOTE Une protection appropriée peut être définie dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

(2) Les actions pour situations de projet accidentelles décrites dans cette partie de l'EN 1991 concernent les situations courantes. Elles sont représentées par divers modèles de charge définissant des valeurs de calcul sous forme de charges statiques équivalentes.

(3) Pour les actions dues à des véhicules routiers sous les ponts routiers, les passerelles ou les ponts ferroviaires au cours de situations de projet accidentelles, voir 4.7.2 et 5.6.2.

(4) Il y a lieu de définir de manière appropriée les forces d'impact des bateaux, navires ou avions sur les ponts routiers, les passerelles et les ponts ferroviaires (par exemple au-dessus de canaux ou de voies navigables).

NOTE L'Annexe Nationale peut définir les forces d'impact. Des valeurs recommandées pour les chocs de bateaux et de navires sont données dans l'EN 1991-1-7. Des exigences complémentaires peuvent être spécifiées pour le projet individuel.

(5) Les actions pour situations de projet accidentelles dues à des véhicules routiers sur ponts routiers, passerelles ou ponts ferroviaires sont définies respectivement en 4.7.3 et 5.6.3.

(6) Les actions pour situations de projet accidentelles dues aux trains ou aux infrastructures ferroviaires sont définies en 6.7. Elles sont applicables le cas échéant aux ponts routiers, passerelles et ponts ferroviaires.

Section 3 Situations de projet

(1)P Les situations de projet retenues doivent être prises en compte et les cas de charge critiques identifiés. Pour chaque cas de charge critique, on doit déterminer les valeurs de calcul des effets des combinaisons d'actions.

NOTE Pour les ponts sur lesquels la signalisation est utilisée afin de limiter le poids des véhicules, une situation de projet accidentelle, correspondant à la traversée de l'ouvrage par un véhicule enfreignant les mises en garde, peut devoir être prise en compte.

(2) Les diverses charges de trafic à prendre en compte simultanément lorsqu'on utilise des groupes de charges (combinaisons d'actions composantes) sont données dans les sections ci-après ; il convient de prendre chacun des groupes de charge en compte dans le calcul lorsqu'il y a lieu.

(3)P Les règles de combinaison, qui dépendent des calculs à effectuer, doivent être conformes à l'EN 1990.

NOTE Pour les combinaisons sismiques applicables aux ponts et pour les règles correspondantes, voir l'EN 1998-2.

(4) Les règles spécifiques de simultanéité avec d'autres actions pour les ponts routiers, les passerelles et les ponts ferroviaires sont données dans l'EN 1990, A2.

(5) Pour les ponts destinés à la fois aux trafics routier et ferroviaire, il convient de spécifier la simultanéité des actions et les vérifications particulières à effectuer.

NOTE Les règles spécifiques peuvent être définies dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

Section 4 Actions du trafic routier et autres actions spécifiques sur les ponts routiers

4.1 Domaine d'application

(1) Il convient d'utiliser les modèles de charge définis dans la présente section pour le calcul des ponts routiers dont la longueur chargée est inférieure à 200 m.

NOTE 1 Cette longueur de 200 m correspond à la longueur maximale prise en compte pour le calibrage du modèle de charge 1 (voir 4.3.2). En général, l'utilisation du modèle de charge 1 est du côté de la sécurité pour des longueurs chargées supérieures à 200 m.

NOTE 2 Des modèles de charge pour des longueurs chargées supérieures à 200 m peuvent être définis dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

(2) Les modèles et les règles correspondantes sont destinés à couvrir toutes les situations de trafic normalement prévisibles (c'est-à-dire les conditions de trafic routier affectant chaque voie, dans l'un ou l'autre sens) qui sont à prendre en compte dans le calcul (voir néanmoins le paragraphe (3) et les notes en 4.2.1).

NOTE 1 Des modèles spécifiques, destinés aux ponts équipés de manière adéquate - notamment d'une signalisation routière - afin de limiter rigoureusement le poids des véhicules (dans le cas de voiries locales, agricoles ou privées, par exemple) peuvent être définis dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

NOTE 2 Des modèles de charge pour les culées et les murs adjacents aux ouvrages sont définis séparément (voir 4.9). Ils dérivent des modèles de trafic routier, sans correction aucune pour les effets dynamiques. Dans le cas des ponts en portique, les charges sur les remblais peuvent également engendrer des effets dans la structure du pont.

(3) Les effets des charges sur les chantiers de construction routière (dus par exemple aux scrapeurs, aux camions transportant des terres, etc.) ou des charges spécifiques nécessitées par les contrôles et les épreuves ne sont pas couverts par les modèles de charge ; il convient de les spécifier de manière distincte, le cas échéant.

4.2 Représentation des actions

4.2.1 Modèles de charges de trafic routier

(1) Les charges dues au trafic routier de voitures, de camions et de véhicules spéciaux (pour le transport industriel, par exemple) engendrent des forces verticales et horizontales, statiques et dynamiques.

NOTE 1 Les modèles de charge définis dans cette section ne décrivent pas des charges réelles. Ils ont été sélectionnés et calibrés de telle manière que leurs effets (y compris la majoration dynamique lorsqu'elle est indiquée) représentent ceux du trafic réel observé en l'an 2000 dans les pays européens.

NOTE 2 L'Annexe Nationale peut définir des modèles de charge complémentaires et les règles de combinaison associées lorsqu'il est nécessaire de prendre en considération un trafic différent de celui des modèles spécifiés dans la présente section.

NOTE 3 Bien qu'il ait été évalué pour une qualité moyenne du revêtement routier (voir Annexe B) et une suspension pneumatique des véhicules, le coefficient de majoration dynamique compris dans les modèles (sauf pour la fatigue) dépend de divers paramètres ainsi que de l'effet considéré. Il ne peut donc être représenté par une valeur unique. Dans certains cas défavorables, il peut atteindre 1,7 (effets locaux), mais des valeurs encore plus défavorables peuvent être atteintes pour des états de surface du revêtement de moins bonne qualité, ou lorsqu'il existe un risque de résonance. Ces cas peuvent être évités moyennant des dispositions appropriées en matière de conception et de qualité. Par conséquent, une majoration dynamique supplémentaire peut devoir être prise en compte pour certains calculs particuliers (voir 4.6.1(6)) ou pour le projet individuel.

(2) Lorsque, pour le calcul d'un pont, doivent être pris en compte des véhicules ne respectant pas la réglementation nationale relative aux poids et éventuellement aux dimensions maximales admis en l'absence d'autorisations particulières, ou lorsque doivent être prises en compte des charges militaires, il convient de les définir.

NOTE L'Annexe Nationale peut définir les modèles correspondants. Des indications concernant les modèles standard pour véhicules spéciaux ainsi que leur application sont données dans l'Annexe A. Voir 4.3.4.

4.2.2 Classes de chargement

(1) Les charges réelles sur les ponts routiers résultent de la présence de diverses catégories de véhicules et de piétons.

(2) Le trafic des véhicules peut différer selon les ponts, en termes de composition (pourcentage de camions, par exemple), de densité (nombre moyen de véhicules par an, par exemple), de conditions de circulation (fréquence des encombrements, par exemple), de poids extrême probable des véhicules, de charge d'essieu et, le cas échéant, selon l'influence de la signalisation limitant le tonnage autorisé.

Il convient de tenir compte de ces différences en utilisant des modèles de charge appropriés au lieu où le pont est situé (par exemple, choix des coefficients d'ajustement α et β définis respectivement en 4.3.2 pour le modèle de charge 1 et en 4.3.3 pour le modèle de charge 2).

4.2.3 Découpage de la chaussée en voies conventionnelles

(1) Il convient de mesurer la largeur w de la chaussée entre bordures ou entre limites intérieures des dispositifs de retenue des véhicules, en excluant la distance entre les dispositifs de retenue fixes ou les bordures du terre-plein central ainsi que la largeur de ces dispositifs de retenue.

NOTE L'Annexe Nationale peut définir la valeur minimale de la hauteur des bordures à prendre en compte. La hauteur minimale recommandée est de 100 mm.

(2) Le Tableau 4.1 définit la largeur w_l des voies conventionnelles ainsi que le nombre n_l (entier) maximum de ces voies sur la chaussée.

Tableau 4.1 – Nombre et largeur des voies conventionnelles

Largeur de la chaussée w	Nombre de voies conventionnelles	Largeur d'une voie conventionnelle w_l	Largeur de l'aire résiduelle
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int} \left(\frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$
NOTE Par exemple, pour une chaussée ayant une largeur de 11 m, $n_l = \text{Int} \left(\frac{w}{3} \right) = 3$, et la largeur de l'aire résiduelle est $11 - 3 \times 3 = 2 \text{ m}$.			

(3) Dans le cas de largeurs de chaussée variables, il convient de définir le nombre de voies conventionnelles selon les principes du Tableau 4.1.

NOTE Par exemple, le nombre de voies conventionnelles sera égal à :

- 1 lorsque $w < 5,4$ m ;
- 2 lorsque $5,4 \leq w < 9$ m ;
- 3 lorsque $9 \text{ m} \leq w < 12$ m etc.

(4) Lorsque la chaussée d'un tablier de pont est séparée physiquement en deux parties par un terre-plein central :

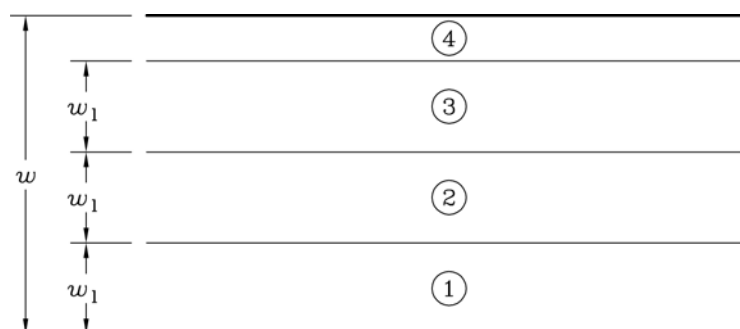
- a) il convient d'effectuer le découpage pour chacune des parties, bandes d'arrêt et bandes dérasées comprises, si les parties sont séparées par un dispositif de retenue permanent ;
- b) il convient d'effectuer le découpage pour l'ensemble de la chaussée, terre-plein central compris, si les parties sont séparées par un dispositif de retenue temporaire.

NOTE Les règles fixées en 4.2.3(4) peuvent être ajustées pour le projet individuel, permettant des modifications ultérieures envisagées concernant les voies de circulation sur le tablier - pour les réparations, par exemple.

4.2.4 Emplacement et numérotation des voies pour les besoins du calcul

Il convient de déterminer l'emplacement et la numérotation des voies conformément aux règles suivantes :

- (1) Les emplacements des voies conventionnelles ne correspondent pas nécessairement à leur numérotation.
- (2) Pour chaque vérification individuelle (vérification aux états-limites ultimes de résistance à la flexion d'une section transversale, par exemple), il convient de choisir le nombre de voies devant être considérées comme chargées, leur emplacement sur la chaussée ainsi que leur numérotation de manière à ce que les effets des modèles de charge soient les plus défavorables.
- (3) Pour les valeurs représentatives de fatigue et les modèles associés, il convient de choisir l'emplacement et la numérotation des voies en fonction du trafic normalement prévisible.
- (4) La voie donnant l'effet le plus défavorable est numérotée voie numéro 1, la voie causant le deuxième effet le plus défavorable est numérotée voie numéro 2 et ainsi de suite (voir Figure 4.1).



Légende

- w Largeur de la chaussée
- w_1 Largeur de la voie conventionnelle
- 1 Voie conventionnelle n° 1
- 2 Voie conventionnelle n° 2
- 3 Voie conventionnelle n° 3
- 4 Aire résiduelle

Figure 4.1 - Exemple de numérotation des voies dans le cas le plus général

(5) Lorsque la chaussée consiste en deux parties séparées sur un même tablier, il convient d'adopter une numérotation unique pour toute la chaussée.

NOTE Ainsi, même si la chaussée est divisée en deux parties séparées, il n'existe qu'une voie n° 1, qui peut être située sur l'une ou l'autre des deux parties.

(6) Lorsque la chaussée consiste en deux parties séparées sur deux tabliers indépendants, il convient de considérer chaque partie comme une chaussée et d'utiliser une numérotation distincte pour le calcul de chaque tablier. Si les deux tabliers sont supportés par les mêmes piles et/ou culées, il convient, pour le calcul des piles et/ou des culées, d'adopter une numérotation unique pour l'ensemble des deux parties.

4.2.5 Application des modèles de charge sur chacune des voies

(1) Dans la mesure où ceci est compatible avec les conditions d'application définies plus loin pour chaque modèle particulier, il convient, pour chacune des vérifications, d'appliquer sur chacune des voies conventionnelles les modèles de charge sur une longueur et dans une position longitudinale telles qu'elles permettent d'obtenir l'effet le plus défavorable.

(2) Dans la mesure où ceci est compatible avec les conditions particulières définies en 4.3, il convient, sur l'aire résiduelle, d'appliquer le modèle de charge associé sur une longueur et une largeur telles qu'elles permettent d'obtenir l'effet le plus défavorable.

(3) Quand il y a lieu, il convient de combiner les différents modèles de charge entre eux (voir 4.5) ainsi qu'avec les modèles de charges pour les piétons et les deux-roues.

4.3 Charges verticales – Valeurs caractéristiques

4.3.1 Règles générales et situations de projet associées

(1) Les valeurs caractéristiques des charges sont destinées à la détermination des effets du trafic routier dans le cadre des vérifications vis-à-vis des états-limites ultimes et de certaines vérifications particulières vis-à-vis des états de service (voir EN 1990 à EN 1999).

(2) Les modèles pour les charges verticales représentent les effets du trafic suivants :

- a) Modèle de charge 1 (LM1) : charges concentrées et charges uniformément réparties, couvrant la plupart des effets du trafic des camions et des voitures. Il convient d'utiliser ce modèle pour les vérifications générales et les vérifications locales.
- b) Modèle de charge 2 (LM2) : une charge d'essieu unique appliquée à des surfaces spécifiques de contact des pneumatiques, couvrant les effets dynamiques du trafic normal sur des éléments structuraux courts.

NOTE 1 Du point de vue de l'ordre de grandeur, LM2 peut être prédominant pour les longueurs chargées jusqu'à 3 m à 7 m.

NOTE 2 L'utilisation de LM2 peut être définie plus précisément dans l'Annexe Nationale.

- c) Modèle de charge 3 (LM3) : une série d'ensembles de charges d'essieu représentant des véhicules spéciaux (pour le transport industriel, par exemple) pouvant circuler sur les itinéraires autorisés aux convois exceptionnels. Ce modèle est destiné aux vérifications générales et aux vérifications locales.
- d) Modèle de charge 4 (LM4) : un chargement de foule, destiné uniquement à des vérifications générales.

NOTE Ce chargement de foule est particulièrement approprié pour les ponts situés en ville ou à proximité, lorsque ses effets ne sont pas couverts par le modèle de charge 1.

(3) Il convient de prendre en compte les modèles de charge 1, 2 et 3, selon le cas, quel que soit le type de situation de projet (situations transitoires lors de travaux de réparation, par exemple).

(4) Il convient de n'utiliser le modèle de charge 4 que pour certaines situations de projet transitoires.

4.3.2 Modèle de charge 1

(1) Le modèle de charge 1 consiste en deux systèmes partiels :

- a) des charges concentrées à double essieu (tandem : TS), chaque essieu ayant pour poids :

$$a_Q Q_k \quad (4.1)$$

où

a_Q sont des coefficients d'ajustement.

— Il convient de considérer au plus un tandem par voie conventionnelle.

— Il convient de ne considérer que des tandems complets.

— Pour l'évaluation des effets généraux, il convient de supposer que chaque tandem circule dans l'axe des voies conventionnelles (pour les vérifications locales, voir (5) ci-dessous ainsi que Figure 4.2b).

— Il convient de considérer chaque essieu du tandem comme possédant deux roues identiques ; la charge par roue est par conséquent égale à $0,5 a_Q Q_k$.

— Il convient d'adopter comme surface de contact de chacune des roues un carré de 0,40 m de côté (voir Figure 4.2b).

(b) Des charges uniformément réparties (système UDL), avec un poids au mètre carré de voie conventionnelle égal à :

$$a_q q_k \quad (4.2)$$

où

a_q sont des coefficients d'ajustement.

Il convient de n'appliquer les charges uniformément réparties que sur les parties défavorables de la surface d'influence, longitudinalement et transversalement.

NOTE LM1 est destiné à couvrir des situations de trafic fluide, d'encombrement et de congestion en présence d'un pourcentage important de poids lourds. En général, lorsqu'il est utilisé avec les valeurs de base, ce modèle couvre les effets d'un véhicule spécial de 600 kN tel que défini dans l'Annexe A.

(2) Il convient d'appliquer le modèle de charge 1 sur chacune des voies conventionnelles ainsi que sur les aires résiduelles. Sur la voie conventionnelle numéro i , les intensités des charges sont désignées par $\alpha_{Qi} Q_{ik}$ et $\alpha_{qi} q_{ik}$ (voir Tableau 4.2). Sur les aires résiduelles, l'intensité de la charge est désignée par $\alpha_{qr} q_{rk}$.

(3) Il convient de choisir les valeurs des coefficients d'ajustement α_{Qi} , α_{qi} et α_{qr} en fonction du trafic prévu et éventuellement des différentes classes d'itinéraires. En l'absence de précision, il convient de les prendre égaux à l'unité.

NOTE 1 Les valeurs des coefficients α_{Qi} , α_{qi} et α_{qr} sont données dans l'Annexe Nationale. Dans tous les cas, pour les ponts ne comportant pas de signalisation limitant le poids des véhicules, on recommande les valeurs minimales suivantes :

$$\alpha_{Qi} \geq 0,8 \text{ et} \quad (4.3)$$

$$\text{pour : } i \geq 2, \alpha_{Qi} \geq 1 ; \text{ cette restriction n'est pas applicable à } \alpha_{qr}. \quad (4.4)$$

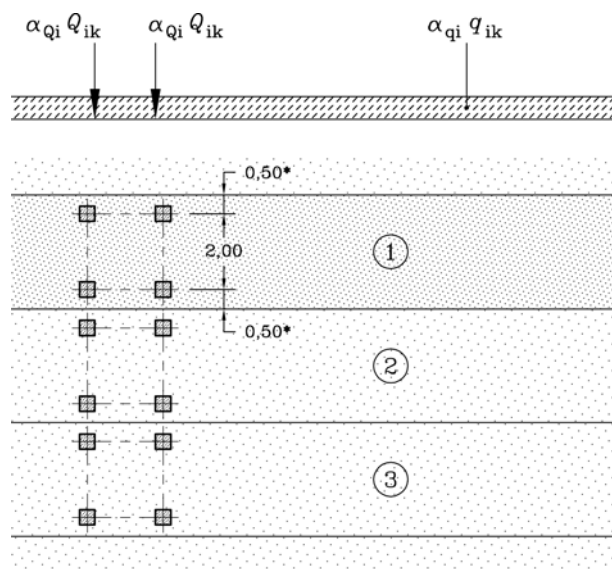
NOTE 2 Les valeurs des coefficients α peuvent correspondre, dans l'Annexe Nationale, à des classes de trafic. Pris égaux à 1, ils correspondent à un trafic pour lequel on prévoit qu'une part importante du trafic total de véhicules lourds sera représentée par le trafic industriel international. Pour des compositions de trafic plus courantes (réseau routier principal ou autoroutes), une réduction modérée (10 % à 20 %) des coefficients α appliqués sur la voie 1 aux tandems et aux charges uniformément réparties peut être appliquée.

(4) Pour les valeurs caractéristiques de Q_{ik} et de q_{ik} , majoration dynamique incluse, il convient de retenir les valeurs données dans le Tableau 4.2.

Tableau 4.2 - Modèle de charge 1 : Valeurs caractéristiques

Emplacement	Tandem TS	Système UDL
	Charges d'essieu Q_{ik} (kN)	q_{ik} (ou q_{ik}) (kN/m ²)
Voie n°1	300	9
Voie n°2	200	2,5
Voie n°3	100	2,5
Autres voies	0	2,5
Aire résiduelle (q_{ik})	0	2,5

Les détails du modèle de charge 1 sont illustrés par la Figure 4.2a.



Légende

- (1) Voie n°1 : $Q_{1k} = 300$ kN ; $q_{1k} = 9$ kN/m²
 (2) Voie n°2 : $Q_{2k} = 200$ kN ; $q_{2k} = 2,5$ kN/m²
 (3) Voie n°3 : $Q_{3k} = 100$ kN ; $q_{3k} = 2,5$ kN/m²

* Pour $w_l = 3,00$ m

Figure 4.2a - Application du modèle de charge 1

NOTE Pour ce modèle, l'application des paragraphes 4.2.4-(2) et 4.3.2-(1) à (4) conduit, dans la pratique, à choisir les positions des voies numérotées et celles des tandems (dans la plupart des cas, dans la même section transversale). La longueur et la largeur d'application de la charge uniformément répartie sont celles des parties défavorables des surfaces d'influence.

(5) Pour les vérifications locales, il convient d'appliquer un tandem à l'emplacement le plus défavorable. Lorsque deux tandems sont pris en compte sur deux voies conventionnelles adjacentes, ils peuvent être rapprochés, la distance entre essieux ne devant cependant pas être inférieure à 0,50 m (voir Figure 4.2b).

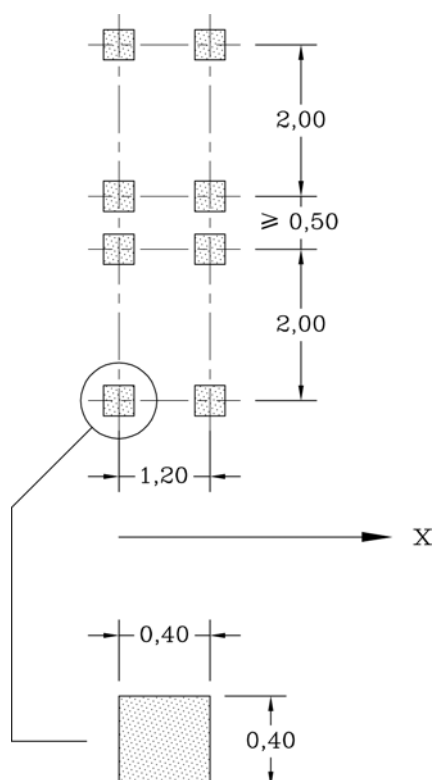


Figure 4.2b - Application des tandems pour les vérifications locales

(6) Lorsque les effets généraux et les effets locaux peuvent être calculés séparément, les effets généraux peuvent être calculés en appliquant l'une des règles simplifiées suivantes :

NOTE L'Annexe Nationale peut définir les conditions d'utilisation de ces règles simplifiées.

- a) le deuxième et le troisième tandems sont remplacés par un second tandem dont le poids d'essieu est égal à :

$$(200 \alpha_{Q2} + 100 \alpha_{Q3}) \text{ kN, ou bien} \quad (4.5)$$

- b) pour les portées supérieures à 10 m, chaque tandem de chaque voie est remplacé par une charge concentrée d'un essieu unique d'un poids égal à la somme des poids des deux essieux.

NOTE Dans ce cas, le poids de l'essieu unique vaut :

— $600 \alpha_{Q1}$ kN sur la voie n° 1 ;

— $400 \alpha_{Q2}$ kN sur la voie n° 2 ;

— $200 \alpha_{Q3}$ kN sur la voie n° 3.

4.3.3 Modèle de charge 2

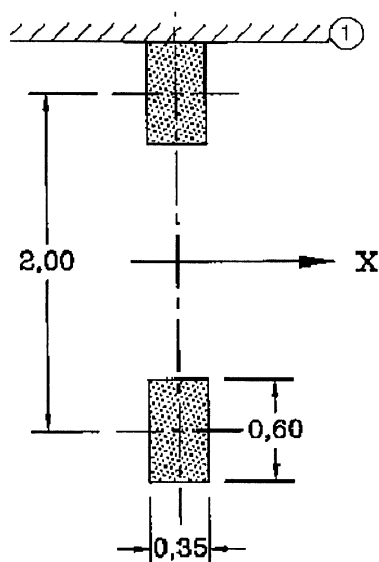
(1) Le modèle de charge 2 consiste en une charge d'essieu unique $\beta_Q Q_{ak}$, qu'il convient d'appliquer en un point quelconque de la chaussée, Q_{ak} étant égal à 400 kN, majoration dynamique comprise. Cependant, le cas échéant, il est possible de ne prendre en compte qu'une roue de $200 \beta_Q$ (kN).

(2) Il convient de définir la valeur de β_Q .

NOTE L'Annexe Nationale peut donner la valeur de β_Q . Il est recommandé d'adopter $\beta_Q = \alpha_{Q1}$.

(3) Au voisinage des joints de dilatation, il convient d'appliquer un coefficient de majoration dynamique supplémentaire égal à la valeur définie en 4.6.1(6).

(4) Comme surface de contact de chaque roue, il convient d'adopter un rectangle de 0,35m × 0,60m (voir Figure 4.3).



Légende

- X Direction de l'axe longitudinal du pont
- 1 Bordure

Figure 4.3 - Modèle de charge 2

NOTE 1 Les surfaces de contact des modèles de charge 1 et 2 diffèrent, couvrant des types de modèles de pneus, de disposition et de distribution de pression différents. Les surfaces de contact du modèle de charge 2, correspondant à des roues jumelées, conviennent normalement pour les dalles orthotropes.

NOTE 2 Par simplification, l'Annexe Nationale peut adopter la même surface de contact carrée pour les roues des modèles de charge 1 et 2.

4.3.4 Modèle de charge 3 (véhicules spéciaux)

(1) Le cas échéant, il convient de définir - et de prendre en compte - des modèles de véhicules spéciaux.

NOTE L'Annexe Nationale peut définir le modèle de charge 3 et ses conditions d'utilisation. L'annexe A donne des indications quant à des modèles standard et à leurs conditions d'application.

4.3.5 Modèle de charge 4 (chargement de foule)

(1) Lorsqu'il y a lieu de considérer le chargement de foule, il convient de le représenter par un modèle consistant en une charge uniformément répartie (comportant une majoration dynamique) égale à 5 kN/m².

NOTE L'application de LM4 peut faire l'objet de spécifications pour le projet individuel.

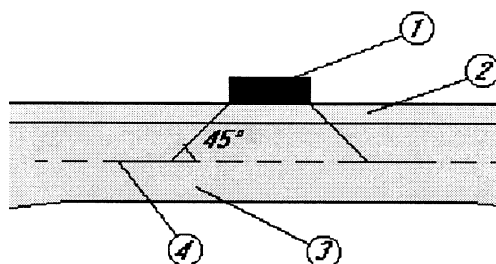
(2) Il convient d'appliquer le modèle de charge 4 sur les longueurs et largeurs appropriées du tablier du pont routier, terre-plein central compris le cas échéant, ce système de chargement, destiné à des vérifications générales, n'étant seulement associé qu'à une situation de projet transitoire.

4.3.6 Diffusion des charges concentrées

(1) Il convient de considérer les diverses charges concentrées à prendre en compte pour les vérifications locales et associées aux modèles de charges 1 et 2, comme uniformément réparties sur toute leur surface de contact.

(2) Il convient de considérer que leur diffusion à travers le revêtement et la dalle en béton s'effectue à 45° jusqu'au niveau du plan moyen de la dalle (Figure 4.4).

NOTE Dans le cas d'une diffusion à travers un remblai ou dans le sol, voir les NOTES correspondantes en 4.9.1.



Légende

- 1 Pression de contact de la roue
- 2 Revêtement
- 3 Dalle en béton
- 4 Plan moyen de la dalle

Figure 4.4 - Diffusion des charges concentrées à travers revêtement et dalle en béton

(3) Il convient de considérer que la diffusion à travers le revêtement et les dalles orthotropes s'effectue à 45° jusqu'au niveau du plan moyen du platelage (Figure 4.5).

NOTE On ne tient pas compte de la répartition transversale de la charge entre les nervures de la dalle orthotrope.

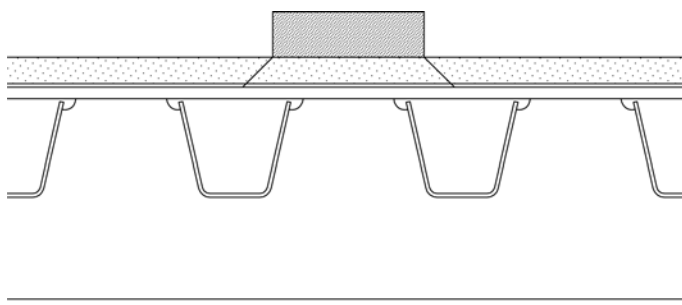


Figure 4.5 - Diffusion des charges concentrées à travers revêtement et dalle orthotrope

4.4 Forces horizontales – Valeurs caractéristiques

4.4.1 Forces de freinage et d'accélération

(1)P Une force de freinage, Q_{fk} , s'exerçant longitudinalement au niveau de la chaussée finie, doit être prise en compte.

(2) Il convient de calculer la valeur caractéristique de Q_{1k} , limitée à 900 kN pour la largeur totale du pont, comme la fraction définie ci-après de la totalité des charges verticales maximales correspondant au modèle de charge 1 susceptible d'être appliqué sur la voie n° 1 :

$$Q_{1k} = 0,6 \alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10 \alpha_{q1} q_{1k} w_1 L \quad (4.6)$$

$$180 \alpha_{Q1} (kN) \leq Q_{1k} \leq 900 (kN)$$

où

L longueur du tablier ou de la partie considérée de celui-ci.

NOTE 1 Par exemple, si les coefficients α sont égaux à l'unité, $Q_{1k} = 360 + 2,7 L (\leq 900 \text{ kN})$ pour une voie de 3 m de largeur et une longueur d'application de la charge $L > 1,2 \text{ m}$.

NOTE 2 La limite supérieure (900 kN) peut être ajustée par l'Annexe Nationale. La valeur de 900 kN vise normalement à couvrir la force maximale de freinage des véhicules militaires conformément aux accords de normalisation STANAG⁵.

(3) Il y a lieu de définir les forces horizontales associées au modèle de charge 3 de manière appropriée.

NOTE L'Annexe Nationale peut définir les forces horizontales associées au modèle de charge 3.

(4) Il convient de considérer cette force comme susceptible d'être appliquée suivant l'axe de n'importe quelle voie. Cependant, si les effets de l'excentricité sont négligeables, cette force peut être considérée comme appliquée seulement suivant l'axe de la chaussée et uniformément répartie sur la longueur chargée.

(5) Il convient d'attribuer aux forces d'accélération la même intensité qu'aux forces de freinage, mais dans le sens opposé.

NOTE Pratiquement, cela signifie que Q_{1k} peut être aussi bien négative que positive.

(6) Il y a lieu de définir la force horizontale transmise par les joints de dilatation ou appliquée à des éléments structuraux ne pouvant être chargés que par un seul essieu.

NOTE L'Annexe Nationale peut définir la valeur de Q_{1k} . La valeur recommandée est :

$$Q_{1k} = 0,6 \alpha_{Q1} Q_{1k} \quad (4.6a)$$

4.4.2 Forces centrifuges et autres forces transversales

(1) Il convient de considérer la force centrifuge Q_{tk} comme une force transversale s'exerçant au niveau de la chaussée finie, dans une direction radiale par rapport à l'axe de celle-ci.

⁵ STANAG : Military STANdardization AGreements (STANAG 2021)

(2) Pour la valeur caractéristique de Q_{tk} , effets dynamiques inclus, il convient de retenir les valeurs du Tableau 4.3.

Tableau 4.3 – Valeurs caractéristiques des forces centrifuges

$Q_{tk} = 0,20 Q_v$ (kN)	si $r < 200$ m
$Q_{tk} = 40 Q_v / r$ (kN)	si $200 \leq r \leq 1500$ m
$Q_{tk} = 0$	si $r > 1500$ m

où

r rayon de courbure en plan de l'axe de la chaussée [m] ;

Q_v poids total maximal des charges concentrées verticales des tandems du modèle de charge 1, *i.e.* $\sum_i \alpha_{Qi} (2Q_{ik})$ (voir Tableau 4.2).

(3) Il convient de considérer Q_{tk} comme une charge ponctuelle susceptible de s'exercer au droit de n'importe quelle section transversale du tablier.

(4) Le cas échéant, il convient de prendre en compte des forces latérales dues au freinage en biais ou au dérapage. Il convient de considérer l'existence d'une force de freinage transversale Q_{trk} , égale à 25 % de la force de freinage ou d'accélération longitudinale Q_{lk} et agissant simultanément au niveau de la chaussée finie.

NOTE L'Annexe Nationale peut définir une force transversale minimale. Dans la plupart des cas, les forces résultant de l'action du vent et les chocs contre les bordures engendrent une force transversale suffisante.

4.5 Groupes de charges de trafic sur les ponts routiers

4.5.1 Valeurs caractéristiques de l'action à composantes multiples

(1) Il convient de prendre en compte la simultanéité des systèmes de chargement définis en 4.3.2 (modèle de charge 1), 4.3.3 (modèle de charge 2), 4.3.4 (modèle de charge 3), 4.3.5 (modèle de charge 4), 4.4 (forces horizontales) et des charges sur trottoirs définies dans la section 5, par les groupes de charges définis dans le Tableau 4.4a, chacun d'entre eux étant considéré séparément comme une action caractéristique pour la combinaison avec des charges autres que celles du trafic.

Tableau 4.4a – Détermination des groupes de charges de trafic (valeurs caractéristiques de l'action à composantes multiples)

		CHAUSSEE					TROTTOIRS ET PISTES CYCLABLES	
Type de charge		Forces verticales				Forces horizontales		Forces verticales seulement
Référence		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Système de chargement		LM1 (TS et UDL)	LM2 (Essieu unique)	LM3 (Véhicules spéciaux)	LM4 (Chargement de foule)	Forces de freinage et d'accélération	Forces centrifuges et forces transversales	Charge uniformément répartie
Groupes de charges	Gr1a	Valeurs caractéristiques				a	a	Valeur de combinaison ^b
	Gr1b		Valeur caractéristique					
	gr2	Valeurs fréquentes ^b				Valeur caractéristique	Valeur caractéristique	
	Gr3 ^d							Valeur caractéristique ^c
	gr4				Valeur caractéristique			Valeur caractéristique ^b
	gr5	Voir Annexe A		Valeur caractéristique				
		Action composante dominante (appelée composante associée au groupe)						
^a Peuvent être définies dans l'Annexe Nationale.								
^b Peut être définie dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée est 3 kN/m ² .								
^c Voir 5.3.2.1-(2). Il convient de considérer qu'un seul trottoir est chargé si l'effet est plus défavorable que celui de deux trottoirs chargés.								
^d Ce groupe est sans objet si gr4 est pris en compte.								

4.5.2 Autres valeurs représentatives de l'action à composantes multiples

(1) Il convient de n'intégrer dans la valeur fréquente de l'action que les valeurs fréquentes de LM1, ou les valeurs fréquentes de LM2 ou encore les valeurs fréquentes des charges sur trottoirs ou pistes cyclables (en prenant la plus défavorable), sans aucune autre composante, comme défini dans le Tableau 4.4b.

NOTE 1 Pour les composantes individuelles de l'action du trafic, ces valeurs représentatives sont définies dans l'EN 1990, A2.

NOTE 2 Pour les valeurs quasi-permanentes (généralement égales à zéro), voir l'EN 1990, A2.

NOTE 3 Lorsque l'Annexe Nationale fait référence à des valeurs non-fréquentes des actions variables, on peut appliquer la même règle qu'en 4.5.1, en remplaçant toutes les valeurs caractéristiques du Tableau 4.4 par des valeurs non-fréquentes définies dans l'EN 1990, A2, sans modifier les autres valeurs du Tableau. Le groupe gr2 pour les valeurs non-fréquentes est néanmoins pratiquement sans objet dans le cas des ponts routiers.

Tableau 4.4b – Détermination des groupes de charges de trafic (valeurs fréquentes de l'action à composantes multiples)

		CHAUSSÉE		TROTTOIRS ET PISTES CYCLABLES
Type de charge		Forces verticales		
Référence		4.3.2	4.3.3	5.3.2(1)
Système de chargement		LM1 (TS et UDL)	LM2 (essieu unique)	Charge uniformément répartie
Groupes de charges	gr1a	Valeurs fréquentes		
	gr1b		Valeur fréquente	
	gr3			Valeur fréquente ^a
^a Il convient de considérer qu'un seul trottoir est chargé si l'effet est plus défavorable que celui de deux trottoirs chargés.				

4.5.3 Groupes de charges dans les situations de projet transitoires

(1) Les règles données en 4.5.1 et 4.5.2 sont applicables sous réserve des modifications indiquées en 4.5.3(2).

(2) Pour les vérifications relatives à des situations de projet transitoires, il convient de prendre les valeurs caractéristiques associées au tandem égales à $0,8 \alpha_{Q1} Q_{1k}$, toutes les autres valeurs caractéristiques, fréquentes et quasi-permanentes, de même que les forces horizontales, étant telles que spécifiées pour les situations de projet durables, sans aucune modification (c'est-à-dire qu'elles ne sont pas réduites proportionnellement au poids des tandems).

NOTE Dans les situations de projet transitoires liées à l'entretien des routes ou des ponts, le trafic est généralement concentré sur des surfaces plus petites, sans être réduit de manière significative, et les encombrements de longue durée sont fréquents. Cependant, des réductions plus importantes peuvent être décidées, moyennant la mise en œuvre de mesures adaptées pour dévier les camions les plus lourds.

4.6 Modèles de charges de fatigue

4.6.1 Généralités

(1) La circulation du trafic sur les ponts engendre un spectre de contraintes qui peut conduire à la fatigue. Ce spectre dépend des charges d'essieu, de la géométrie des véhicules, de leur espacement, de la composition du trafic ainsi que de ses effets dynamiques.

(2) Cinq modèles de charges verticales de fatigue sont définis dans ce qui suit, de 4.6.2 à 4.6.6.

NOTE 1 Pour le projet individuel, des forces horizontales peuvent devoir être prises en compte en même temps que les forces verticales : il y a parfois lieu, par exemple, de considérer simultanément les forces centrifuges et des charges verticales.

NOTE 2 L'utilisation des différents modèles de charge de fatigue est définie dans les EN 1992 à EN 1999 et des informations complémentaires sont fournies ci-après :

- a) les modèles de charge de fatigue 1, 2 et 3 sont destinés à être utilisés pour déterminer les contraintes maximales et minimales résultant des différentes dispositions possibles des charges du modèle sur le pont ; dans de nombreux cas, seule la différence algébrique entre ces contraintes est utilisée dans les EN 1992 à EN 1999 ;
- b) les modèles de charges de fatigue 4 et 5 sont destinés à être utilisés pour déterminer des spectres de variation de contrainte résultant du passage de camions sur le pont ;
- c) les modèles de charges de fatigue 1 et 2 sont destinés à être utilisés pour vérifier si la durée de vie vis-à-vis de la fatigue peut être considérée comme illimitée lorsqu'une limite de fatigue à amplitude de contrainte constante est fixée. C'est pourquoi ils conviennent pour les constructions en acier et peuvent être inadaptés pour d'autres matériaux. Le modèle de charge de fatigue 1 est généralement conservateur et recouvre automatiquement les effets du chargement de plusieurs voies. Le modèle de charge de fatigue 2 est plus précis que le modèle 1 lorsque la présence simultanée de plusieurs camions sur le pont peut être négligée dans les vérifications vis-à-vis de la fatigue. Si ce n'est pas le cas, il convient de ne l'utiliser que complété par des données supplémentaires. L'Annexe Nationale peut fixer les conditions d'emploi des modèles de charges de fatigue 1 et 2 ;
- d) les modèles de charges de fatigue 3, 4 et 5 sont destinés à être utilisés pour estimer la durée de vie vis-à-vis de la fatigue par référence aux courbes de résistance à la fatigue définies dans les EN 1992 à EN 1999. Il ne convient pas de les utiliser dans le but de vérifier si la durée de vie vis-à-vis de la fatigue peut être considérée comme illimitée. C'est la raison pour laquelle ils ne sont pas numériquement comparables aux modèles de charge de fatigue 1 et 2. Le modèle de charge de fatigue 3 peut également être utilisé pour la vérification directe du dimensionnement à l'aide de méthodes simplifiées dans lesquelles l'influence du volume annuel de trafic et celle de certaines dimensions du pont sont prises en compte par un coefficient d'ajustement λ_e dépendant des matériaux ;
- e) le modèle de charge de fatigue 4 est plus précis que le modèle de charge de fatigue 3 pour de nombreuses sortes de ponts et de trafic, lorsque la présence simultanée de plusieurs camions sur le pont peut être négligée. Si ce n'est pas le cas, il convient de ne l'utiliser que complété par des données supplémentaires, spécifiées dans l'Annexe Nationale ;
- f) le modèle de charge de fatigue 5, qui utilise des données du trafic réel, est le modèle le plus général.

NOTE 3 Les valeurs des charges données pour les modèles de fatigue 1 à 3 conviennent pour un trafic lourd représentatif du trafic rencontré sur les routes principales ou les autoroutes d'Europe (catégorie de trafic numéro 1 telle que définie dans le Tableau 4.5).

NOTE 4 Dans le cas des autres catégories de trafic, les valeurs des modèles de charge de fatigue 1 et 2 peuvent être modifiées par l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel. Dans ce cas, il convient que les modifications apportées aux deux modèles soient proportionnelles. Pour le modèle de charge de fatigue 3, la modification dépend de la procédure de vérification.

(3) Pour les vérifications vis-à-vis de la fatigue, il convient de définir les catégories de trafic sur les ponts au moins par :

- le nombre de voies lentes ;
- le nombre N_{obs} de véhicules lourds (PTAC supérieur à 100 kN) observés ou estimés, par an et par voie lente (c'est-à-dire une voie principalement empruntée par les véhicules lourds).

NOTE 1 Les catégories de trafic et les valeurs correspondantes peuvent être définies plus précisément dans l'Annexe Nationale. Des valeurs indicatives de N_{obs} sont données par le Tableau 4.5 pour une voie lente lorsqu'on utilise les modèles de charge de fatigue 3 et 4. On peut en outre ajouter 10% de N_{obs} pour chaque voie rapide (c'est-à-dire une voie principalement empruntée par les véhicules légers).

Tableau 4.5 (n) – Nombre indicatif de véhicules lourds prévus par an et par voie lente

Catégories de trafic		N_{obs} par an et par voie lente
1	Routes et autoroutes à 2 voies ou plus dans chaque sens, avec un trafic de camions élevé	$2,0 \times 10^6$
2	Routes et autoroutes avec un trafic de camions moyen	$0,5 \times 10^6$
3	Routes principales avec un faible trafic de camions	$0,125 \times 10^6$
4	Routes locales avec un faible trafic de camions	$0,05 \times 10^6$

NOTE 2 Le Tableau 4.5 n'est pas suffisant pour caractériser le trafic en vue des vérifications vis-à-vis de la fatigue. D'autres paramètres peuvent devoir être pris en compte, par exemple :

- pourcentages de véhicules par "type de trafic" (voir par exemple le Tableau 4.7) ;
- paramètres définissant la répartition du poids des véhicules ou des essieux de chaque type.

NOTE 3 Il n'existe pas de relation générale entre les catégories de trafic vis-à-vis des vérifications à la fatigue et les classes de chargement et coefficients α associés mentionnés en 4.2.2 et 4.3.2.

NOTE 4 Des valeurs intermédiaires de N_{obs} ne sont pas exclues, mais il est peu probable qu'elles aient un effet très significatif sur la durée de vie vis-à-vis de la fatigue.

(4) Pour l'évaluation des effets généraux des actions (dans les poutres principales, par exemple), il convient de centrer tous les modèles de charges de fatigue sur les voies conventionnelles définies selon les principes et règles donnés en 4.2.4(2) et (3) et d'identifier les voies lentes dans le cadre du projet.

(5) Pour l'évaluation des effets locaux (dans les dalles par exemple), il convient de centrer les modèles sur les voies conventionnelles positionnées de manière quelconque sur la chaussée. Cependant, là où la position transversale des véhicules des modèles de charges de fatigue 3, 4 et 5 a de l'importance pour les effets étudiés (pour les tabliers orthotropes par exemple), il convient de considérer une distribution statistique de cette position transversale, conformément à la Figure 4.6.

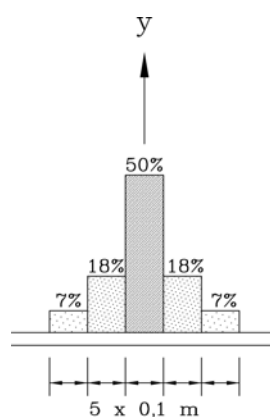


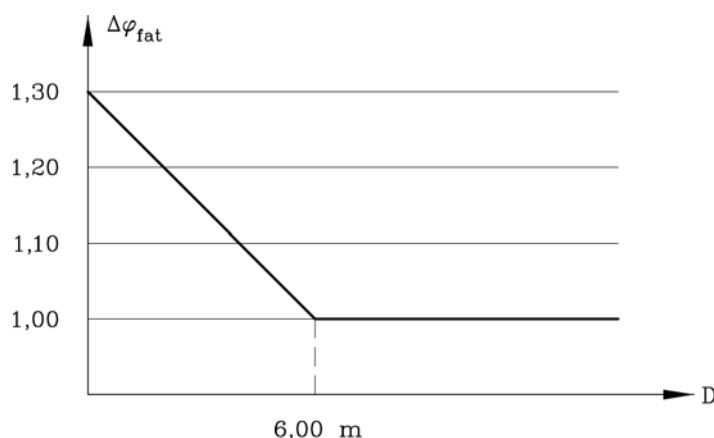
Figure 4.6 - Distribution des fréquences de la position transversale de l'axe d'un véhicule

(6) Les modèles de charge de fatigue 1 à 4 tiennent compte d'une majoration dynamique correspondant à une bonne qualité de revêtement (voir Annexe B). Il convient de considérer un coefficient de majoration dynamique supplémentaire $\Delta\varphi_{\text{fat}}$ proximité des joints de dilatation, applicable à toutes les charges :

$$\Delta\varphi_{\text{fat}} = 1,30 \left(1 - \frac{D}{26} \right); \Delta\varphi_{\text{fat}} \geq 1 \quad (4.7)$$

où

D est la distance (m) entre la section transversale considérée et le joint de dilatation (voir Figure 4.7).



Légende

$\Delta\varphi_{\text{fat}}$ Coefficient de majoration dynamique supplémentaire

D Distance entre la section transversale considérée et le joint de dilatation

Figure 4.7 - Représentation du coefficient de majoration dynamique supplémentaire

NOTE Une simplification conservatrice, souvent acceptable, peut consister à adopter $\Delta\varphi_{\text{fat}} = 1,3$ pour toute section transversale située à moins de 6 m du joint de dilatation. La majoration dynamique supplémentaire peut être modifiée dans l'Annexe Nationale. L'expression (4.7) est recommandée.

4.6.2 Modèle de charge de fatigue 1 (analogue à LM1)

(1) Le modèle de charge de fatigue 1 a la configuration du modèle de charge caractéristique 1 défini en 4.3.2, avec pour valeur des charges d'essieu $0,7 Q_{ik}$ et pour valeurs des charges uniformément réparties $0,3 q_{ik}$ et (sauf spécification différente) $0,3 q_{rk}$.

NOTE Les valeurs des charges du modèle de fatigue 1 sont semblables à celles définies pour le modèle de charges fréquentes. Cependant, l'adoption, sans ajustement, du modèle de charges fréquentes aurait été excessivement conservatrice par rapport aux autres modèles, en particulier pour les grandes surfaces chargées. Pour certains projets individuels, q_{rk} peut être négligé.

(2) Il convient de déterminer les contraintes maximale et minimale ($\sigma_{\text{FLM,max}}$ et $\sigma_{\text{FLM,min}}$) à partir des dispositions possibles des charges du modèle sur le pont.

4.6.3 Modèle de charge de fatigue 2 (ensemble de camions "fréquents")

(1) Le modèle de charge de fatigue 2 consiste en un ensemble de camions idéalisés, appelés camions "fréquents", à utiliser comme défini en (3) ci-dessous.

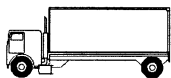
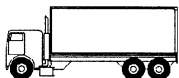
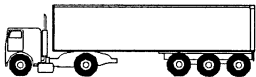
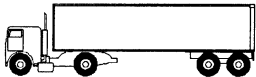
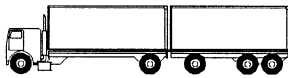
(2) Chaque "camion fréquent" est défini par :

- le nombre d'essieux et leur espacement (Tableau 4.6, colonnes 1 + 2) ;
- la valeur fréquente de chaque charge d'essieu (Tableau 4.6, colonne 3) ;
- les surfaces de contact des roues et la distance transversale entre les roues (colonne 4 du Tableau 4.6 et Tableau 4.8).

(3) Il convient de déterminer les contraintes maximale et minimale à partir des effets les plus sévères produits par des camions différents, considérés séparément, circulant seuls le long de la voie appropriée.

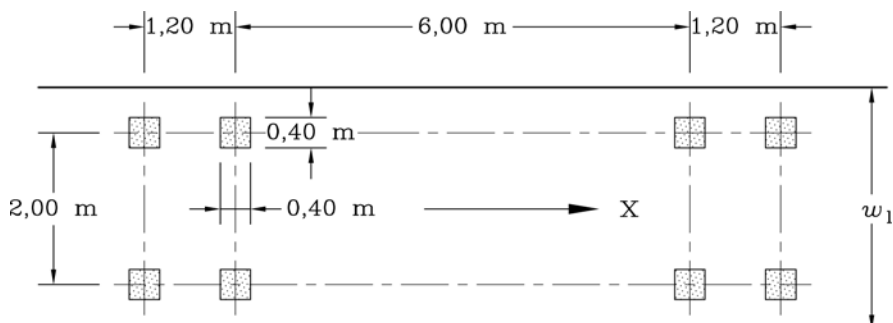
NOTE Quand certains de ces camions sont de toute évidence les plus critiques, les autres peuvent être négligés.

Tableau 4.6 – Ensemble de camions "fréquents"

1	2	3	4
SILHOUETTE DU CAMION	Espacement des essieux (m)	Charge d'essieu fréquente (kN)	Type de roue (voir Tableau 4.8)
	4,5	90	A
		190	B
	4,20	80	A
	1,30	140	B
		140	B
	3,20	90	A
	5,20	180	B
	1,30	120	C
	1,30	120	C
		120	C
	3,40	90	A
	6,00	190	B
	1,80	140	B
		140	B
	4,80	90	A
	3,60	180	B
	4,40	120	C
	1,30	110	C
		110	C

4.6.4 Modèle de charge de fatigue 3 (modèle à véhicule unique)

(1) Ce modèle consiste en quatre essieux, chacun ayant deux roues identiques. Sa géométrie est représentée par la Figure 4.8. Le poids de chaque essieu est égal à 120 kN et la surface de contact de chaque roue est un carré de 0,40 m de côté.



Légende

- w_1 largeur de la voie
- X axe longitudinal du pont

Figure 4.8 - Modèle de charge de fatigue 3

(2) Il convient de calculer les contraintes maximale et minimale ainsi que les variations de contraintes pour chaque cycle – c'est-à-dire leur différence algébrique –, sous l'effet du déplacement du modèle le long du pont.

(3) Le cas échéant, il convient de prendre en compte deux véhicules sur la même voie.

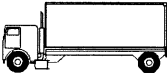
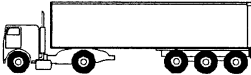
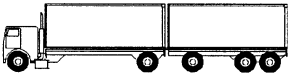
NOTE Les conditions d'application de cette règle peuvent être définies dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel. Des conditions possibles recommandées sont indiquées ci-après :

- un véhicule est tel que défini en (1) ci-dessus ;
- la géométrie du second véhicule est telle que définie en (1) ci-dessus, avec un poids d'essieu de 36 kN à chaque fois (au lieu de 120 kN) ;
- l'entr'axe des véhicules n'est pas inférieur à 40 m.

4.6.5 Modèle de charge de fatigue 4 (ensemble de camions "standard")

(1) Le modèle de charges de fatigue 4 consiste en un ensemble de camions standard produisant ensemble des effets équivalents à ceux du trafic typique des routes européennes. Il convient de considérer un ensemble de camions adapté aux combinaisons de trafic prévues sur l'itinéraire concerné, comme défini dans les Tableaux 4.7 et 4.8.

Tableau 4.7 – Ensemble de camions équivalents

TYPE DE VEHICULE			TYPE DE TRAFIC			
1	2	3	4	5	6	7
			Longues distances	Distances moyennes	Trafic local	
CAMION	Espacement des essieux (m)	Charges d'essieu équivalentes (kN)	Pourcentage de camions	Pourcentage de camions	Pourcentage de camions	Type de roue
	4,5	70 130	20,0	40,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C

NOTE 1 Ce modèle, élaboré à partir de cinq camions standard, simule un trafic supposé produire un endommagement de fatigue équivalent à celui du trafic réel de la catégorie correspondante, telle que définie dans le Tableau 4.5.

NOTE 2 D'autres camions standard et d'autres pourcentages de camions peuvent être définis dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

NOTE 3 Lors du choix du type de trafic, on peut globalement estimer que :

- "Longues distances" signifie plusieurs centaines de kilomètres ;
- "Distances moyennes" signifie 50 à 100 km ;
- "Trafic local" signifie des distances inférieures à 50 km.

En réalité, des mélanges de types de trafic peuvent se produire.

Tableau 4.8 - Définition des roues et des essieux

TYPE DE ROUES/D'ESSIEUX	DEFINITION GEOMETRIQUE
A	
B	
C	

(2) Chaque camion standard est défini par :

- le nombre et l'espacement des essieux (Tableau 4.7, colonnes 1 + 2) ;
- la charge équivalente de chaque essieu (Tableau 4.7, colonne 3) ;
- les surfaces de contact des roues et les distances transversales entre celles-ci, conformément à la colonne 7 du Tableau 4.7 et au Tableau 4.8.

(3) Il convient d'effectuer les calculs selon la procédure ci-après :

- à partir du Tableau 4.7, colonnes 4, 5 ou 6 selon le cas, choisir le pourcentage de chaque camion standard dans le flux de trafic ;
- définir le nombre total annuel de véhicules à considérer pour l'ensemble de la chaussée, $\sum N_{\text{obs}}$;

NOTE Des valeurs recommandées sont données dans le Tableau 4.5.

- chaque camion standard est supposé parcourir le pont en l'absence de tout autre véhicule.

(4) Il convient d'utiliser la méthode de comptage dite de la "goutte d'eau" ou celle dite du "réservoir" afin de déterminer le nombre de cycles de variation des contraintes et le spectre au passage des camions sur le pont.

NOTE Pour les règles de vérification, voir EN 1992 à EN 1999.

4.6.6 Modèle de charge de fatigue 5 (élaboré à partir de données de trafic routier enregistré)

(1) Le modèle de charge de fatigue 5 consiste en l'application directe des données de trafic enregistrées, complétées, le cas échéant, par des extrapolations statistiques et prospectives appropriées.

NOTE Pour l'utilisation de ce modèle, voir l'Annexe Nationale. L'Annexe B fournit des conseils en vue de spécifications complètes pour l'application de ce type de modèle.

4.7 Actions pour situations de projet accidentelles

4.7.1 Généralités

(1)P Les actions des véhicules routiers à prendre en compte, lorsqu'il y a lieu, dans les situations de projet accidentelles, résultent de :

- l'impact d'un véhicule contre les piles, l'intrados ou les tabliers de ponts ;
- la présence de roues de forte charge ou de véhicules sur les trottoirs (les effets des roues de forte charge ou de véhicules sur les trottoirs doivent être pris en compte pour tous les ponts routiers dont les trottoirs ne sont pas protégés par un dispositif de retenue rigide efficace) ;
- l'impact d'un véhicule contre les bordures, les barrières pour ouvrages d'art et les composants structuraux (les effets de l'impact des véhicules contre les barrières de sécurité et les barrières pour ouvrages d'art doivent être pris en compte pour tous les ponts routiers dont les tabliers comportent de tels dispositifs de retenue ; les effets d'impact des véhicules contre les bordures doivent être pris en compte dans tous les cas).

4.7.2 Forces d'impact des véhicules sous le pont

NOTE Voir 5.6.2 et 6.7.2, ainsi que EN 1990, A2.

4.7.2.1 Forces d'impact contre les piles et autres éléments porteurs

(1) Il convient de tenir compte des forces dues à l'impact, contre les piles ou les éléments porteurs d'un pont, de véhicules de hauteur exceptionnelle ou en situation anormale.

NOTE L'Annexe Nationale peut définir :

- des règles pour protéger le pont des forces d'impact dues aux véhicules ;
- dans quelles conditions des forces d'impact doivent être prises en compte (par rapport à une distance de sécurité entre les piles et le bord de la chaussée, par exemple) ;
- l'intensité et l'emplacement des forces d'impact dues aux véhicules ;
- ainsi que les états limites à considérer.

Dans le cas de piles rigides, on recommande les valeurs minimales ci-après :

- a) force d'impact : 1 000 kN dans la direction de déplacement du véhicule ou 500 kN perpendiculairement à cette direction ;
- b) hauteur au-dessus du niveau du sol : 1,25 m.

Voir également l'EN 1991-1-7.

4.7.2.2 Forces d'impact contre les tabliers

(1) Lorsqu'il y a lieu, il convient de spécifier les forces d'impact des véhicules.

NOTE 1 L'Annexe Nationale peut définir la force d'impact sur les tabliers, éventuellement en fonction du tirant d'air et d'autres formes de protection. Voir EN 1991-1-7.

NOTE 2 Les charges d'impact sur les tabliers de pont et autres éléments structuraux au-dessus des routes peuvent varier considérablement en fonction de paramètres structuraux et non structuraux d'une part, ainsi que de leurs conditions d'application d'autre part. La possibilité de collision de véhicules présentant une hauteur exceptionnelle ou prohibée, ainsi que celle d'une grue pivotant vers le haut lors du passage d'un véhicule, peut devoir être envisagée. Des mesures de prévention ou de protection peuvent être introduites en alternative à un dimensionnement vis-à-vis des forces d'impact.

4.7.3 Actions de véhicules sur le pont

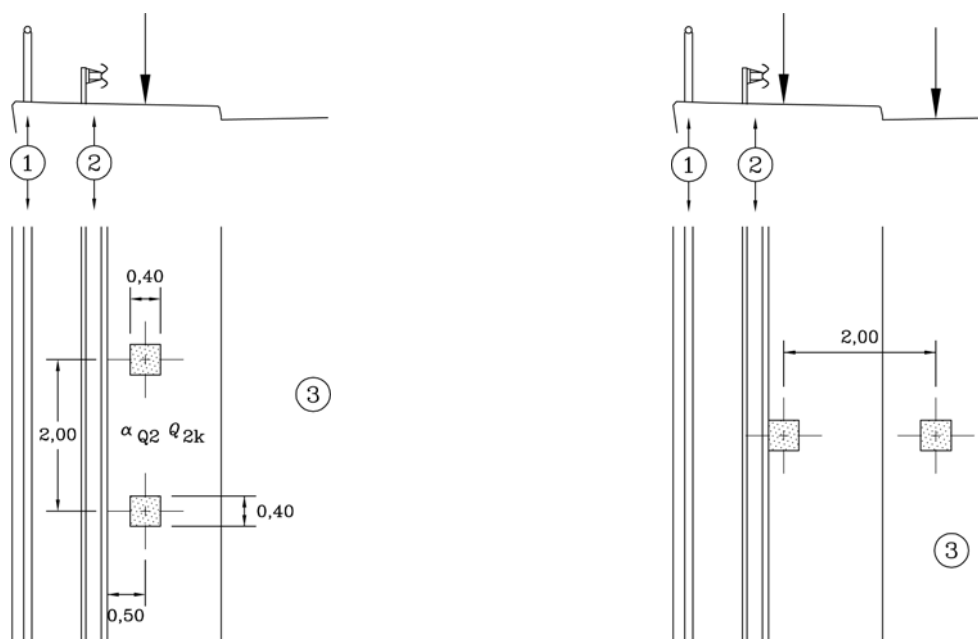
4.7.3.1 Véhicules sur les trottoirs et les pistes cyclables des ponts routiers

(1) Si une barrière de sécurité d'un niveau de retenue approprié est prévue, il n'est pas nécessaire de prendre en considération des charges de roue ou de véhicule au-delà de cette protection.

NOTE Les niveaux de retenue des barrières de sécurité sont définis dans l'EN 1317-2.

(2) Lorsque la protection mentionnée en (1) est prévue, il convient, sur les parties non protégées du tablier, de placer et d'orienter une charge d'essieu accidentelle correspondant à $a_{Q2}Q_{2k}$ (voir 4.3.2) de telle sorte que l'on obtienne l'effet le plus défavorable à proximité de la barrière, comme l'indique par exemple la Figure 4.9. Il n'y a pas lieu de considérer la présence simultanée d'aucune autre charge variable sur le tablier. Si des contraintes géométriques rendent une configuration à deux roues impossible, il convient de ne prendre en compte qu'une seule roue.

Au-delà du dispositif de retenue des véhicules, il convient d'appliquer, s'il y a lieu, la charge variable concentrée prise à sa valeur caractéristique, comme définie en 5.3.2.2, indépendamment de la charge accidentelle.



Légende

- (1) Garde-corps (ou barrière pour ouvrage d'art en l'absence de barrière de sécurité)
- (2) Barrière de sécurité
- (3) Chaussée

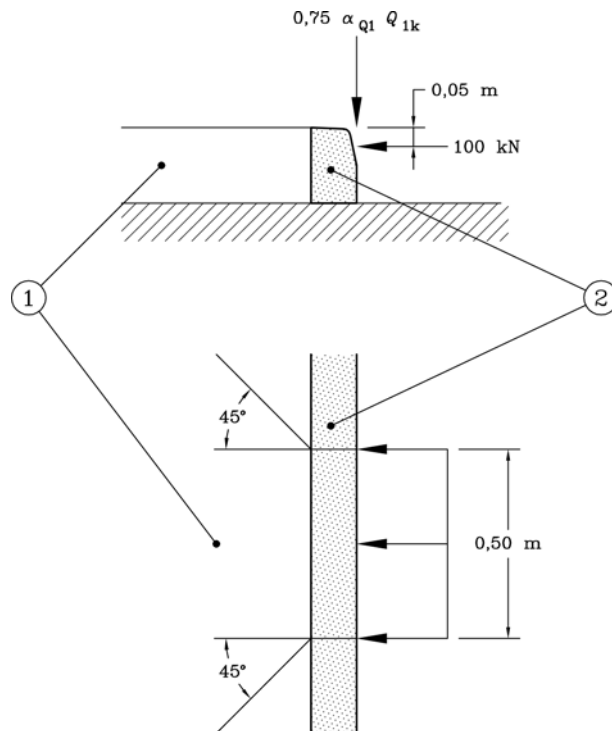
Figure 4.9 - Exemples montrant les positions des charges des véhicules sur les trottoirs et les pistes cyclables des ponts routiers

(3) En l'absence de la protection définie en (1), les règles du paragraphe (2) sont applicables jusqu'au bord du tablier lorsqu'il existe une barrière pour ouvrages d'art.

4.7.3.2 Forces d'impact sur les bordures

(1) Il convient de considérer l'action due à l'impact d'un véhicule sur les bordures ou le bord relevé de la chaussée comme une force latérale égale à 100 kN agissant à une hauteur de 0,05 m sous le niveau supérieur de la bordure.

Il convient de considérer que cette force agit sur une longueur de 0,5 m, qu'elle est transmise par les bordures aux éléments structuraux qui les supportent et qu'elle se diffuse à 45° dans les éléments structuraux rigides. Par ailleurs, lorsqu'elle est défavorable, il convient de tenir compte d'une charge verticale de trafic agissant simultanément avec la force d'impact et égale à $0,75 \alpha_{Q1} Q_{1k}$ (voir Figure 4.10).



Légende

- (1) Trottoir
(2) Bordure

Figure 4.10 - Définition des forces d'impact des véhicules sur les bordures

4.7.3.3 Forces d'impact sur les dispositifs de retenue des véhicules

(1) Pour le calcul de la structure, il convient de tenir compte des forces horizontales et verticales transmises au tablier par les dispositifs de retenue.

NOTE 1 L'Annexe Nationale peut définir et choisir des classes de forces d'impact et des conditions d'application associées. On donne ci-dessous 4 classes de valeurs recommandées pour la force horizontale transmise :

Tableau 4.9 (n) — Classes recommandées pour la force horizontale transmise par les dispositifs de retenue des véhicules

Classe recommandée	Force horizontale (kN)
A	100
B	200
C	400
D	600

La force horizontale, agissant transversalement, peut être appliquée à 100 mm au-dessous du niveau supérieur du dispositif de retenue choisi ou à 1,0 m au-dessus du niveau de la chaussée ou du trottoir, le niveau à prendre en compte étant le plus faible des deux ; on considère que la force agit sur une longueur de 0,5 m.

NOTE 2 Les valeurs des forces horizontales données pour les classes A à D sont issues de mesures effectuées lors d'essais d'impact sur des dispositifs de retenue réels utilisés pour les ponts. Il n'existe pas de corrélation directe entre ces valeurs et les classes de performance des dispositifs de retenue considérés. Les valeurs proposées dépendent plutôt de la rigidité de la liaison entre le dispositif de retenue et la bordure ou la partie du pont auquel il est fixé. Une liaison très rigide conduit à la force horizontale donnée pour la classe D. La force horizontale la plus faible est issue de mesures effectuées pour un dispositif de retenue avec une liaison souple. De tels systèmes sont fréquemment utilisés pour les dispositifs métalliques correspondant à la classe de performance H2 de l'EN 1317-2. Une liaison d'une très grande souplesse peut conduire à la force horizontale donnée pour la classe A.

NOTE 3 La force verticale agissant simultanément avec la force d'impact horizontale peut être définie dans l'Annexe Nationale. Les valeurs recommandées peuvent être prises égales à $0,75 a_{Q1}Q_{1K}$. Lorsque cela est possible, des dispositions constructives (ferraillage par exemple), dispensent du calcul aux charges verticales et horizontales.

(2) Il convient de calculer les structures supportant les barrières pour ouvrage d'art de manière à ce qu'elles puissent résister localement à l'effet d'une charge accidentelle correspondant à au moins 1,25 fois la valeur caractéristique de la résistance locale de la barrière (résistance de la fixation de la barrière à la structure, par exemple), sans devoir la combiner avec toute autre charge variable.

NOTE L'effet de la charge de calcul peut être défini dans l'Annexe Nationale. La valeur donnée dans cette clause (1,25) est une valeur minimale recommandée.

4.7.3.4 Forces d'impact sur éléments structuraux

(1) Il convient de tenir compte des forces d'impact de véhicules sur les éléments structuraux non protégés, situés au-dessus ou à côté de la chaussée.

NOTE Ces forces peuvent être définies dans l'Annexe Nationale. Il est recommandé de les choisir identiques à celles définies en 4.7.2.1(1), appliquées à 1,25 m au-dessus du niveau de la chaussée. Cependant, lorsque des mesures de protection complémentaires sont prévues entre la chaussée et ces éléments, cette force peut être réduite pour le projet individuel.

(2) Il n'y a pas lieu de considérer la présence simultanée d'aucune autre charge variable.

NOTE Pour certains éléments intermédiaires dont l'endommagement ne provoquerait pas l'effondrement (suspentes ou haubans, par exemple), des forces plus faibles peuvent être définies pour le projet individuel.

4.8 Actions sur les garde-corps

(1) Pour le calcul structural, il convient de considérer les forces transmises au tablier par les garde-corps comme des charges variables définies en fonction de la classe de chargement de ces derniers.

NOTE 1 Pour les classes de chargement des garde-corps, voir l'EN 1317-6. La classe C est la classe minimale recommandée pour les ponts.

NOTE 2 Les forces transmises par les garde-corps au tablier peuvent être définies par leur classification soit pour le projet individuel soit dans l'Annexe Nationale, conformément à l'EN 1317-6. Une force linéaire variable de 1,0 kN/m agissant horizontalement ou verticalement en tête du garde-corps constitue une valeur minimale recommandée pour les trottoirs ou les passerelles. Pour les passages de service, la valeur minimale recommandée est de 0,8 kN/m. Ces valeurs minimales recommandées ne couvrent pas les cas exceptionnels ou accidentels.

(2) Pour le calcul du système porteur, si les garde-corps sont protégés de manière adéquate contre les chocs de véhicules, il convient de considérer simultanément ces actions horizontales et les charges verticales uniformément réparties définies en 5.3.2.1.

NOTE Les garde-corps ne peuvent être considérés comme convenablement protégés que si la protection satisfait les exigences du projet individuel.

(3) Lorsque les garde-corps ne peuvent être considérés comme correctement protégés contre les chocs des véhicules, il convient de dimensionner le système porteur pour qu'il résiste à l'effet d'une charge accidentelle correspondant à 1,25 fois la valeur caractéristique de la résistance du garde-corps, à l'exclusion de toute charge variable.

NOTE L'effet de la charge de calcul peut être défini dans l'Annexe Nationale. La valeur indiquée dans cette clause (1,25) est recommandée.

4.9 Modèles de charge pour les culées et les murs adjacents aux ponts

4.9.1 Charges verticales

(1) Il convient de charger la chaussée située derrière les culées, les murs en aile, les murs en retour et les autres parties du pont en contact avec la terre, au moyen de modèles appropriés.

NOTE 1 Les modèles de charge appropriés peuvent être définis dans l'Annexe Nationale. On recommande l'utilisation du modèle de charge 1, défini en 4.3.2, mais, dans un but de simplification, les charges de tandem peuvent être remplacées par une charge équivalente, notée q_{eq} , uniformément répartie sur une surface rectangulaire dépendant de la diffusion des charges au travers du remblai ou de la terre.

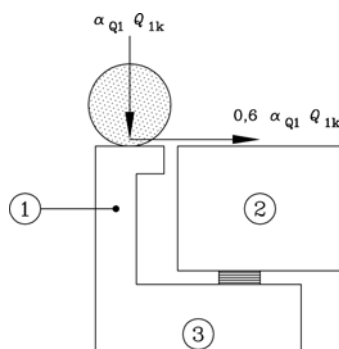
NOTE 2 Pour la diffusion des charges au travers du remblai ou de la terre, voir l'EN 1997. En l'absence de toute autre règle, si le remblai est convenablement consolidé, la valeur recommandée de l'angle de diffusion par rapport à la verticale est de 30° . Avec une telle valeur, la surface sur laquelle q_{eq} est appliquée peut être prise égale à un rectangle de 3 m de largeur et de 2,20 m de longueur.

(2) Il n'y a pas lieu de prendre en considération des valeurs représentatives du modèle de charge autres que les valeurs caractéristiques.

4.9.2 Force horizontale

(1) Il n'y a pas lieu de prendre aucune force horizontale en compte au niveau du revêtement de chaussée au-dessus du remblai.

(2) Pour le calcul des murs garde-grève des culées (voir Figure 4.11), il convient de prendre en compte une force longitudinale de freinage avec une valeur caractéristique $0,6 \alpha_{Q1} Q_{1k}$, agissant simultanément avec la charge d'essieu $\alpha_{Q1} Q_{1k}$ du modèle de charge numéro 1 et avec la poussée des terres due au remblai, en considérant par ailleurs que le remblai n'est pas chargé simultanément.



Légende

- (1) Mur garde-grève
- (2) Tablier
- (3) Culée

Figure 4.11 - Définition des charges sur les murs garde-grève

Section 5 Actions sur les trottoirs, les pistes cyclables et les passerelles

5.1 Domaine d'application

(1) Les modèles de charge définis dans la présente section s'appliquent aux trottoirs, aux pistes cyclables et aux passerelles.

(2) Il convient d'utiliser la charge uniformément répartie q_{fk} (définie en 5.3.2.1) et la charge concentrée Q_{fkw} (définie en 5.3.2.2) dans le cas des ponts routiers, des ponts ferroviaires et des passerelles, le cas échéant (voir 4.5, 4.7.3 et 6.3.6.2(1)). Toutes les autres actions variables et actions pour situations de projet accidentelles définies dans cette section ne sont destinées qu'aux passerelles.

NOTE 1 Pour les charges sur les escaliers d'accès, voir 6.3 de l'EN 1991-1-1.

NOTE 2 Pour les passerelles de grande largeur (supérieure à 6 m par exemple), les modèles de charge définis dans la présente section peuvent ne pas être adaptés et des modèles complémentaires, avec les règles de combinaison associées, peuvent devoir être définis pour le projet individuel. En fait, les passerelles de grande largeur peuvent être le lieu d'activités humaines variées.

(3) Il convient d'utiliser les modèles et les valeurs représentatives donnés dans la présente section pour les calculs aux états-limites ultimes et de service, à l'exclusion des états limites de fatigue.

(4) Pour les calculs relatifs à la vibration des passerelles, effectués à partir d'une analyse dynamique, voir 5.7. Pour tous les autres calculs des effets des actions, à effectuer quel que soit le type de pont, les modèles et valeurs donnés dans cette section incluent les effets de la majoration dynamique ; par ailleurs, il convient de considérer les actions variables comme des actions statiques.

(5) Les modèles de charge donnés dans la présente section ne visent pas à couvrir les effets des charges en cours de chantier et il convient de les spécifier séparément, le cas échéant.

5.2 Représentation des actions

5.2.1 Modèles des charges

(1) Les charges d'exploitation définies dans cette section résultent du trafic des piétons et des deux-roues, de charges d'exécution et d'entretien courantes d'importance mineure (véhicules de service, par exemple) et de situations accidentelles. Ces charges engendrent des forces verticales et horizontales, statiques et dynamiques.

NOTE 1 En règle générale, les charges dues au trafic de deux-roues sont très inférieures à celles dues au trafic de piétons et les valeurs données dans la présente section sont basées sur la présence fréquente ou occasionnelle de piétons sur les pistes cyclables. Pour certains projets individuels, une attention spécifique peut devoir être portée aux charges dues aux chevaux et au bétail.

NOTE 2 Les modèles de charge définis dans la présente section ne décrivent pas des charges réelles. Ils ont été choisis afin que leurs effets (majoration dynamique incluse lorsque cela est indiqué) représentent les effets du trafic réel.

(2) Il convient de représenter par des charges statiques équivalentes les actions pour situations de projet accidentelles dues aux impacts.

5.2.2 Classes de chargement

(1) Les charges sur les passerelles peuvent différer selon leur emplacement et le trafic éventuel de certains véhicules. Ces paramètres sont indépendants les uns des autres et sont considérés dans les divers articles ci-dessous. En conséquence, il n'y a pas lieu d'établir une classification générale de ces ouvrages.

5.2.3 Application des modèles de charges

(1) Il convient d'utiliser les mêmes modèles, à l'exception du véhicule de service (voir 5.3.2.3), pour le trafic de piétons et de deux-roues sur les passerelles, les zones de tablier des ponts routiers limitées par des garde-corps et non incluses dans la chaussée telle que définie en 1.4.2 (trottoirs tels que définis dans la présente Partie de l'EN 1991) ainsi que les passages de service des ponts ferroviaires.

(2) Il convient de définir d'autres modèles appropriés pour les passages de service à l'intérieur des ponts et pour les quais sur les ponts ferroviaires.

NOTE Ces modèles peuvent être définis dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel. Les modèles recommandés, à utiliser séparément de manière à obtenir les effets les plus défavorables, sont une charge uniformément répartie de 2 kN/m^2 et une charge concentrée de 3 kN applicable à une surface carrée de $0,2 \text{ m}^2 \times 0,2 \text{ m}^2$.

(3) Pour chaque application individuelle, il convient de disposer les modèles de charges verticales n'importe où sur les surfaces concernées de manière à obtenir l'effet le plus défavorable.

NOTE En d'autres termes, ces actions sont des actions libres.

5.3 Modèles statiques pour les charges verticales – Valeurs caractéristiques

5.3.1 Généralités

(1) Les valeurs caractéristiques des charges sont destinées à la détermination, dans le cadre des vérifications aux états-limites ultimes et à certains états-limites de service, des effets statiques des charges dues aux piétons et aux deux-roues.

(2) Il convient, lorsqu'il y a lieu, de considérer séparément trois modèles, consistant en :

- une charge uniformément répartie, q_{fk} ;
- une charge concentrée Q_{fzk} ; et
- des charges représentant des véhicules de service, Q_{ser} .

(3) Il convient d'utiliser les valeurs caractéristiques de ces modèles de charge à la fois pour les situations de projet durables et pour les situations de projet transitoires.

5.3.2 Modèles de charge

5.3.2.1 Charge uniformément répartie

(1) Pour les ponts routiers portant des trottoirs ou des pistes cyclables, il y a lieu de définir une charge uniformément répartie q_{fk} (Figure 5.1).

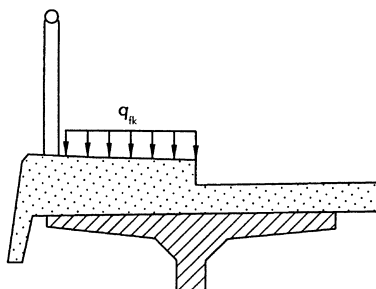


Figure 5.1 - Valeur caractéristique de la charge sur un trottoir (ou une piste cyclable)

NOTE La valeur caractéristique q_{fk} peut être définie dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel. La valeur recommandée est $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$.

(2) Pour le calcul des passerelles, il convient de définir une charge uniformément répartie q_{fk} appliquée uniquement aux parties défavorables de la surface d'influence, longitudinalement et transversalement.

NOTE Le modèle de charge 4 (chargement de foule) défini en 4.3.5 et correspondant à $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$, peut être spécifié afin de couvrir les effets statiques d'une foule dense continue lorsqu'un tel risque existe. Là où l'application du modèle de charge 4 défini en 4.3.5 n'est pas requise, la valeur recommandée pour q_{fk} est :

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L + 30} \text{ kN/m}^2 \quad (5.1)$$

$$q_{fk} \geq 2,5 \text{ kN/m}^2 ; q_{fk} \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$$

où

L est la longueur chargée en [m].

5.3.2.2 Charge concentrée

(1) Il convient d'adopter comme valeur caractéristique de la charge concentrée Q_{fwk} une valeur de 10 kN, agissant sur une surface carrée de 0,10 m de côté.

NOTE La valeur caractéristique de la charge et les dimensions peuvent être ajustées dans l'Annexe Nationale. Les valeurs indiquées dans cette clause sont recommandées.

(2) Lorsque, dans une vérification, les effets généraux peuvent être distingués des effets locaux, il convient de ne considérer la charge concentrée que pour les effets locaux.

(3) Si un véhicule de service tel que mentionné en 5.3.2.3 est spécifié pour une passerelle, il n'y a pas lieu de prendre Q_{fwk} en compte.

5.3.2.3 Véhicule de service

(1)P Lorsque des véhicules de service doivent pouvoir circuler sur une passerelle ou un trottoir, un véhicule de service Q_{serv} doit être pris en compte.

NOTE 1 Ce véhicule peut être un véhicule affecté à l'entretien, aux urgences (ambulance, véhicule de pompiers, par exemple) ou à d'autres usages. Les caractéristiques du véhicule (poids et espacement des essieux, surface de contact des roues), la majoration dynamique, de même que toutes les autres conditions de chargement appropriées peuvent être définies dans l'Annexe Nationale ou dans le projet individuel. En l'absence d'information et si aucun obstacle permanent n'empêche un véhicule de parvenir sur le tablier de l'ouvrage, on recommande d'utiliser le véhicule défini en 5.6.3 comme véhicule de service (valeur caractéristique de la charge) ; dans ce cas, il n'est pas nécessaire d'appliquer la clause 5.6.3, c'est-à-dire de considérer le même véhicule comme accidentel.

NOTE 2 Il n'y a pas lieu de considérer un véhicule de service si des dispositions à caractère permanent empêchent l'accès de tout véhicule sur la passerelle.

NOTE 3 Plusieurs véhicules de service peuvent devoir être pris en compte séparément et être définis pour le projet individuel.

5.4 Modèles statiques pour les forces horizontales – Valeurs caractéristiques

(1) Dans le seul cas des passerelles, il convient de prendre en compte une force horizontale Q_{flk} agissant le long de l'axe du tablier de l'ouvrage, au niveau de son revêtement.

(2) Il convient d'adopter comme valeur caractéristique de cette force horizontale la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 10 pour cent de la charge totale correspondant à la charge uniformément répartie (5.3.2.1) ;
- 60 pour cent du poids total du véhicule de service, s'il y a lieu (5.3.2.3-(1)P).

NOTE La valeur caractéristique de la force horizontale peut être définie dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel. Les valeurs indiquées dans cette clause sont recommandées.

(3) La force horizontale est considérée comme agissant simultanément avec la charge verticale correspondante et en aucun cas avec la charge concentrée Q_{fwk} .

NOTE Cette force est normalement suffisante pour assurer la stabilité horizontale longitudinale des passerelles. Elle n'assure pas la stabilité horizontale transversale, qu'il convient de garantir par la prise en considération d'autres actions ou par des dispositions appropriées au niveau de la conception.

5.5 Groupes de charges de trafic sur les passerelles

(1) Lorsqu'il y a lieu, il convient de prendre en compte les charges verticales et les forces horizontales dues au trafic en considérant les groupes de charges définis dans le Tableau 5.1, chacun d'entre eux étant considéré séparément comme définissant une action caractéristique à combiner avec des charges autres que celles du trafic.

Tableau 5.1 – Définition des groupes de charges (valeurs caractéristiques)

Type de charge		Forces verticales		Forces horizontales
Système de chargement		Charge uniformément répartie	Véhicule de service	
Groupes de charges	gr1	q_{fk}	0	Q_{flk}
	gr2	0	Q_{serv}	Q_{flk}

(2) Pour toute combinaison de charges de trafic avec des actions spécifiées dans d'autres Parties de l'EN 1991, il convient de considérer le groupe ainsi formé comme une action unique.

NOTE Les autres valeurs représentatives des composantes individuelles des charges de trafic sur les passerelles sont définies dans l'EN 1990, A2.

5.6 Actions pour situations de projet accidentelles concernant les passerelles

5.6.1 Généralités

(1) De telles actions ont pour cause :

- soit le trafic routier sous l'ouvrage (collision) ;
- soit la présence accidentelle d'un véhicule lourd sur l'ouvrage.

NOTE D'autres forces d'impact (voir 2.3) peuvent être définies dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

5.6.2 Forces d'impact des véhicules routiers sous l'ouvrage

(1) Il convient de définir les mesures à adopter pour protéger la passerelle.

NOTE Les passerelles (piles et tabliers) sont généralement beaucoup plus sensibles aux forces d'impact que les ponts routiers. Il peut être irréaliste de les calculer pour la même force d'impact. La manière la plus sûre de tenir compte des impacts consiste généralement à protéger les passerelles :

- par des dispositifs de retenue à des distances appropriées à l'avant des piles ;
- par un tirant d'air plus important que celui des ponts routiers ou des ponts ferroviaires voisins franchissant la même route, en l'absence d'accès intermédiaire à celle-ci.

5.6.2.1 Forces d'impact sur les piles

(1) Il convient de tenir compte des forces dues à l'impact, contre les piles ou les éléments porteurs d'une passerelle, d'une rampe ou d'un escalier, de véhicules routiers de hauteur exceptionnelle ou en situation anormale.

NOTE L'Annexe Nationale peut définir :

- des règles pour protéger l'ouvrage des forces d'impact dues aux véhicules ;
- dans quelles conditions des forces d'impact doivent être prises en compte (par rapport à une distance de sécurité entre les piles et le bord de la chaussée, par exemple) ;
- l'intensité et l'emplacement des forces d'impact dues aux véhicules ;
- ainsi que les états limites à considérer.

Dans le cas de piles rigides, on recommande les valeurs minimales ci-après :

- a) force d'impact : 1 000 kN dans la direction de déplacement du véhicule ou 500 kN perpendiculairement à cette direction ;
- b) hauteur au-dessus du niveau du sol : 1,25 m.

Voir également EN 1991-1-7.

5.6.2.2 Forces d'impact contre les tabliers

(1) Il convient, lorsqu'il y a lieu, de prévoir dans le projet un tirant d'air adéquat entre la surface du sol et l'intrados du tablier à l'aplomb.

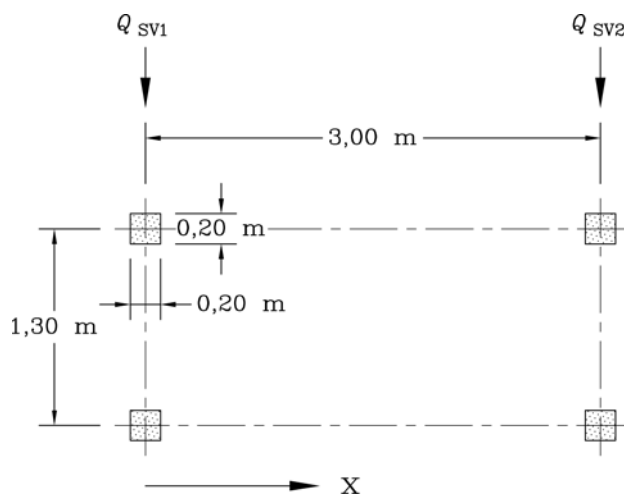
NOTE 1 L'Annexe Nationale ou le projet individuel peuvent définir les forces d'impact en fonction du tirant d'air. Voir également EN 1991-1-7.

NOTE 2 La possibilité de collision de véhicules présentant une hauteur exceptionnelle ou prohibée peut devoir être prise en compte.

5.6.3 Présence accidentelle de véhicules sur l'ouvrage

(1)P Si aucun obstacle permanent n'empêche l'accès des véhicules sur l'ouvrage, la présence accidentelle d'un véhicule sur le tablier doit être prise en compte.

(2) Dans une telle situation, il convient d'utiliser le modèle de charge ci-après, consistant en un groupe de deux essieux de 80 kN et 40 kN, distants de 3 m (Figure 5.2), avec une distance entre centres des roues de 1,3 m et des surfaces de contact carrées de 0,20 m de côté au niveau du revêtement. Pour la force de freinage associée au modèle, il convient d'adopter une force égale à 60 % de la charge verticale.



Légende

x : Direction de l'axe de l'ouvrage

$Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$

$Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$

Figure 5.2 - Chargement accidentel

NOTE 1 Voir la note du paragraphe 5.3.2.3(1)P.

NOTE 2 Le cas échéant, d'autres caractéristiques du modèle de charge peuvent être définies dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel. Le modèle défini dans cette clause est recommandé.

(3) Il n'y a pas lieu de combiner le modèle de charge défini en 5.6.3(2) avec une autre action variable.

5.7 Modèles dynamiques de charges dues aux piétons

(1) Selon les caractéristiques dynamiques de l'ouvrage, il convient de déterminer les fréquences propres déterminantes (correspondant aux vibrations verticales, horizontales et de torsion) de la structure principale du tablier sur la base d'un modèle structural approprié.

NOTE Les vibrations des passerelles peuvent avoir des origines diverses, par exemple piétons marchant, courant, sautant ou dansant, vent, vandalisme, etc.

(2) Les forces exercées par les piétons avec une fréquence identique à l'une des fréquences propres de l'ouvrage peuvent provoquer la résonance et doivent être prises en compte pour les vérifications à l'état-limite vis-à-vis des vibrations.

NOTE Les effets du trafic de piétons sur une passerelle dépendent de divers facteurs tels que, par exemple, le nombre et l'emplacement des personnes susceptibles de se trouver simultanément sur la passerelle, mais aussi de circonstances externes, plus ou moins liées à la localisation de la passerelle. En l'absence d'une réponse significative de l'ouvrage, un piéton marchant normalement exerce sur celui-ci les forces périodiques simultanées suivantes :

- selon la direction verticale, avec une gamme de fréquences allant de 1 Hz à 3 Hz ; et
- selon une direction horizontale, avec une gamme de fréquences allant de 0,5 Hz à 1,5 Hz.

Des groupes de joggers peuvent franchir une passerelle avec une fréquence de 3 Hz.

(3) Il convient de définir des critères de confort ainsi que des modèles dynamiques appropriés pour les charges dues aux piétons.

NOTE Les modèles dynamiques des charges dues aux piétons et les critères de confort associés peuvent être définis dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel. Voir également l'EN 1990, A2.

5.8 Actions sur les garde-corps

(1) Il convient de calculer les garde-corps des passerelles conformément aux règles données en 4.8.

5.9 Modèle de charge pour les culées et les murs adjacents aux ouvrages

(1) Sur la surface située en dehors de la chaussée, derrière les culées, les murs en aile, les murs en retour et les autres parties de l'ouvrage en contact avec la terre, il convient d'appliquer une charge verticale uniformément répartie de 5 kN/m².

NOTE 1 Cette charge ne couvre pas les effets des véhicules lourds de chantier ni d'autres camions habituellement utilisés pour la mise en place des remblais.

NOTE 2 La valeur caractéristique peut être ajustée pour le projet individuel.

Section 6 Actions du trafic ferroviaire et autres actions spécifiques sur les ponts ferroviaires

6.1 Domaine d'application

(1)P Cette section s'applique au trafic ferroviaire des grandes lignes du réseau européen, sur voies à écartement standard ou à grand écartement.

(2) Les modèles de charge définis par la présente section ne décrivent pas des charges réelles. Ils ont été sélectionnés afin que leurs effets, les majorations dynamiques étant prises en compte séparément, représentent ceux du trafic réel. Lorsqu'il est nécessaire de considérer un trafic échappant au domaine d'application des modèles de charge prescrits dans la présente Partie, il convient de spécifier des modèles de charge alternatifs ainsi que les règles de combinaison correspondantes.

NOTE Les modèles de charge alternatifs ainsi que les règles de combinaison correspondantes peuvent être définis dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

(3)P La présente section ne s'applique pas aux actions dues :

- aux chemins de fer à voie étroite ;
- aux tramways et autres voies ferrées pour trafics légers ;
- aux chemins de fer historiques ;
- aux chemins de fer à crémaillère ;
- aux funiculaires.

Il convient de spécifier le chargement de ces types de chemins de fer et les valeurs caractéristiques des actions.

NOTE Le chargement et les valeurs caractéristiques des actions de ces types de chemins de fer peuvent être définis dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

(4) Des exigences concernant les limites de déformation des structures supportant un trafic ferroviaire sont spécifiées dans l'EN 1990, A2, ces limites visant à préserver la sécurité du trafic ferroviaire et à assurer le confort des voyageurs etc.

(5) Trois combinaisons normalisées de trafic sont données comme base de calcul de la durée de vie des structures vis-à-vis de la fatigue (voir Annexe D).

(6) Le poids propre des éléments non structuraux comprend le poids d'éléments tels que, par exemple, les écrans anti-bruit, les barrières de sécurité, les signaux, les canalisations, les câbles et les équipements caténaires (à l'exception des forces dues à la tension des lignes de contact etc.).

(7) Il convient que les concepteurs portent une attention particulière aux tabliers auxiliaires du fait de la flexibilité de certains types d'entre eux. Il convient de spécifier le chargement et les exigences concernant le calcul des tabliers auxiliaires.

NOTE L'Annexe Nationale ou le projet individuel peut, pour le calcul des tabliers auxiliaires, spécifier des exigences de chargement qui peuvent, de manière générale, être basées sur le présent document. Ils peuvent définir des exigences particulières pour les tabliers auxiliaires en fonction de leurs conditions d'utilisation (exigences particulières pour les ponts biais, par exemple).

6.2 Représentation des actions – Nature des charges de trafic ferroviaire

(1) Des règles générales sont données ici pour le calcul des effets dynamiques, des forces centrifuges, de l'effort de lacet, des forces d'accélération et de freinage et des effets aérodynamiques dus au passage du trafic ferroviaire.

(2) Les actions dues aux circulations ferroviaires sont données pour :

- les charges verticales : modèles de charge 71, SW (SW/0 et SW/2), "train à vide" et HSLM (6.3 et 6.4.6.1.1) ;
- le chargement vertical pour les remblais (6.3.6.4) ;
- les effets dynamiques (6.4) ;
- les forces centrifuges (6.5.1) ;
- l'effort de lacet (6.5.2) ;
- les forces d'accélération et de freinage (6.5.3) ;
- les actions aérodynamiques dues au passage des trains (6.6) ;
- les actions dues aux équipements caténaires et autres infrastructures et équipements ferroviaires (6.7.3).

NOTE Des indications concernant l'évaluation de la réponse combinée de la structure et de la voie aux actions variables sont données (6.5.4).

(3) Les actions dues au déraillement (pour situations de projet accidentelles) sont données pour :

- le déraillement d'un train sur un ouvrage supportant un trafic ferroviaire (6.7.1).

6.3 Charges verticales – Valeurs caractéristiques (effets statiques), excentricité et répartition des charges

6.3.1 Généralités

(1) Les actions du trafic ferroviaire sont définies au moyen de modèles de charge. Cinq modèles sont donnés ici :

- le modèle de charge 71 (et le modèle SW/0 pour les ponts à travées continues), pour représenter le trafic normal sur les grandes lignes ;
- le modèle SW/2, pour représenter les charges lourdes ;
- le modèle HSLM, pour représenter la charge de trains de voyageurs circulant à des vitesses supérieures à 200 km/h ;
- le modèle "train à vide", pour représenter l'effet d'un train à vide.

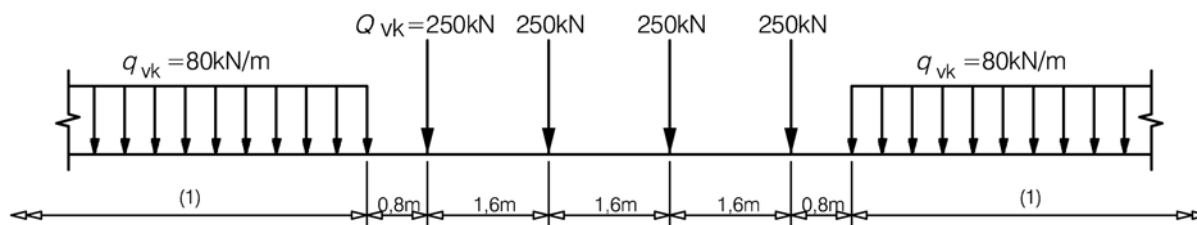
NOTE Les exigences relatives aux conditions d'application des modèles de charges sont données en 6.8.1.

(2) Des dispositions sont prises pour moduler le chargement spécifié afin de tenir compte des différences de nature, de volume et de poids maximal du trafic sur les différentes lignes ferroviaires ainsi que des différences dans la qualité des voies.

6.3.2 Modèle de charge 71

(1) Le modèle de charge 71 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard.

(2)P La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales doivent être celles de la Figure 6.1.



Légende

(1) illimité

Figure 6.1 - Modèle de charge 71 et valeurs caractéristiques des charges verticales

(3)P Les valeurs caractéristiques de la Figure 6.1 doivent être multipliées par un coefficient α sur les lignes où circule un trafic ferroviaire plus lourd ou plus léger que le trafic ferroviaire normal. Lorsqu'elles sont multipliées par le coefficient α , les charges sont appelées "charges verticales classifiées". Ce coefficient α doit être choisi parmi les valeurs suivantes :

0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46

Les actions énumérées ci-dessous doivent être multipliées par ce même coefficient α :

- chargement vertical équivalent pour les effets des charges de remblais et de la poussée des terres selon 6.3.6.4 ;
- forces entrifuges, selon 6.5.1 ;
- effort de lacet, selon 6.5.2 (multiplié par α pour $\alpha \geq 1$ uniquement) ;
- forces d'accélération et de freinage, selon 6.5.3 ;
- réponse combinée du système voie – ouvrage aux actions variables, selon 6.5.4 ;
- actions de déraillement pour situations de projet accidentelles, selon 6.7.1(2) ;
- modèle de charge SW/0 pour les ponts à travées continues, selon 6.3.3 et 6.8.1(8).

NOTE Pour les lignes internationales, on recommande de prendre $\alpha \geq 1,00$. Le coefficient α peut être spécifié dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

(4)P Pour la vérification des limites de déformation, on doit utiliser des charges verticales classifiées ainsi que d'autres actions, majorées par α conformément à 6.3.2(3) (sauf pour le confort des passagers, pour lequel α doit être pris égal à l'unité).

6.3.3 Modèles de charge SW/0 et SW/2

(1) Le modèle de charge SW/0 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard sur des poutres continues.

(2) Le modèle de charge SW/2 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire lourd.

(3)P La disposition des charges doit être celle de la Figure 6.2, les valeurs caractéristiques des charges verticales étant celles du Tableau 6.1.

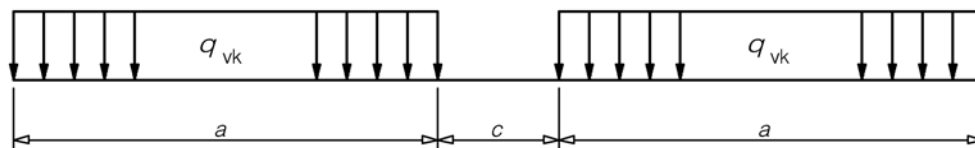


Figure 6.2 - Modèles de charge SW/0 et SW/2

Tableau 6.1 – Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charge SW/0 et SW/2

Modèle de charge	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

(4)P Les lignes ou tronçons de lignes sur lesquels un trafic ferroviaire lourd peut s'effectuer, et pour lesquels le modèle de charge SW/2 doit être pris en compte, doivent être identifiés.

NOTE Cette identification peut être effectuée dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

(5)P Le modèle de charge SW/0 doit être multiplié par le coefficient α comme indiqué en 6.3.2(3).

6.3.4 Modèle de charge "train à vide"

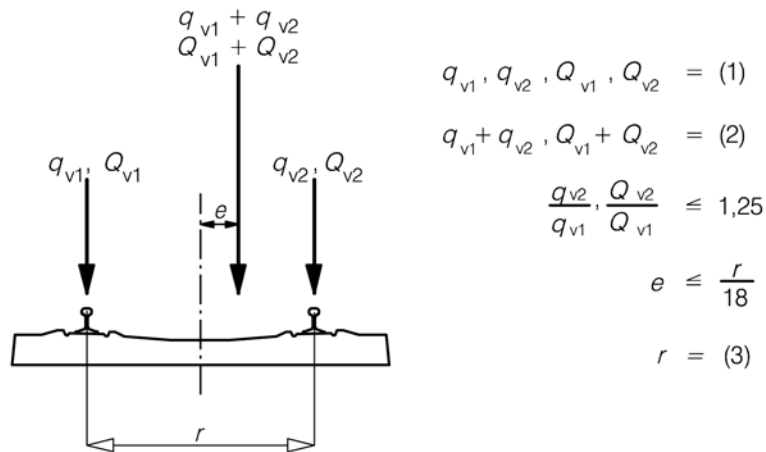
(1) Certaines vérifications spécifiques (voir l'EN 1990, A2, paragraphe 2.2.4(2)) font appel à un modèle de charge particulier, appelé "train à vide". Il consiste en une charge verticale linéaire uniforme, avec une valeur caractéristique de 10,0 kN/m.

6.3.5 Excentricité des charges verticales (modèles de charge 71 et SW/0)

(1)P L'effet du déplacement latéral des charges verticales doit être pris en considération en limitant, pour tous les essieux, le rapport des charges de roues d'un même essieu à 1,25:1,00 sur n'importe quelle voie. L'excentricité e qui en résulte apparaît sur la Figure 6.3.

L'excentricité des charges verticales peut être négligée lorsqu'on considère la fatigue.

NOTE Les exigences relatives à la prise en compte de la position des voies et de la tolérance sur cette position sont données en 6.8.1.



Légende

- (1) Charge linéaire uniforme et charges ponctuelles sur chacun des rails, selon le cas
- (2) LM 71 (et SW/0 si nécessaire)
- (3) Distance transversale entre charges de roues

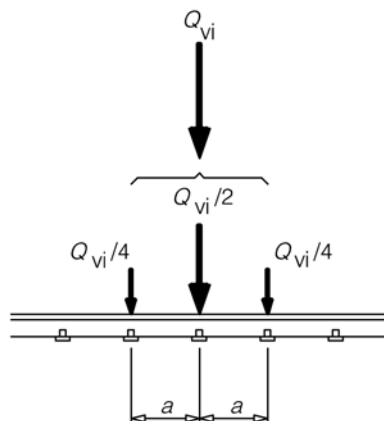
Figure 6.3 - Excentricité des charges verticales

6.3.6 Répartition des charges d'essieu par les rails, les traverses et le ballast

- (1) Sauf indication contraire, les paragraphes 6.3.6.1 à 6.3.6.3 s'appliquent aux trains réels, aux trains types pour la fatigue ainsi qu'aux modèles de charge 71, SW/0, SW/2, "train à vide" et HSLM.

6.3.6.1 Répartition longitudinale d'une force ponctuelle ou d'une charge de roue par le rail

(1) Une charge de roue ou une force ponctuelle du modèle de charge 71 (ou une charge verticale classifiée selon 6.3.2(3)) ou du modèle HSLM (sauf HSLM-B) peut être répartie sur trois supports de rail comme l'indique la Figure 6.4 ci-dessous :



Légende

Q_{vi} force ponctuelle sur chaque rail, due au modèle de charge 71 ou charge de roue du train réel selon 6.3.5, du train type pour la "fatigue" ou du modèle HSLM (sauf HSLM-B)

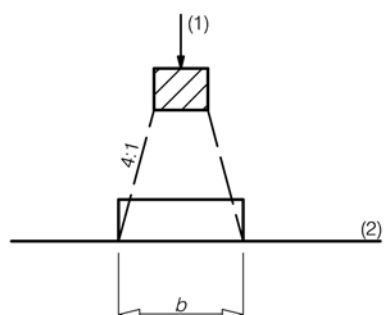
a distance entre supports de rail

Figure 6.4 - Répartition longitudinale d'une force ponctuelle ou d'une charge de roue par le rail

6.3.6.2 Répartition longitudinale des charges par les traverses et le ballast

(1) En règle générale, une charge d'essieu ou les charges ponctuelles du modèle de charge 71 uniquement (ou les charges verticales classifiées conformément à 6.3.2(3) le cas échéant) peuvent être uniformément réparties dans le sens longitudinal (sauf lorsque les effets locaux des charges sont significatifs, par exemple pour le calcul des éléments locaux de tablier etc.).

(2) Pour le calcul des éléments locaux de tablier etc. (par exemple : nervures longitudinales et transversales, longerons, pièces de pont, tôles de platelage, dalles minces en béton), il convient de tenir compte de la répartition longitudinale de la charge sous les traverses comme l'indique la Figure 6.5, dans laquelle le plan de référence est défini comme le niveau supérieur du tablier.



Légende

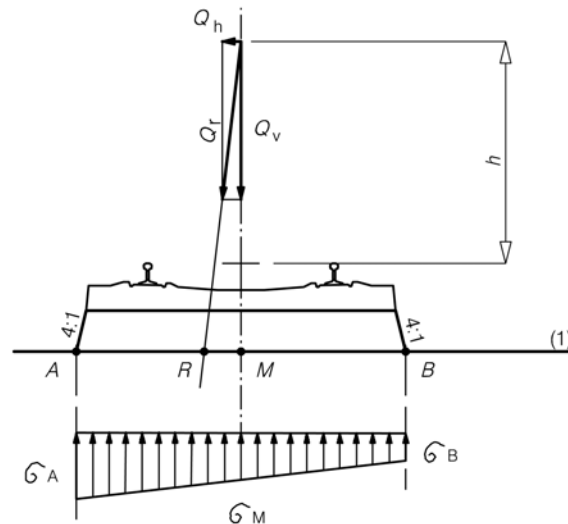
(1) Charge sur traverse

(2) Plan de référence

Figure 6.5 - Répartition longitudinale d'une charge par une traverse et le ballast

6.3.6.3 Répartition transversale des charges par les traverses et le ballast

(1) Sur les ponts avec voie ballastée sans dévers, il convient de répartir les charges transversalement comme indiqué sur la Figure 6.6.

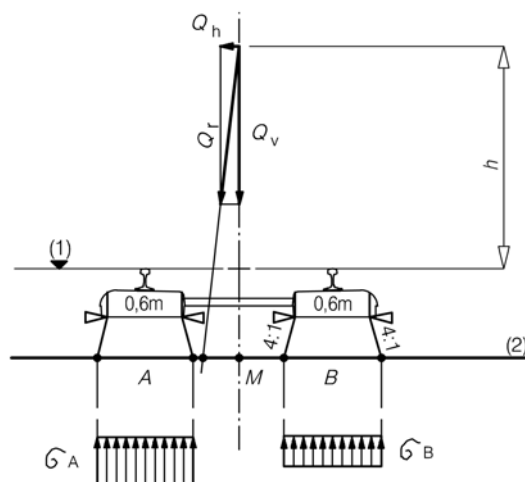


Légende

(1) Plan de référence

Figure 6.6 - Répartition transversale des charges par les traverses et le ballast - Voie sans dévers
(l'effet de l'excentricité des charges verticales n'est pas figuré)

(2) Sur les ponts avec voie ballastée (sans dévers) et traverses monobloc, avec un ballast compacté uniquement sous les rails, de même que dans le cas des traverses bi-bloc, il convient de répartir les charges transversalement comme indiqué dans la Figure 6.7.



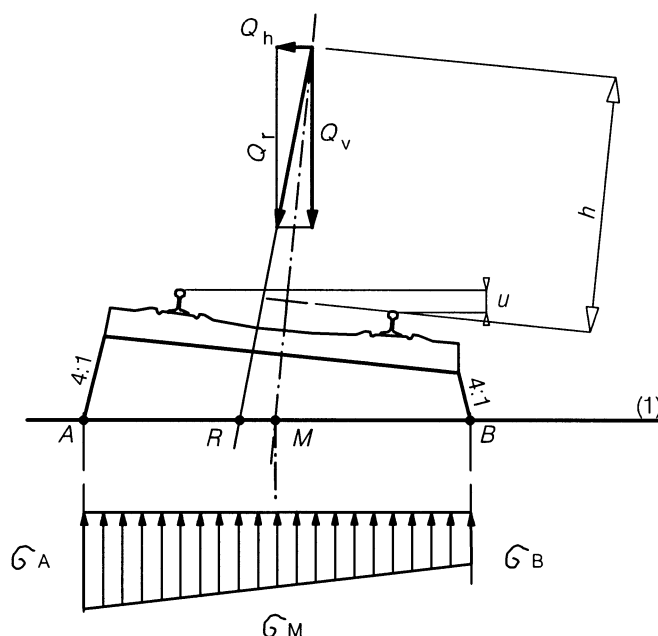
Légende

(1) Plan de roulement

(2) Plan de référence

Figure 6.7 - Répartition transversale des charges par les traverses et le ballast - Voie sans dévers
(l'effet de l'excentricité des charges verticales n'est pas figuré)

(3) Sur les ponts à voie ballastée en dévers, il convient de répartir les charges transversalement comme indiqué sur la Figure 6.8.



Légende

(1) Plan de référence

Figure 6.8 - Répartition transversale des charges par les traverses et le ballast - Voie en dévers (l'effet de l'excentricité des charges verticales n'est pas figuré)

(4) Sur les ponts avec voie ballastée en dévers et traverses monobloc, avec un ballast compacté uniquement sous les rails, ou voie ballastée en dévers et traverses bi-bloc, il convient de modifier la Figure 6.8 pour tenir compte de la répartition transversale des charges sous chaque rail comme indiqué dans la Figure 6.7.

(5) Il convient de préciser la répartition transversale applicable.

NOTE Le projet individuel peut spécifier la répartition transversale applicable

6.3.6.4 Charges verticales équivalentes pour les remblais et pour les poussées des terres

(1) Pour les effets globaux, le chargement vertical caractéristique équivalent pour les remblais sous voie ou à proximité de la voie, dû au trafic ferroviaire, peut être pris comme le modèle de charge approprié (LM71 – ou charge verticale classifiée selon 6.3.2(3) le cas échéant – et SW/2 le cas échéant) uniformément réparti sur une largeur de 3,00 m à un niveau de 0,70 m sous la surface de roulement de la voie.

(2) Aucun coefficient dynamique ni aucune majoration ne sont à appliquer à la charge uniformément répartie ci-dessus.

(3) Pour le calcul des éléments locaux proches de la voie (murs garde-ballast, par exemple), il convient de procéder à un calcul spécifique en tenant compte du chargement local maximal de l'élément (verticalement, longitudinalement et transversalement) engendré par les actions du trafic ferroviaire.

6.3.7 Actions pour les passages de service non accessibles au public

NOTE Le projet individuel peut spécifier des exigences de chargement alternatives pour les pistes-piétons, passages de service ou quais etc. non accessibles au public.

(1) Les pistes-piétons non accessibles au public sont celles prévues pour une utilisation exclusive par des personnes autorisées.

(2) Il convient de représenter les charges des piétons et des deux-roues ainsi que les charges d'entretien courantes par une charge uniformément répartie de valeur caractéristique $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$.

(3) Pour le calcul des éléments locaux, il convient de prendre en compte une charge concentrée $Q_k = 2,0 \text{ kN}$ agissant seule et appliquée sur une surface carrée de 200 mm de côté.

(4) Il convient de considérer les forces horizontales exercées par les personnes sur les parapets, les murs de séparation et les barrières comme appartenant aux catégories B ou C1 de l'EN 1991-1-1.

6.4 Effets dynamiques (incluant la résonance)

6.4.1 Introduction

(1) Les contraintes et déformations statiques d'un pont dues aux circulations (et l'accélération du tablier associée) sont augmentées et diminuées par les phénomènes suivants :

- rapidité de mise en charge due à la vitesse de la circulation franchissant l'ouvrage et inertie (impact) de l'ouvrage ;
- passage de charges successives espacées de façon plus ou moins régulière, qui peut exciter la structure et, dans certains cas, créer une résonance (lorsque la fréquence d'excitation, ou un multiple de celle-ci, correspond à la fréquence propre de l'ouvrage ou à un multiple de la fréquence propre, il y a un risque que les vibrations induites par la succession d'essieux parcourant l'ouvrage ne soient excessives) ;
- variations des charges de roue résultant des imperfections de la voie ou du véhicule (y compris irrégularités des roues).

(2)P Les phénomènes ci-dessus doivent être pris en compte pour déterminer les effets (contraintes, déformations, accélération du tablier etc.) des actions du trafic ferroviaire.

6.4.2 Facteurs influençant le comportement dynamique

(1) Les principaux facteurs influençant le comportement dynamique sont les suivants :

- i) vitesse de franchissement du pont ;
- ii) portée L de l'élément et longueur de la ligne d'influence de la flèche de l'élément considéré ;
- iii) masse de l'ouvrage ;
- iv) fréquences propres de l'ensemble de l'ouvrage et des éléments significatifs de celui-ci et modes propres associés le long du tracé de la voie ;
- v) nombre, espacements et charges d'essieux ;
- vi) amortissement de l'ouvrage ;
- vii) irrégularités verticales de la voie ;

- viii) masse suspendue/masse non suspendue et caractéristiques de suspension du véhicule ;
- ix) présence, à espacements réguliers, d'appuis de la dalle et/ou de la voie (pièces de ponts, traverses etc.) ;
- x) imperfections des véhicules (méplats et roues déformées, défauts de suspension etc.) ;
- xi) caractéristiques dynamiques de la voie (ballast, traverses, composants de la voie etc.).

Ces facteurs sont pris en compte en 6.4.4 à 6.4.6.

NOTE Aucune limite de déformation particulière n'est définie pour éviter la résonance et les effets excessifs des vibrations. Voir l'EN 1990, A2 pour les critères concernant les déformations vis-à-vis de la sécurité des circulations, du confort des passagers etc.

6.4.3 Règles générales de dimensionnement

(1)P Une analyse statique doit être réalisée avec les modèles de charge définis en 6.3 (LM71 et, lorsque cela est nécessaire, SW/0 et SW/2). Les résultats doivent être multipliés par le coefficient dynamique ϕ défini en 6.4.5 (et si nécessaire, le coefficient α tel que défini en 6.3.2).

(2) Les critères permettant de déterminer si une analyse dynamique est nécessaire ou non sont donnés en 6.4.4.

(3)P Lorsqu'une analyse dynamique est requise :

- les cas de charge additionnels pour l'analyse dynamique doivent être conformes à 6.4.6.1.2 ;
- l'accélération de pointe maximale du tablier doit être vérifiée conformément à 6.4.6.5 ;
- les résultats de l'analyse dynamique doivent être comparés aux résultats de l'analyse statique, multipliés par le coefficient dynamique ϕ défini en 6.4.5 (et si nécessaire, multipliés par le coefficient α , conformément à 6.3.2). Les valeurs les plus défavorables des effets des actions doivent être utilisées pour le calcul du pont selon 6.4.6.5 ;
- une vérification doit être effectuée comme indiqué en 6.4.6.6 de manière à assurer que la charge de fatigue additionnelle aux grandes vitesses et à la résonance est couverte par la considération des contraintes dérivées des résultats de l'analyse statique multipliés par le coefficient dynamique ϕ .

(4) Il convient de calculer tous les ponts pour lesquels la vitesse maximale de ligne au point considéré est supérieure à 200 km/h ou qui nécessitent une analyse dynamique, pour les valeurs caractéristiques du modèle de charge 71 (et, si nécessaire, le modèle de charge SW/0) ou pour les charges verticales classifiées, avec $\alpha \geq 1$, comme indiqué en 6.3.2.

(5) Dans le cas des trains de voyageurs, la prise en compte des effets dynamiques, comme indiqué en 6.4.4 à 6.4.6, est valable pour des vitesses maximales autorisées du véhicule allant jusqu'à 350 km/h.

6.4.4 Nécessité d'une analyse statique ou d'une analyse dynamique

(1) La Figure 6.9 fait apparaître les critères permettant de déterminer là où une analyse statique ou dynamique est requise.

NOTE L'Annexe Nationale peut spécifier des critères alternatifs. L'utilisation du logigramme de la Figure 6.9 est recommandée.

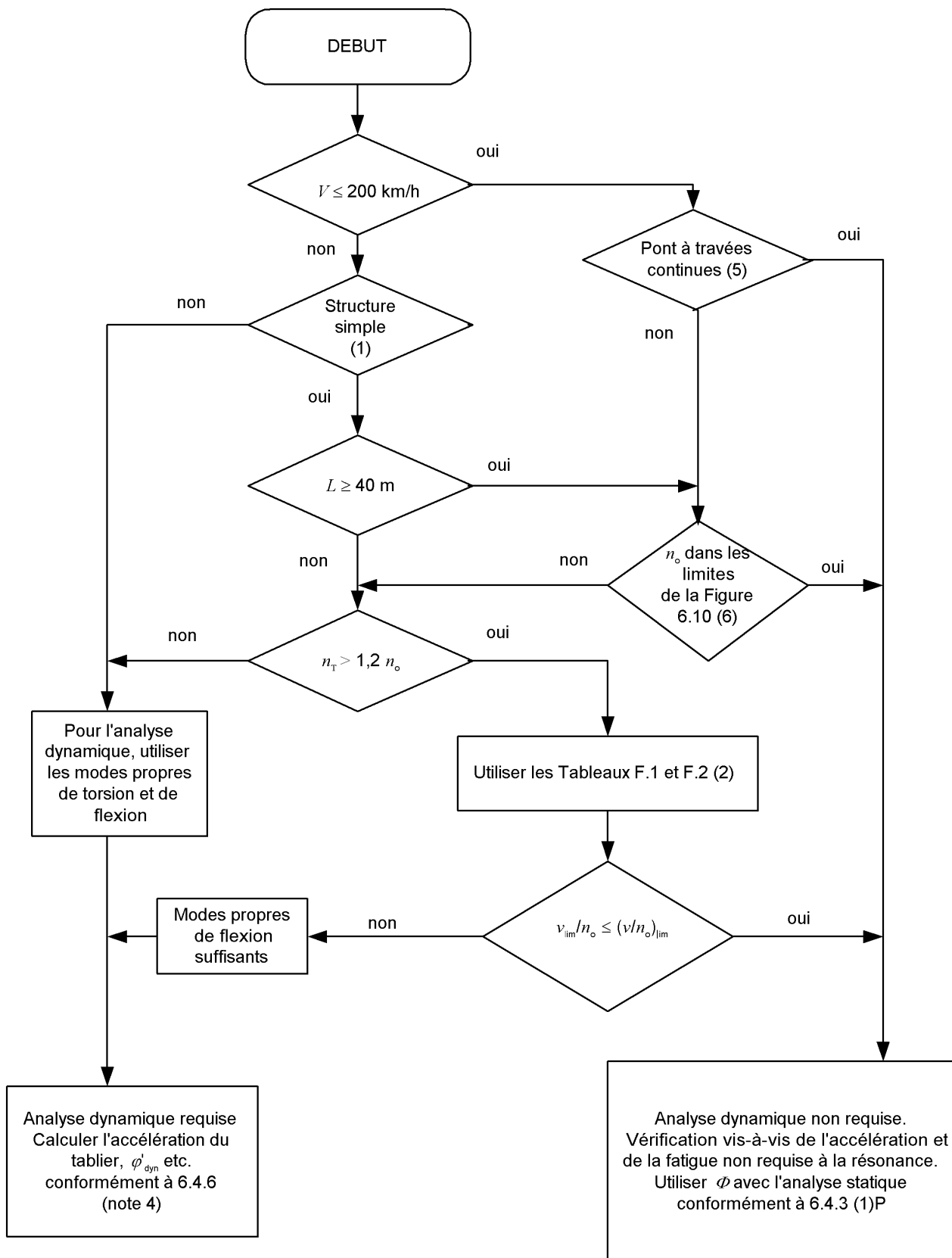


Figure 6.9 - Organigramme permettant de déterminer si une analyse dynamique est requise ou non

où

- V vitesse maximale de ligne au point considéré [km/h] ;
- L portée [m] ;
- n_0 première fréquence propre de flexion du pont sous actions permanentes [Hz] ;
- n_T première fréquence propre de torsion du pont sous actions permanentes [Hz] ;
- v vitesse maximale nominale (m/s) ;
- $(v/n_0)_{\text{lim}}$ donné à l'Annexe F.

NOTE 1 Valable pour les ponts sur appuis simples dont le comportement est assimilable à celui d'une poutre droite (sens longitudinal) ou d'une simple plaque, sur appuis fixes, avec effets de biais négligeables.

NOTE 2 Pour les Tableaux F.1 et F.2 et les limites de validité associées, voir l'Annexe F.

NOTE 3 Une analyse dynamique est requise lorsque la vitesse d'exploitation fréquente d'un train réel est égale à la vitesse de résonance de l'ouvrage. Voir 6.4.6.6 et Annexe F.

NOTE 4 φ'_{dyn} , majoration dynamique dans le cas des trains réels, est donnée en 6.4.6.5(3).

NOTE 5 Valable sous réserve que le pont satisfasse aux exigences de résistance et de déformation limite données dans l'EN 1990, A2.4.4 ainsi qu'aux exigences d'accélération maximale des voitures (ou de déformations limites associées) correspondant à un très bon niveau de confort pour les passagers, telles qu'elles apparaissent dans l'EN 1990, A2.

NOTE 6 Une analyse dynamique n'est pas nécessaire dans le cas des ponts dont la première fréquence propre n_0 est dans les limites de la Figure 6.10 et pour lesquels la vitesse maximale de ligne au point considéré ne dépasse pas 200 km/h.

NOTE 7 Une analyse dynamique est nécessaire dans le cas des ponts dont la première fréquence propre n_0 dépasse la limite supérieure (1) de la Figure 6.10. Voir également 6.4.6.1.1(7).

La limite supérieure de n_o est liée aux majorations dynamiques dues aux irrégularités de la voie ; elle est donnée par :

$$n_o = 94,76L^{-0,748} \quad (6.1)$$

La limite inférieure de n_o est liée à des critères d'impact dynamique ; elle est donnée par :

$$n_o = 80/L$$

pour $4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m}$

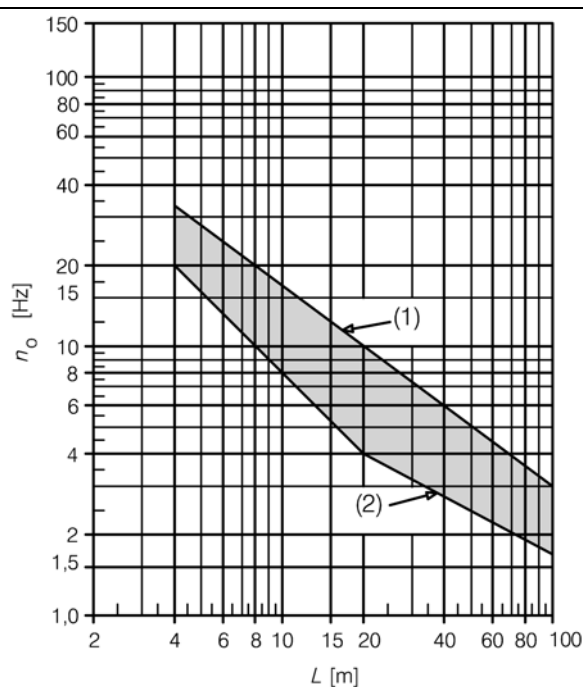
$$n_o = 23,58L^{-0,592}$$

pour $20 \text{ m} < L \leq 100 \text{ m}$ (6.2)

où

n_o première fréquence propre du pont, tenant compte de la masse, sous actions permanentes ;

L portée dans le cas des ponts sur appuis simples ou L_Φ dans les autres cas.



Légende

- (1) Limite supérieure de la fréquence propre
- (2) Limite inférieure de la fréquence propre

Figure 6.10 - Limites de la fréquence propre n_o [Hz] du pont en fonction de L [m]

NOTE 8 Dans le cas d'un pont sur appuis simples soumis à la flexion uniquement, la fréquence propre peut être estimée à l'aide de la formule suivante :

$$n_o \left[\text{Hz} \right] = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_o}} \quad (6.3)$$

avec

δ_o flèche à mi-portée résultant des actions permanentes [mm], calculée avec le module instantané pour les ponts en béton, pour une période de chargement adaptée à la fréquence propre du pont.

6.4.5 Coefficient dynamique Φ (Φ_2 , Φ_3)

6.4.5.1 Domaine d'application

(1) Le coefficient dynamique Φ tient compte de l'amplification dynamique des contraintes et des effets des vibrations de l'ouvrage mais pas des effets de résonance.

(2)P Lorsque les critères spécifiés en 6.4.4 ne sont pas satisfaits, il y a risque de résonance ou de vibrations excessives du pont (avec le risque d'accélération excessives du tablier conduisant à l'instabilité du ballast, de déformations et de contraintes excessives etc.). Dans ces cas, une analyse dynamique doit être effectuée afin de calculer les effets de l'impact et de la résonance.

NOTE Les méthodes quasi-statiques qui utilisent les effets statiques des actions multipliés par le coefficient dynamique ϕ défini en 6.4.5 sont incapables de prédire les effets de la résonance engendrés par les trains à grande vitesse. Des techniques d'analyse dynamique tenant compte de la variabilité temporelle du chargement du modèle HSLM (à grande vitesse) et des trains réels (résolution des équations du mouvement, par exemple) sont nécessaires pour prédire les effets dynamiques à la résonance.

(3) Il convient de ne procéder à aucune réduction du coefficient dynamique ϕ dans le cas d'ouvrages supportant plusieurs voies.

6.4.5.2 Définition du coefficient dynamique ϕ

(1)P Le coefficient dynamique ϕ , qui majore les effets statiques dus aux modèles de charge 71, SW/0 et SW/2, doit être pris égal à ϕ_2 ou à ϕ_3 .

(2) Généralement, le coefficient dynamique ϕ est pris égal à ϕ_2 ou à ϕ_3 en fonction de la qualité de l'entretien de la voie, comme indiqué ci-après :

(a) pour une voie soigneusement entretenue :

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 \quad (6.4)$$

avec : $1,00 \leq \phi_2 \leq 1,67$

(b) pour une voie normalement entretenue :

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 \quad (6.5)$$

avec : $1,00 \leq \phi_3 \leq 2,0$

où

L_ϕ longueur "déterminante" (longueur associée à ϕ) définie au Tableau 6.2 [m].

NOTE Les coefficients dynamiques ont été établis pour des poutres sur appuis simples. La longueur L_ϕ permet d'utiliser ces coefficients pour d'autres éléments structuraux avec d'autres conditions d'appui.

(3)P Si aucun coefficient dynamique n'est spécifié, le coefficient à retenir est ϕ_3 .

NOTE Le coefficient dynamique à retenir peut être spécifié dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

(4)P Le coefficient dynamique ϕ ne doit pas être utilisé avec :

— le chargement dû aux trains réels ;

- le chargement dû aux trains-types "fatigue" (Annexe D) ;
- le modèle de charge HSLM (6.4.6.1.1(2)) ;
- le modèle de charge "train à vide" (6.3.4).

6.4.5.3 Longueur déterminante L_{Φ}

(1) Les longueurs déterminantes L_{Φ} à utiliser sont données dans le Tableau 6.2 ci-dessous.

NOTE Des valeurs alternatives de L_{Φ} peuvent être spécifiées dans l'Annexe Nationale. Les valeurs du Tableau 6.2 sont recommandées.

(2) Lorsque aucune valeur de L_{Φ} n'est spécifiée dans le Tableau 6.2, il convient de prendre pour la longueur déterminante la longueur de la ligne d'influence de la flèche de l'élément considéré, ou il convient de spécifier des valeurs alternatives.

NOTE Le projet individuel peut spécifier des valeurs alternatives.

(3) Lorsque, dans un élément structural, la contrainte résultante dépend de plusieurs effets, chacun d'entre eux se rapportant à un comportement structural distinct, il convient de calculer chaque effet en utilisant la longueur déterminante appropriée.

Tableau 6.2 - Longueurs déterminantes L_{Φ}

Cas	Élément structural	Longueur déterminante L_{Φ}
Tablier métallique : Tablier avec platelage et lit de ballast (dalle orthotrope) (pour contraintes locales et contraintes transversales)		
1.1	Tablier avec pièces de pont et nervures longitudinales continues : Tôle de platelage (pour les deux directions)	3 fois l'espacement des pièces de pont
1.2	Nervures longitudinales continues (y compris les petits porte-à-faux jusqu'à 0,50 m) ^a	3 fois l'espacement des pièces de pont
1.3	Pièces de pont courantes	2 fois la longueur de la pièce de pont
1.4	Pièces de pont d'extrémité	3,6 m ^b
2.1	Tablier avec pièces de pont seulement : Tôle de platelage (pour les deux directions)	2 fois l'espacement des pièces de pont + 3 m
2.2	Pièces de pont courantes	2 fois l'espacement des pièces de pont + 3 m
2.3	Pièces de pont d'extrémité	3,6 m ^b
Réseau de poutres métalliques : Tablier sans platelage, à pose de voie directe ^b (pour contraintes locales et contraintes transversales)		
3.1	Longerons : — comme éléments d'un réseau continu de poutres croisées ; — comme poutres sur appuis simples.	3 fois l'espacement des pièces de pont Espacement des pièces de pont + 3 m
3.2	Porte-à-faux des longerons ^a	3,6 m
3.3	Pièces de pont (en tant qu'éléments d'un réseau de poutres croisées constitué de pièces de pont et de longerons continus)	2 fois la longueur de la pièce de pont
3.4	Pièces de pont d'extrémité	3,6 m ^b
^a En général, tous les encorbellements dépassant 0,50 m et supportant des actions du trafic ferroviaire nécessitent une étude particulière comme indiqué en 6.4.6, faisant intervenir les charges convenues avec l'autorité compétente spécifiée dans l'Annexe Nationale. ^b Il est recommandé d'appliquer ϕ_3		

Tableau 6.2 (suite)

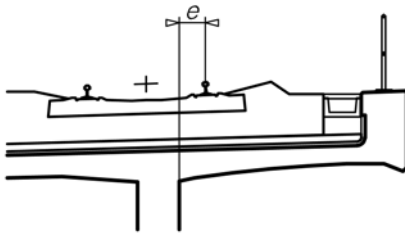
Cas	Élément structural	Longueur déterminante L_Φ
Tablier en béton avec lit de ballast (pour contraintes locales et contraintes transversales)		
4.1	Hourdis des poutres-caissons ou hourdis sur poutres principales : — portée perpendiculaire aux poutres principales ; — portée dans le sens longitudinal ; — pièces de pont courantes ; — encorbellements transversaux supportant des charges ferroviaires.	3 fois la portée du hourdis 3 fois la portée du hourdis 2 fois la longueur de la pièce de pont  — $e \leq 0,5 \text{ m}$: 3 fois la distance entre âmes — $e > 0,5 \text{ m}$: ^a Figure 6.11 - Encorbellement transversal supportant des charges ferroviaires
4.2	Hourdis continu sur entretoises (dans le sens des poutres principales)	2 fois l'espacement des entretoises
4.3	Dalle pour ponts à poutres latérales et ponts à augets : — portée perpendiculaire aux poutres principales ; — portée dans le sens longitudinal.	2 fois la portée de la dalle + 3 m 2 fois la portée de la dalle
4.4	Tablier à poutrelles métalliques enrobées, reposant sur les ailes des poutres latérales	2 fois la longueur déterminante dans le sens longitudinal
4.5	Encorbellements longitudinaux de la dalle	— $e \leq 0,5 \text{ m}$: 3,6m ^b — $e > 0,5 \text{ m}$: ^a
4.6	Pièces de pont d'extrémité	3,6m ^b
^a En général, tous les encorbellements dépassant 0,50 m et supportant des actions du trafic ferroviaire nécessitent une étude particulière comme indiqué en 6.4.6, faisant intervenir les charges convenues avec l'autorité compétente spécifiée dans l'Annexe Nationale. ^b Il est recommandé d'appliquer ϕ_3.		
NOTE Pour les cas 1.1 à 4.6 inclus, L_Φ est limité à la longueur déterminante des poutres principales.		

Tableau 6.2 (fin)

Cas	Élément structural	Longueur déterminante L_Φ								
Poutres principales										
5.1	Poutres et dalles sur appuis simples (y compris poutrelles métalliques enrobées)	Portée dans la direction des poutres principales								
5.2	Poutres et dalles continues sur n travées avec $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + .. + L_n) \qquad (6.6)$	$L_\Phi = k \times L_m, \qquad (6.7)$ au minimum pris égal à $\max L_i \ (i = 1, ..., n)$ <table><tr><td>$n = 2$</td><td>3</td><td>4</td><td>≥ 5</td></tr><tr><td>$k = 1,2$</td><td>$1,3$</td><td>$1,4$</td><td>$1,5$</td></tr></table>	$n = 2$	3	4	≥ 5	$k = 1,2$	$1,3$	$1,4$	$1,5$
$n = 2$	3	4	≥ 5							
$k = 1,2$	$1,3$	$1,4$	$1,5$							
5.3	Ponts-portiques et cadres fermés ou caissons : — à une seule travée — à plusieurs travées	Les considérer comme une poutre continue à trois travées (utiliser 5.2 avec les longueurs verticales et horizontales des éléments du cadre ou du tube) Les considérer comme une poutre continue à plusieurs travées (utiliser 5.2 avec longueurs des éléments verticaux d'extrémité et des éléments horizontaux)								
5.4	Voûtes, arcs, tirants des ponts bow-string	demi-portée								
5.5	Séries de voûtes pleines avec tympan retenant le remblai	deux fois l'ouverture libre								
5.6	Suspentes (reliées aux poutres de rigidité)	4 fois l'espacement longitudinal des suspentes								
Appuis structuraux										
6	Poteaux, chevêtres, appareils d'appui, appareils d'appui anti-soulèvement, ancrages ainsi que pour le calcul des pressions de contact sous les appareils d'appui.	Longueur déterminante des éléments supportés								

6.4.5.4 Effets dynamiques réduits

(1) Dans le cas des ponts voûtés et des ponts en béton de tous types avec une épaisseur de couverture supérieure à 1,00 m, Φ_2 et Φ_3 peuvent être réduits comme suit :

$$red \Phi_{2,3} = \Phi_{2,3} - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0 \quad (6.8)$$

où

h épaisseur de la couverture incluant le ballast depuis le niveau supérieur du tablier jusqu'au niveau supérieur de la traverse (pour les ponts voûtés, depuis le sommet de l'extrados) [m].

(2) Les effets des actions du trafic ferroviaire sur les poteaux présentant un élancement (longueur de flambement/rayon de giration) < 30 , les culées, les fondations, les murs de soutènement, de même que les pressions au sol, peuvent être calculés sans tenir compte des effets dynamiques.

6.4.6 Exigences relatives à l'analyse dynamique

6.4.6.1 Charges et combinaisons de charges

6.4.6.1.1 Charges

(1)P L'analyse dynamique doit être effectuée en utilisant les valeurs caractéristiques des charges des trains réels spécifiées. Le choix des trains réels doit prendre en compte chacune des compositions de train autorisées ou envisagées pour chaque type de train à grande vitesse admis à, ou prévu pour, circuler sur l'ouvrage à des vitesses supérieures à 200 km/h.

NOTE 1 Le projet individuel peut spécifier les valeurs caractéristiques des charges d'essieu ainsi que leur espacement pour chaque configuration de chaque train réel.

NOTE 2 Voir également 6.4.6.1.1(7) pour ce qui concerne le chargement dans le cas d'une analyse dynamique pour une vitesse maximale de ligne inférieure à 200 km/h au point considéré.

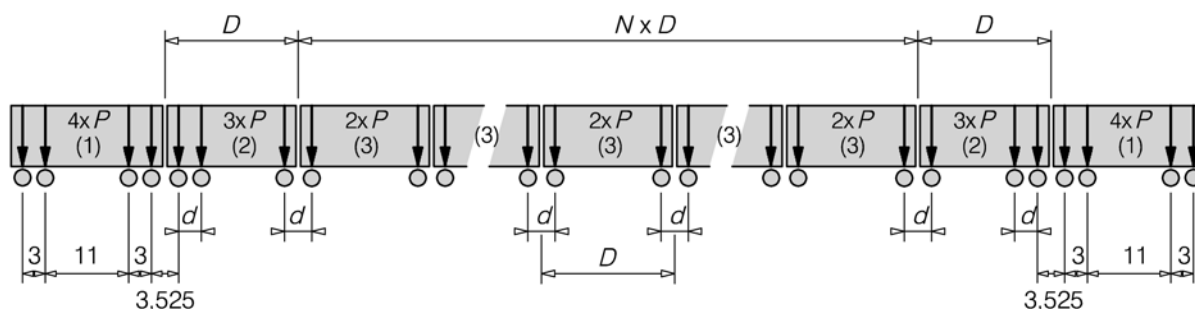
(2)P L'analyse dynamique doit également être effectuée à l'aide du modèle de charge HSLM sur les ponts conçus pour des lignes internationales lorsque des critères européens d'interopérabilité à grande vitesse sont applicables.

NOTE Le projet individuel peut spécifier les cas où le modèle de charges HSLM doit être utilisé.

(3) Le modèle de charge HSLM est constitué de deux trains représentatifs avec des longueurs de voiture variables, HSLM-A et HSLM-B.

NOTE HSLM-A et HSLM-B ensemble représentent les effets dynamiques des charges dues aux trains de voyageurs à grande vitesse (trains classiques, à articulation intercaisse ou à essieux régulièrement espacés), conformes aux exigences des Spécifications Techniques Européennes d'Interopérabilité données en E.1.

(4) Le modèle de charge HSLM-A est défini sur la Figure 6.12 et dans le Tableau 6.3 :



Légende

- (1) Motrice (motrice de tête et motrice de queue identiques)
- (2) Voiture d'extrémité (voiture de tête et voiture de queue identiques)
- (3) Voiture intermédiaire

Figure 6.12 - HSLM-A

Tableau 6.3 - HSLM-A

Train représentatif	Nombre de voitures intermédiaires <i>N</i>	Longueur des voitures <i>D</i> [m]	Distance entre axes des essieux d'un bogie <i>d</i> [m]	Force ponctuelle <i>P</i> [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

(5) Le modèle HSLM-B comporte *N* forces ponctuelles de 170 kN espacées régulièrement d'une distance *d* [m], *N* et *d* étant définis sur les Figures 6.13 et 6.14.

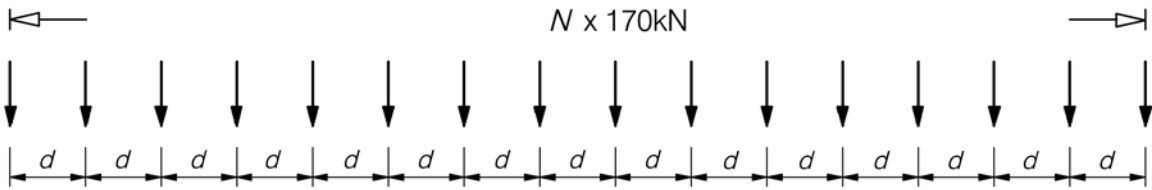


Figure 6.13 - HSLM-B

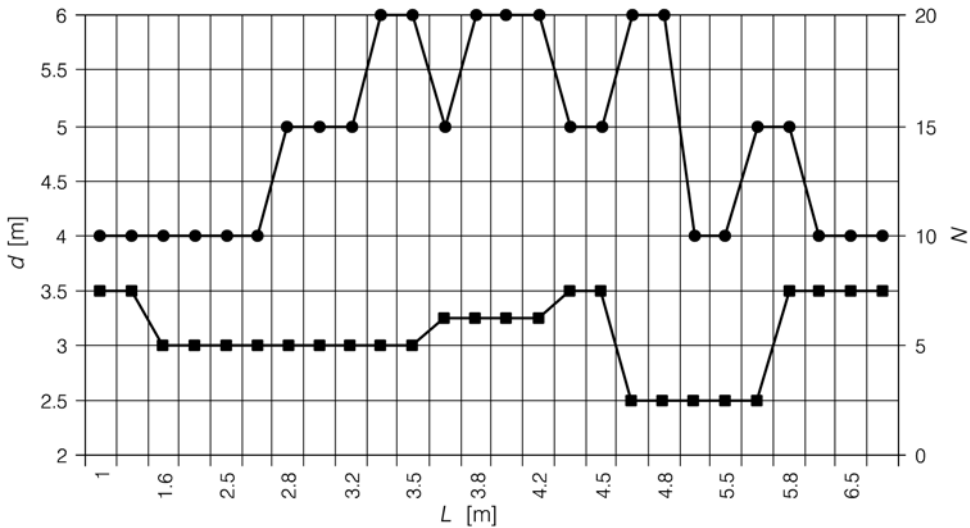


Figure 6.14 - HSLM-B

où

L portée [m]

(6) Il convient d'appliquer soit le modèle HSLM-A, soit le modèle HSLM-B, en fonction des critères du Tableau 6.4 :

Tableau 6.4 - Application des modèles de charge HSLM-A et HSLM-B

Configuration de la structure	Portée	
	$L < 7\text{m}$	$L \geq 7\text{m}$
Travée sur appuis simples ^a	HSLM-B ^b	HSLM-A ^c
Ouvrage continu ^a ou Ouvrage complexe ^e	HSLM-A Trains A1 à A10 compris ^d	HSLM-A Trains A1 à A10 compris ^d
^a Valable pour les ponts dont le comportement est assimilable à celui d'une poutre droite (sens longitudinal) ou d'une simple plaque, sur appuis fixes, avec effets de biais négligeables. ^b Pour les travées sur appui simples d'une portée inférieure à 7 m, l'analyse peut se faire en utilisant un train représentatif critique unique du modèle HSLM-B, tel qu'indiqué en 6.4.6.1.1(5). ^c Pour les travées sur appuis simples d'une portée supérieure ou égale à 7 m, l'analyse dynamique peut se faire en utilisant un train représentatif critique unique du modèle HSLM-A, comme indiqué à l'annexe E (ou bien on peut utiliser les trains représentatifs A1 à A10 inclus). ^d Il convient d'utiliser tous les trains A1 à A10 pour le calcul. ^e Tout ouvrage ne satisfaisant pas les critères de la Note a ci-dessus. Par exemple : ouvrage biais, ouvrage avec comportement en torsion significatif, ouvrage à poutres latérales avec modes de vibration du tablier et des poutres principales significatifs etc. De plus, il convient d'utiliser également HSLM-B pour les structures complexes avec modes de vibrations du tablier significatifs (ouvrages à poutres latérales à tabliers minces, par exemple).		
NOTE L'Annexe Nationale ou le projet individuel peut spécifier des exigences complémentaires concernant l'application des modèles HSLM-A et HSLM-B aux ouvrages continus et aux ouvrages complexes.		

(7) Lorsque les limites de fréquence de la Figure 6.10 ne sont pas respectées et que la vitesse maximale de ligne au point considéré est ≤ 200 km/h, il convient de procéder à une analyse dynamique tenant compte des comportements identifiés en 6.4.2 et de considérer :

- les trains-types 1 à 12 donnés à l'Annexe D ;
- les trains réels spécifiés.

NOTE Le chargement et la méthodologie d'analyse peuvent être spécifiés pour le projet individuel et il convient d'obtenir l'accord de l'autorité compétente spécifiée dans l'Annexe Nationale.

6.4.6.1.2 Combinaisons de charges et coefficients partiels pour les charges

(1) Pour l'analyse dynamique, il convient d'utiliser les valeurs nominales du poids volumique pour le calcul de la masse associée au poids propre et aux charges amovibles (ballast etc.).

(2)P L'analyse dynamique doit être effectuée en utilisant les charges indiquées en 6.4.6.1.1(1) et (2) et, le cas échéant, 6.4.6.1.1(7).

(3) Pour l'analyse dynamique de la structure uniquement, il convient de charger l'une quelconque des voies de l'ouvrage (la plus défavorable) et une seule conformément au Tableau 6.5.

Tableau 6.5 - Résumé des cas de charge additionnels à prendre en compte en fonction du nombre de voies sur le pont

Nombre de voies sur le pont	Voie chargée	Chargement pour l'analyse dynamique
1	une	Chaque train réel et modèle de charge HSLM (le cas échéant) circulant dans la (les) direction(s) autorisée(s).
2 (Trains circulant normalement dans des directions opposées) ^a	l'une des voies	Chaque train réel et modèle de charge HSLM (le cas échéant) circulant dans la (les) direction(s) autorisée(s).
	l'autre voie	Aucun
^a Pour les ponts supportant 2 voies avec des trains circulant normalement dans la même direction ou supportant 3 voies ou plus, avec une vitesse maximale de ligne au point considéré supérieure à 200 km/h, il convient de s'entendre, pour le chargement, avec l'autorité compétente spécifiée dans l'Annexe Nationale.		

(4) Lorsque les effets des charges résultant de l'analyse dynamique dépassent les effets du modèle de charge 71 (et du modèle de charge SW/0 pour les ouvrages continus) appliqué conformément à 6.4.6.5(3) sur l'une quelconque des voies, il convient de combiner les effets des charges résultant de l'analyse dynamique avec :

- les effets des forces horizontales sur la voie soumise au chargement dans l'analyse dynamique ;
- les effets des charges horizontales et verticales sur l'autre (les autres) voie(s), conformément aux exigences du paragraphe 6.8.1 et du Tableau 6.11.

(5)P Lorsque les effets des charges résultant de l'analyse dynamique dépassent les effets du modèle de charge 71 (et du modèle de charge SW/0 pour les ouvrages continus) appliqué conformément à 6.4.6.5(3), les effets dynamiques des charges ferroviaires ainsi déterminés (moments fléchissants, efforts tranchants, déformations etc., à l'exception de l'accélération) doivent être majorés par les coefficients partiels donnés en A2 de l'EN 1990.

(6)P Les coefficients partiels ne doivent pas être appliqués aux charges du 6.4.6.1.1 pour la détermination des accélérations du tablier. Les valeurs de l'accélération obtenues par le calcul doivent être comparées directement aux valeurs de calcul du 6.4.6.5.

(7) En ce qui concerne la fatigue, il convient de concevoir les ponts en tenant compte des effets de fatigue additionnels se produisant à la résonance et résultant du chargement indiqué en 6.4.6.1.1, appliqué sur l'une quelconque des voies. Voir 6.4.6.6.

6.4.6.2 Vitesses à prendre en considération

(1)P Pour chaque train réel et chaque modèle de charge HSLM, on doit considérer une série de vitesses jusqu'à la vitesse maximale de calcul, qui sera généralement égale à $1,2 \times$ vitesse maximale de ligne au point considéré.

Il convient de spécifier la vitesse maximale de ligne au point considéré.

NOTE 1 Le projet individuel peut spécifier la vitesse maximale de ligne au point considéré.

NOTE 2 Lorsque cela est spécifié pour le projet individuel, une vitesse réduite peut être utilisée pour les trains réels individuels, vérifiés à $1,2 \times$ leur vitesse maximale autorisée du véhicule.

NOTE 3 Il est recommandé de majorer la vitesse maximale de ligne au point considéré pour le projet individuel afin de tenir compte des modifications potentielles de l'infrastructure et du futur matériel roulant.

NOTE 4 La réponse des ouvrages peut présenter des pics importants dus aux effets de résonance. Lorsque la probabilité d'excès de vitesse existe (avec dépassement soit de la vitesse maximale autorisée du véhicule soit de la vitesse maximale de ligne au point considéré, actuelle ou future), on recommande de définir un facteur supplémentaire pour le projet individuel, permettant de majorer la vitesse maximale de calcul utilisée dans l'analyse dynamique.

NOTE 5 Il est recommandé de spécifier des exigences complémentaires pour vérifier et rendre compatibles les ouvrages situés sur un tronçon de ligne où sont prévus des essais de commissionnement de trains réels (exigences à préciser dans le projet individuel). Il convient alors d'adopter, pour le train réel, une vitesse maximale de calcul au moins égale à 1,2 x la vitesse maximale de commissionnement. Des calculs sont nécessaires afin de démontrer que les considérations de sécurité (accélération maximale du tablier, sollicitations maximales etc.) sont satisfaisantes pour les ouvrages, pour des vitesses supérieures à 200 km/h. Il n'est par contre pas nécessaire de vérifier les critères de fatigue de l'ouvrage et de confort des voyageurs à 1,2 x la vitesse maximale de commissionnement.

(2) Il convient d'effectuer des calculs pour une série de vitesses allant de 40 m/s jusqu'à la vitesse maximale de calcul définie en 6.4.6.2(1), en resserrant les incréments à proximité des vitesses de résonance.

Pour les ponts sur appuis simples pouvant être modélisés par une poutre droite, les vitesses de résonance peuvent être estimées à l'aide de l'équation 6.9.

$$v_i = n_0 \lambda_i \quad (6.9)$$

et

$$40 \text{ m/s} \leq v_i \leq \text{vitesse maximale de calcul}, \quad (6.10)$$

où

v_i vitesse de résonance [m/sec] ;

n_0 première fréquence propre de l'ouvrage non chargé ;

λ_i longueur d'onde fondamentale de l'excitation, qui peut être estimée par :

$$\lambda_i = \frac{d}{i} \quad (6.11)$$

d espacement régulier entre groupes d'essieux ;

$i = 1, 2, 3 \text{ ou } 4$.

6.4.6.3 Paramètres des ponts

6.4.6.3.1 Amortissement structural

(1) Le pic de réponse d'un ouvrage à des vitesses de circulation correspondant au chargement de résonance dépend fortement de l'amortissement.

(2) Seules des estimations basses de l'amortissement doivent être utilisées.

(3) Pour l'analyse dynamique, il convient d'utiliser les valeurs suivantes :

Tableau 6.6 – Valeurs d'amortissement à prendre en compte pour le calcul

Type de pont	ζ Limite inférieure du coefficient d'amortissement critique [%]	
	Portée $L < 20\text{m}$	Portée $L \geq 20\text{m}$
Métallique et mixte	$\zeta = 0,5 + 0,125 (20 - L)$	$\zeta = 0,5$
Béton précontraint	$\zeta = 1,0 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,0$
Poutrelles enrobées et béton armé	$\zeta = 1,5 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,5$

NOTE D'autres limites inférieures, situées du côté de la sécurité, peuvent être utilisées, sous réserve de l'accord de l'autorité compétente spécifiée dans l'Annexe Nationale.

6.4.6.3.2 Masse du pont

(1) Des valeurs maximales des effets dynamiques sont susceptibles d'apparaître aux pics de résonance lorsqu'il y a coïncidence entre un multiple de la fréquence du chargement et une fréquence propre de l'ouvrage, et toute sous-estimation de la masse surestimera cette dernière ainsi que les vitesses de circulation auxquelles la résonance se produit.

A la résonance, l'accélération maximale de l'ouvrage est inversement proportionnelle à sa masse.

(2)P Deux cas spécifiques sont à considérer en ce qui concerne la masse de l'ouvrage, ballast et voies compris :

- estimation basse de la masse, pour prédire les accélérations maximales du tablier - obtenue en utilisant la valeur minimale probable du poids volumique sec du ballast propre ainsi que l'épaisseur minimale de ce dernier ;
- estimation haute de la masse, pour prédire les vitesses les plus basses pour lesquelles il y a probabilité de résonance - obtenue en utilisant le poids volumique saturé maximal du ballast pollué, en tenant compte des futurs relèvements de voies.

NOTE La masse volumique minimale du ballast peut être prise égale à 1700 kg/m^3 . D'autres valeurs peuvent être spécifiées pour le projet individuel.

(3) En l'absence de données d'essai spécifiques, il convient de retenir pour le poids volumique des matériaux les valeurs de l'EN 1991-1-1.

NOTE Compte tenu du grand nombre de paramètres pouvant affecter la masse volumique du béton, il n'est pas possible de prédire des valeurs majorées de celle-ci avec une précision suffisante pour prédire la réponse dynamique d'un pont. Des valeurs alternatives de la masse volumique peuvent être utilisées lorsque les résultats sont confirmés par des formulations d'essai et des essais d'échantillons prélevés sur place conformément aux EN 1990 et EN 1992 et à l'ISO 6784, sous réserve de l'accord de l'autorité compétente spécifiée dans l'Annexe Nationale.

6.4.6.3.3 Raideur des ponts

(1) Il est probable que des valeurs maximales des effets dynamiques apparaissent aux pics de résonance, lorsqu'il y a coïncidence entre un multiple de la fréquence du chargement et une fréquence propre de l'ouvrage. Toute surestimation de la raideur du pont surestimera la fréquence propre de l'ouvrage et la vitesse à laquelle se produit la résonance.

(2)P On doit utiliser une estimation basse pour la raideur de l'ouvrage.

(3) La détermination de la raideur de l'ouvrage dans son ensemble et d'éléments de celui-ci peut être effectuée conformément aux EN 1992 à EN 1994.

Les valeurs du module d'Young peuvent être prises des EN 1992 à EN 1994.

Pour une résistance à la compression du béton mesurée sur éprouvette cylindrique $f_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$ (résistance à la compression mesurée sur éprouvette cubique $f_{ck, \text{cube}} \geq 60 \text{ N/mm}^2$), il convient de limiter la valeur du module d'Young statique (E_{cm}) à la valeur correspondant à un béton de résistance $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ ($f_{ck, \text{cube}} = 60 \text{ N/mm}^2$).

NOTE 1 Compte tenu du grand nombre de paramètres pouvant affecter E_{cm} , il n'est pas possible de spécifier des valeurs majorées du module d'Young avec une précision suffisante pour prédire la réponse dynamique d'un pont. Des valeurs majorées de E_{cm} peuvent être utilisées lorsque les résultats sont confirmés par des formulations d'essai et des essais d'échantillons prélevés sur place conformément aux EN 1990 et EN 1992 et à l'ISO 6784, sous réserve de l'accord de l'autorité compétente spécifiée dans l'Annexe Nationale.

NOTE 2 D'autres propriétés des matériaux peuvent être utilisées sous réserve de l'accord de l'autorité compétente spécifiée dans l'Annexe Nationale.

6.4.6.4 Modélisation de l'excitation et du comportement dynamique de l'ouvrage

(1) Les effets dynamiques d'un train réel peuvent être représentés par une série de forces ponctuelles en mouvement. Les effets de l'interaction massique entre le véhicule et l'ouvrage peuvent être négligés.

Il convient de prendre en compte les variations des charges d'essieu et des espacements entre essieux ou groupes d'essieux sur la longueur du train.

(2) Le cas échéant, il convient d'utiliser une méthode d'analyse permettant de prendre en compte les éléments dynamiques suivants de l'ouvrage :

- pour les ouvrages complexes, proximité des fréquences concernées, et modes de vibration associés ;
- interaction entre modes de flexion et de torsion ;
- comportement d'un élément local de tablier (tablier mince et pièces de pont dans le cas de ponts du type à poutres latérales ou à treillis etc) ;
- comportement des dalles dû à l'effet de biais etc.

(3) La représentation de chaque essieu par une force ponctuelle unique tend à surestimer les effets dynamiques pour les longueurs chargées inférieures à 10 m. Dans de tels cas, les effets de la répartition des charges par les rails, les traverses et le ballast peuvent être pris en compte.

Malgré les indications en 6.3.6.2(1), les charges d'essieu individuelles peuvent ne pas être réparties uniformément dans la direction longitudinale.

(4) Pour des portées inférieures à 30 m, les effets dynamiques de l'interaction entre masses de véhicule et de pont tendent à réduire le pic de résonance. Ces effets peuvent être pris en compte :

- en effectuant une analyse dynamique de l'interaction véhicule/ouvrage ;

NOTE Il convient que la méthode employée fasse l'objet d'un accord avec l'autorité compétente spécifiée dans l'Annexe Nationale.

- en augmentant la valeur de l'amortissement pris en compte pour l'ouvrage conformément à la Figure 6.15. Dans le cas des poutres continues, il convient d'utiliser pour $\Delta\xi$ la plus petite des valeurs obtenues pour l'ensemble des portées. L'amortissement total à utiliser est donné par :

$$\xi_{\text{TOTAL}} = \xi + \Delta\xi \quad (6.12)$$

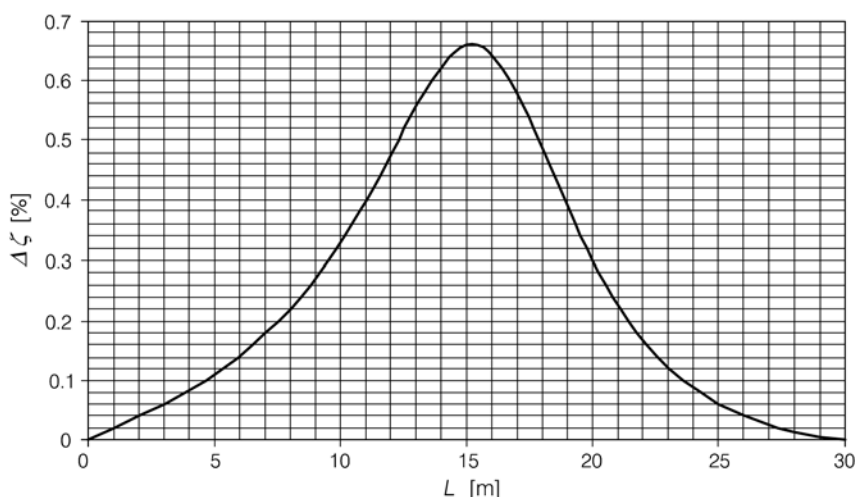


Figure 6.15 – Amortissement supplémentaire $\Delta\xi$ [%] en fonction de la portée L [m]

où

$$\Delta\xi = \frac{0,0187L - 0,00064L^2}{1 - 0,0441L - 0,0044L^2 + 0,000255L^3} [\%] \quad (6.13)$$

ξ limite inférieure du coefficient d'amortissement critique [%] défini en 6.4.6.3.1.

NOTE L'Annexe Nationale peut spécifier des valeurs différentes.

(5) L'augmentation des effets dynamiques calculés (contraintes, déformations, accélérations du tablier, etc.) induite par les défauts de la voie et les imperfections des véhicules peut être estimée en multipliant ces effets par un coefficient :

$(1 + \varphi''/2)$ pour une voie soigneusement entretenue ;

$(1 + \varphi'')$ pour une voie normalement entretenue ;

où

φ'' tel que défini à l'Annexe C ; il convient que φ'' ne soit pas négatif.

NOTE Le coefficient à utiliser peut être spécifié dans l'Annexe Nationale.

(6) Lorsque la fréquence propre du pont ne dépasse pas la limite supérieure de la Figure 6.10, on peut considérer que les facteurs (vii) à (xi) identifiés en 6.4.2 comme influençant les comportements dynamiques sont pris en compte dans Φ , $\varphi''/2$ et φ'' donnés en 6.4 et à l'Annexe C.

6.4.6.5 Vérifications aux états-limites

(1)P Afin d'assurer la sécurité des circulations :

- la vérification de l'accélération de pointe maximale du tablier à la résonance doit être considérée comme une exigence de sécurité des circulations visant à prévenir, à l'état-limite de service, toute instabilité des voies ;

- la majoration dynamique des effets des charges doit être prise en compte en multipliant les charges statiques par le coefficient dynamique ϕ défini en 6.4.5. Si une analyse dynamique est nécessaire, les résultats de l'analyse dynamique doivent être comparés aux résultats de l'analyse statique, majorés par le coefficient ϕ (si nécessaire multipliés par α , comme indiqué en 6.3.2) et les effets les plus défavorables doivent être retenus pour le dimensionnement du pont ;
- si une analyse dynamique est nécessaire, on doit procéder à une vérification comme indiqué en 6.4.6.6 afin d'établir si les charges de fatigue additionnelles se produisant aux vitesses élevées et à la résonance sont couvertes par la considération des contraintes engendrées par $\phi \times \text{LM71}$ (et, le cas échéant, par $\phi \times \text{SW/0}$ pour les ouvrages continus, et par les charges verticales classifiées comme indiqué en 6.3.2(3), si nécessaire). Le dimensionnement doit être effectué pour les charges de fatigue les plus défavorables.

(2)P Les valeurs de calcul de l'accélération de pointe maximale autorisée pour le tablier, calculées le long d'une voie, ne doivent pas dépasser les valeurs recommandées données en A2 de l'EN 1990 (voir A2.4.4.2.1).

(3) Si nécessaire, il convient de procéder à une analyse dynamique afin de déterminer la majoration dynamique :

$$\phi'_{\text{dyn}} = \max \left| y_{\text{dyn}} / y_{\text{stat}} - 1 \right| \quad (6.14)$$

où

y_{dyn} réponse dynamique maximale et y_{stat} réponse statique maximale correspondante en un point quelconque de l'élément de la structure, engendrées par un train réel ou le modèle de charge HSLM.

Pour le calcul du pont, tous les effets des charges de trafic verticales étant pris en compte, il convient de retenir la valeur la plus défavorable parmi les valeurs suivantes :

$$\left(1 + \phi'_{\text{dyn}} + \phi''/2 \right) \times \begin{pmatrix} \text{HSLM} \\ \text{ou} \\ \text{RT} \end{pmatrix} \quad (6.15)$$

ou

$$\phi \times (\text{LM71} + \text{SW/0}) \quad (6.16)$$

où

HSLM	modèle de charge pour les lignes à grande vitesse, défini en 6.4.6.1.1(2) ;
LM71+"SW/0	modèle de charge 71 et, le cas échéant, modèle de charge SW/0 pour les ponts à travées continues (ou charge verticale classifiée comme indiqué en 6.3.2(3), si nécessaire)
RT	chargement dû à tous les trains réels, comme indiqué en 6.4.6.1.1.
$\phi''/2$	augmentation des effets dynamiques de chargement calculés (contraintes, déformations, accélérations du tablier, etc.), résultant des défauts des voies et des imperfections des véhicules, telle qu'indiquée à l'Annexe C pour une voie soigneusement entretenue (utiliser ϕ'' pour une voie normalement entretenue)
ϕ	facteur dynamique tel qu'indiqué en 6.4.5.

6.4.6.6 Vérification supplémentaire vis-à-vis de la fatigue lorsqu'une analyse dynamique est nécessaire

(1)P La vérification de l'ouvrage vis-à-vis de la fatigue doit tenir compte de la variation de contrainte résultant des oscillations d'éléments de l'ouvrage au-delà et en-deçà de la déformation sous charge permanente, dues :

- aux vibrations libres additionnelles entraînées par les chocs des charges d'essieu circulant à grande vitesse ;
- à l'intensité des effets dynamiques des charges d'exploitation à la résonance ;
- aux cycles de contraintes supplémentaires engendrés par les charges dynamiques à la résonance.

(2)P Lorsque la vitesse d'exploitation fréquente d'un train réel sur l'ouvrage est proche d'une vitesse de résonance, le dimensionnement doit tenir compte des charges de fatigue additionnelles dues à la résonance.

NOTE Le projet individuel peut spécifier les charges de fatigue, par exemple les détails utiles, le tonnage annuel associé, la combinaison de trains réels à considérer ainsi que les vitesses d'exploitation fréquentes associées au point considéré à prendre en compte pour le calcul.

(3) Lorsque le pont est dimensionné pour le modèle de charge HSLM, conformément à 6.4.6.1.1(2), il convient de spécifier les charges de fatigue en tenant compte de la meilleure estimation du trafic actuel et futur.

NOTE Le projet individuel peut spécifier les charges de fatigue, par exemple les détails utiles, le tonnage annuel associé, la combinaison de trains réels à considérer ainsi que les vitesses d'exploitation fréquentes associées au point considéré à prendre en compte pour le calcul.

(4) Pour les ouvrages conformes à l'annexe F, la vitesse de résonance peut être estimée à l'aide des équations 6.9 et 6.10.

(5) Pour la vérification à la fatigue, il convient de considérer une série de vitesses allant jusqu'à la vitesse maximale nominale.

NOTE On recommande que le projet individuel spécifie de majorer la vitesse maximale nominale au point considéré afin de tenir compte des modifications potentielles futures de l'infrastructure et du matériel roulant.

6.5 Forces horizontales – Valeurs caractéristiques

6.5.1 Forces centrifuges

(1)P Lorsque la voie est en courbe sur tout ou partie de la longueur d'un pont, la force centrifuge et le dévers de la voie doivent être pris en compte.

(2) Il convient de considérer les forces centrifuges comme agissant horizontalement vers l'extérieur, à une hauteur de 1,80 m au-dessus du plan de roulement (voir Figure 1.1). Pour certains types de trafic, pour les conteneurs sur deux niveaux, par exemple, il convient de spécifier une valeur supérieure pour h_t .

NOTE L'Annexe Nationale ou le projet individuel peut spécifier une valeur supérieure de h_t .

(3)P La force centrifuge doit toujours être combinée avec la charge verticale de trafic. Elle ne doit pas être multipliée par les coefficients dynamiques Φ_2 ou Φ_3 .

NOTE L'effet vertical de la force centrifuge, diminué, le cas échéant, pour tenir compte de l'effet du dévers, est majoré par le coefficient dynamique approprié.

(4)P La valeur caractéristique de la force centrifuge doit être déterminée à l'aide des formules suivantes :

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times Q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \times Q_{vk}) \quad (6.17)$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \times q_{vk}) \quad (6.18)$$

où

Q_{tk}, q_{tk}	valeurs caractéristiques des forces centrifuges [kN, kN/m] ;
Q_{vk}, q_{vk}	valeurs caractéristiques des charges verticales spécifiées en 6.3 (hors majoration pour effets dynamiques) pour les modèles de charge 71, SW/0, SW/2 et "train à vide". Pour le modèle de charge HSLM, il convient de déterminer la valeur caractéristique de la force centrifuge à l'aide du modèle de charge 71 ;
f	coefficient de réduction (voir ci-dessous) ;
v	vitesse maximale, telle qu'indiquée en 6.5.1(5) [m/s] ;
V	vitesse maximale, telle qu'indiquée en 6.5.1(5) [km/h] ;
g	accélération de la pesanteur [9,81 m/s ²] ;
r	rayon de courbure [m].

Dans le cas d'une courbe à rayon de courbure variable, des valeurs moyennes appropriées peuvent être retenues pour r .

(5)P Les calculs doivent être établis en considérant la vitesse maximale de ligne au point considéré. Dans le cas du modèle de charge SW/2, une vitesse maximale alternative peut être admise.

NOTE 1 Le projet individuel peut spécifier les exigences.

NOTE 2 Pour SW/2 une vitesse maximale de 80 km/h peut être utilisée.

NOTE 3 Il est recommandé que le projet individuel spécifie de majorer la vitesse maximale de ligne au point considéré afin de tenir compte des modifications potentielles futures de l'infrastructure et du matériel roulant.

(6)P De plus, pour les ponts situés dans une courbe, les chargements spécifiés en 6.3.2 et en 6.3.3 le cas échéant, doivent également être considérés sans force centrifuge.

(7) Pour le modèle de charge 71 (et, le cas échéant, le modèle de charge SW/0) et une vitesse maximale de ligne au point considéré supérieure à 120 km/h, il convient de considérer les cas suivants :

- a) modèle de charge 71 (et, le cas échéant, modèle de charge SW/0) avec le coefficient dynamique associé et la force centrifuge pour $V = 120$ km/h, conformément aux équations 6.17 et 6.18, avec $f = 1$;
- b) modèle de charge 71 réduit (et, le cas échéant, modèle SW/0) avec le coefficient dynamique associé et la force centrifuge pour la vitesse maximale V spécifiée, conformément aux équations 6.17 et 6.18, la valeur du coefficient de réduction f étant donnée en 6.5.1(8).

(8) Pour le modèle de charge 71 (et, le cas échéant, le modèle SW/0), le coefficient de réduction f est donné par :

$$f = \left[1 - \frac{V - 120}{1000} \left(\frac{814}{V} + 1,75 \right) \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \quad (6.19)$$

et $f \geq 0,35$

où

L_f longueur d'influence de la partie chargée de la voie en courbe sur le pont, la plus défavorable pour le dimensionnement de l'élément structural considéré [m] ;

V vitesse maximale, comme indiqué en 6.5.1(5) ;

$f = 1$ pour $V \leq 120 \text{ km/h}$ ou $L_f \leq 2,88 \text{ m}$;

$f < 1$ pour $120 \text{ km/h} < V \leq 300 \text{ km/h}$)

(voir Tableau 6.7 ou Figure 6.16 ou équation 6.19)) et $L_f > 2,88 \text{ m}$

$f_{(V)} = f_{(300)}$ pour $V > 300 \text{ km/h}$.)

Pour les modèles de charge SW/2 et "train à vide", il convient de retenir une valeur du coefficient de réduction f égale à 1,0.

Tableau 6.7 – Coefficient *f* pour les modèles de charge 71 et SW/0

<i>L_f</i> [m]	Vitesse maximale conformément à 6.5.1(5) [km/h]				
	≤ 120	160	200	250	≥ 300
≤ 2,88	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
3	1,00	0,99	0,99	0,99	0,98
4	1,00	0,96	0,93	0,90	0,88
5	1,00	0,93	0,89	0,84	0,81
6	1,00	0,92	0,86	0,80	0,75
7	1,00	0,90	0,83	0,77	0,71
8	1,00	0,89	0,81	0,74	0,68
9	1,00	0,88	0,80	0,72	0,65
10	1,00	0,87	0,78	0,70	0,63
12	1,00	0,86	0,76	0,67	0,59
15	1,00	0,85	0,74	0,63	0,55
20	1,00	0,83	0,71	0,60	0,50
30	1,00	0,81	0,68	0,55	0,45
40	1,00	0,80	0,66	0,52	0,41
50	1,00	0,79	0,65	0,50	0,39
60	1,00	0,79	0,64	0,49	0,37
70	1,00	0,78	0,63	0,48	0,36
80	1,00	0,78	0,62	0,47	0,35
90	1,00	0,78	0,62	0,47	0,35
100	1,00	0,77	0,61	0,46	0,35
≥ 150	1,00	0,76	0,60	0,44	0,35

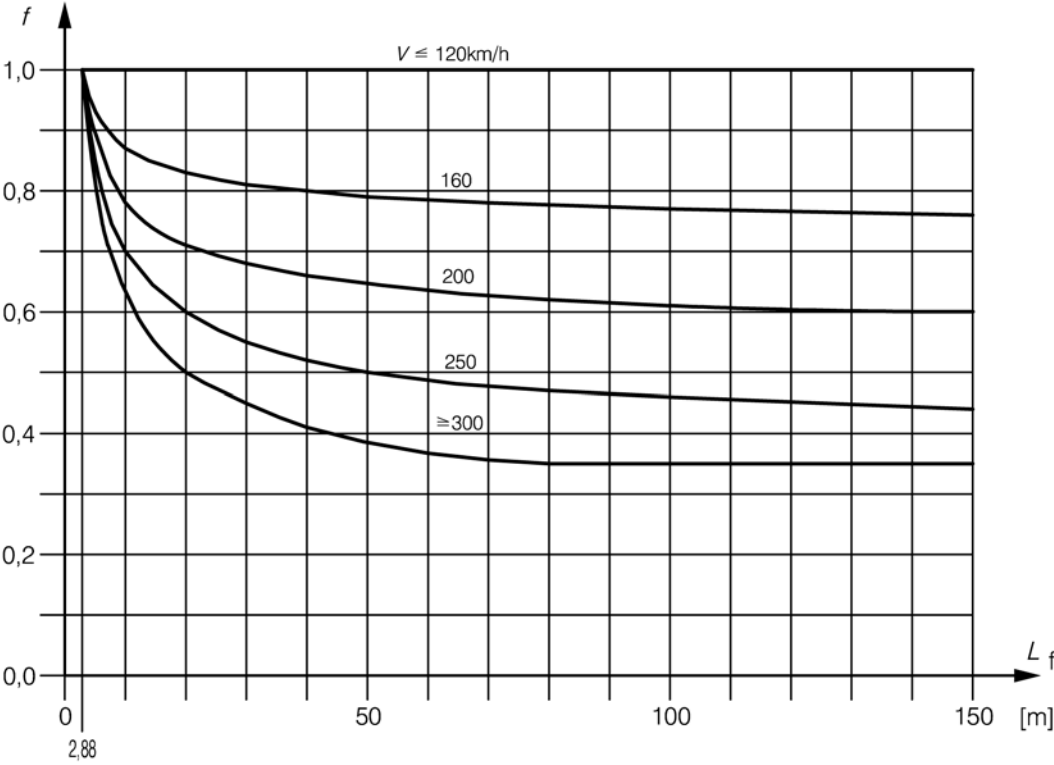


Figure 6.16 – Coefficient *f* pour les modèles de charge 71 et SW/0

(9) Pour LM71 et SW/0, il convient de déterminer les forces centrifuges à l'aide des équations 6.17 et 6.18 et des charges verticales classifiées (voir 6.3.2(3)) conformément aux cas de charges donnés au Tableau 6.8 :

Tableau 6.8 – Cas de charge pour la force centrifuge, en fonction des valeurs de α et de la vitesse maximale de ligne au point considéré

Valeur de α	Vitesse maximale de ligne au point considéré [km/h]	Force centrifuge basée sur : ^d				Charges verticales de trafic associées, basées sur : ^a
		V [km/h]	α	f		
$\alpha < 1$	> 120	V	1 ^c	f	1 ^c x f x (LM71"+SW/0) pour cas 6.5.1(7)b	Φ x 1 ^c x f x (LM71"+SW/0)
		120	α	1	α x 1 x (LM71"+SW/0) pour cas 6.5.1(7)a	Φ x α x 1 x (LM71"+SW/0)
		0	-	-	-	
	≤ 120	V	α	1	α x 1 x (LM71"+SW/0)	
		0	-	-	-	
$\alpha = 1$	> 120	V	1	f	1 x f x (LM71"+SW/0) pour cas 6.5.1(7)b	Φ x 1 x f x (LM71"+SW/0)
		120	1	1	1 x 1 x (LM71"+SW/0) pour cas 6.5.1(7)a	Φ x 1 x 1 x (LM71"+SW/0)
		0	-	-	-	
	≤ 120	V	1	1	1 x 1 x (LM71"+SW/0)	
		0	-	-	-	
$\alpha > 1$	> 120 ^b	V	1	f	1 x f x (LM71"+SW/0) pour cas 6.5.1(7)b	Φ x 1 x f x (LM71"+SW/0)
		120	α	1	α x 1 x (LM71"+SW/0) pour cas 6.5.1(7)a	Φ x α x 1 x (LM71"+SW/0)
		0	-	-	-	
	≤ 120	V	α	1	α x 1 x (LM71"+SW/0)	
		0	-	-	-	

^a 0,5 x (LM71"+SW/0) au lieu de (LM71"+SW/0) lorsque les charges verticales de trafic sont favorables.

^b Valable pour du trafic marchandises lourd limité à une vitesse maximale de 120 km/h.

^c $\alpha = 1$ pour éviter de compter deux fois la réduction de la masse du train déjà prise en compte avec f .

^d voir 6.5.1(3) concernant les effets verticaux de la force centrifuge. Il convient de majorer l'effet vertical de la force centrifuge, diminué, le cas échéant, pour tenir compte de l'effet du dévers, par le coefficient dynamique approprié. Pour la détermination de l'effet vertical de la force centrifuge, il y a lieu d'inclure le coefficient f comme représenté ci-dessus.

où

V	vitesse maximale, selon 6.5.1(5) [km/h] ;
F	coefficient de réduction selon 6.5.1(8) ;
α	coefficient pour les charges verticales classifiées, selon 6.3.2(3) ;
LM71"+SW/0	modèle de charge 71 et, le cas échéant, modèle de charge SW/0 pour les ponts à travées continues.

(10) Les critères énoncés en 6.5.1(5) ainsi qu'en 6.5.1(7) à 6.5.1(9) ne sont pas valables pour un trafic de marchandises lourd lorsque la vitesse maximale autorisée des véhicules est supérieure à 120 km/h. Pour le trafic marchandises lourd avec une vitesse supérieure à 120 km/h, il convient de spécifier des exigences supplémentaires.

NOTE Le projet individuel peut prescrire les exigences supplémentaires.

6.5.2 Effort de lacet

(1)P L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement au niveau supérieur des rails et perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aussi bien dans le cas des voies en alignement que dans celui des voies en courbe.

(2)P La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à $Q_{sk} = 100$ kN. Elle ne doit pas être multipliée par le coefficient ϕ (voir 6.4.5) ni par le coefficient f du paragraphe 6.5.1(4).

(3) Il convient de multiplier la valeur caractéristique de l'effort de lacet donnée en 6.5.2(2) par le coefficient α , comme indiqué en 6.3.2(3), pour les valeurs de $\alpha \geq 1$.

(4)P L'effort de lacet doit toujours être combiné avec une charge verticale de trafic.

6.5.3 Actions dues à l'accélération et au freinage

(1)P Les forces d'accélération et de freinage agissent au niveau supérieur des rails, dans le sens longitudinal de la voie. Elles doivent être considérées comme des charges linéaires uniformes sur la longueur d'influence $L_{a,b}$ de leurs effets pour l'élément structural considéré. La direction des forces d'accélération et de freinage doit tenir compte du (des) sens de déplacement autorisé(s) sur chaque voie.

(2)P Les valeurs caractéristiques des forces d'accélération et de freinage doivent être prises égales à :

$$\begin{array}{ll} \text{Force} & Q_{lak} = 33 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \leq 1000 \text{ [kN]} \\ \text{d'accélération :} & \text{pour les modèles de charge 71,} \\ & \text{SW/0, SW/2 et HSLM} \end{array} \quad (6.20)$$

$$\begin{array}{ll} \text{Force de} & Q_{lbk} = 20 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \leq 6000 \text{ [kN]} \\ \text{freinage :} & \text{pour les modèles de charge 71,} \\ & \text{SW/0 et HSLM} \end{array} \quad (6.21)$$

$$\begin{array}{ll} & Q_{lbk} = 35 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \\ & \text{pour le modèle de charge SW/2} \end{array} \quad (6.22)$$

Les valeurs caractéristiques des forces d'accélération et de freinage ne doivent pas être multipliées par le coefficient ϕ (voir 6.4.5.2) ni par le coefficient f du paragraphe 6.5.1(6).

NOTE 1 Pour les modèles de charge SW/0 et SW/2, les forces d'accélération et de freinage n'ont à être appliquées que sur les parties chargées de la structure, comme indiqué par la Figure 6.2 et le Tableau 6.1.

NOTE 2 L'accélération et le freinage peuvent être négligés pour le modèle de charge "train à vide".

(3) Ces valeurs caractéristiques sont applicables à tous les types de voies, longs rails soudés ou rails éclissés, par exemple, avec ou sans dispositifs de dilatation.

(4) Il convient, pour les modèles de charge 71 et SW/0, de multiplier les forces d'accélération et de freinage ci-dessus par le coefficient α , conformément aux exigences de 6.3.2(3).

(5) Pour les longueurs chargées supérieures à 300 m, il convient de spécifier des exigences supplémentaires afin de tenir compte des effets du freinage.

NOTE L'Annexe Nationale ou le projet individuel peut spécifier des exigences supplémentaires.

(6) Pour les lignes à trafic spécialisé (lignes réservées au trafic voyageurs à grande vitesse, par exemple), on peut considérer des forces d'accélération et de freinage égales à 25 % de la somme des charges d'essieux (train réel) agissant sur la longueur d'influence des effets de l'élément structural considéré, avec une valeur maximale de 1000 kN pour Q_{lak} et de 6000 kN pour Q_{lbk} . Les lignes à trafic spécialisé et les détails du chargement associés peuvent être spécifiés.

NOTE 1 Le projet individuel peut spécifier les exigences.

NOTE 2 Lorsque le projet individuel spécifie des efforts d'accélération et de freinage réduits conformément à ce qui précède, il convient que ceux-ci tiennent compte des autres trafics autorisés à emprunter la ligne, tels que les trains de service réalisant l'entretien des voies, etc.

(7)P Les forces d'accélération et de freinage doivent être combinées avec les charges verticales correspondantes.

(8) Lorsque la voie est continue à l'une ou aux deux extrémités du pont, seule une partie de la force d'accélération ou de freinage est transmise par le tablier aux appareils d'appui, le reste étant transmis par la voie à la plate-forme à l'arrière des culées où il est équilibré. Il convient de déterminer la part des forces d'accélération ou de freinage transmise par le tablier aux appareils d'appui en tenant compte de la réponse combinée du système voie-ouvrage conformément à 6.5.4.

(9)P Dans le cas où un pont supporte deux voies ou plus, les forces de freinage appliquées à l'une quelconque des voies doivent être considérées avec les forces d'accélération appliquées à l'une des autres voies.

Lorsque deux voies ou plus ont la même direction autorisée de circulation, il y a lieu de prendre en compte soit l'accélération sur deux voies, soit le freinage sur deux voies.

NOTE Pour les ponts portant deux voies ou plus avec la même direction autorisée de circulation, l'Annexe Nationale peut spécifier des exigences alternatives pour l'application des forces d'accélération et de freinage.

6.5.4 Réponse combinée du système voie – ouvrage aux actions variables

6.5.4.1 Principes généraux

(1) Lorsque les rails sont continus au droit de discontinuités de l'appui de la voie (à la transition pont-remblai, par exemple), la structure du pont (tablier, appareils d'appui et appuis) et la voie (rails, ballast etc.) résistent conjointement aux actions longitudinales dues à l'accélération ou au freinage. Les actions longitudinales sont transmises en partie par les rails au remblai derrière la culée et en partie par les appareils d'appui et les appuis jusqu'aux fondations.

NOTE Les références au remblai dans l'ensemble de 6.5.4 peuvent également être prises comme des références à la plate-forme de la voie ou au sol sous la voie aux abords de l'ouvrage, que la voie soit en remblai, en déblai ou au niveau du TN.

(2) Lorsque des longs rails soudés limitent le libre mouvement du tablier, les déformations de celui-ci (dues aux variations thermiques, aux charges verticales, au fluage et au retrait, par exemple) produisent des efforts longitudinaux dans les rails et dans les appareils d'appui fixes.

(3)P Les effets résultant de la réponse combinée du système voie-ouvrage aux actions variables doivent être pris en compte pour le calcul du tablier, des appareils d'appui fixes, des appuis ainsi que pour vérifier les sollicitations dans les rails.

(4) Les exigences de 6.5.4 sont valables pour les voies ballastées conventionnelles.

(5) Dans le cas d'une pose de voie directe, il convient de spécifier les exigences correspondantes.

NOTE Les exigences relatives à la pose de voie directe peuvent être spécifiées soit dans l'Annexe Nationale, soit pour le projet individuel.

6.5.4.2 Paramètres affectant la réponse combinée du système voie-ouvrage

(1)P L'interaction voie-ouvrage dépend des paramètres ci-après, qui doivent être pris en compte dans l'analyse :

a) configuration de la structure :

- poutre sur appuis simples, poutres continues ou série de poutres ;
- nombre des tabliers individuels et longueur de chacun d'eux ;
- nombre de travées et longueur de chacune d'elles ;
- position des appareils d'appui fixes ;
- position du point fixe thermique ;
- longueur de dilatation L_T entre le point fixe thermique et l'extrémité du tablier.

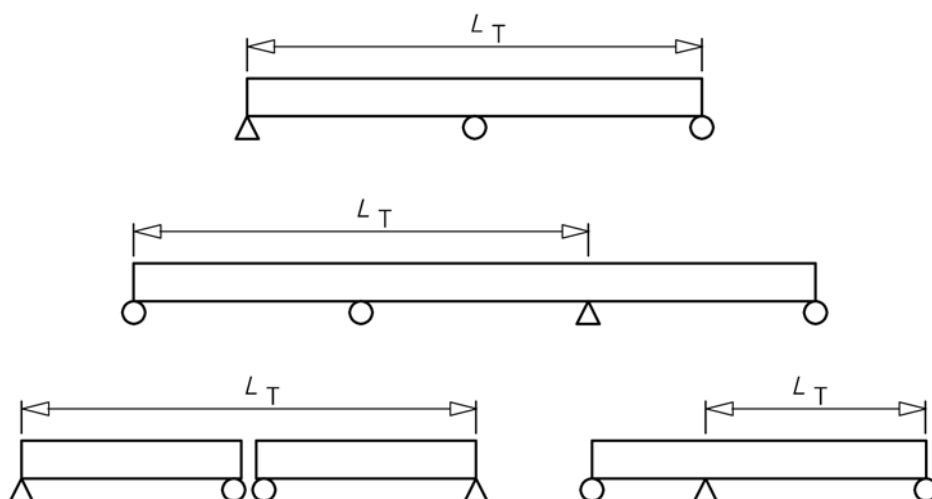


Figure 6.17 - Exemples de longueur de dilatation L_T

b) configuration de la voie :

- systèmes à voie ballastée ou à pose de voie directe ;
- distance verticale entre la surface (supérieure) du tablier et l'axe neutre des rails ;
- emplacement des dispositifs de dilatation des rails.

NOTE Le projet individuel peut spécifier des exigences concernant l'emplacement des appareils de dilatation ; il convient alors de s'assurer de l'efficacité de ces appareils et d'éviter qu'ils ne soient affectés négativement par la flexion des rails du fait de la proximité de l'extrémité du tablier etc.

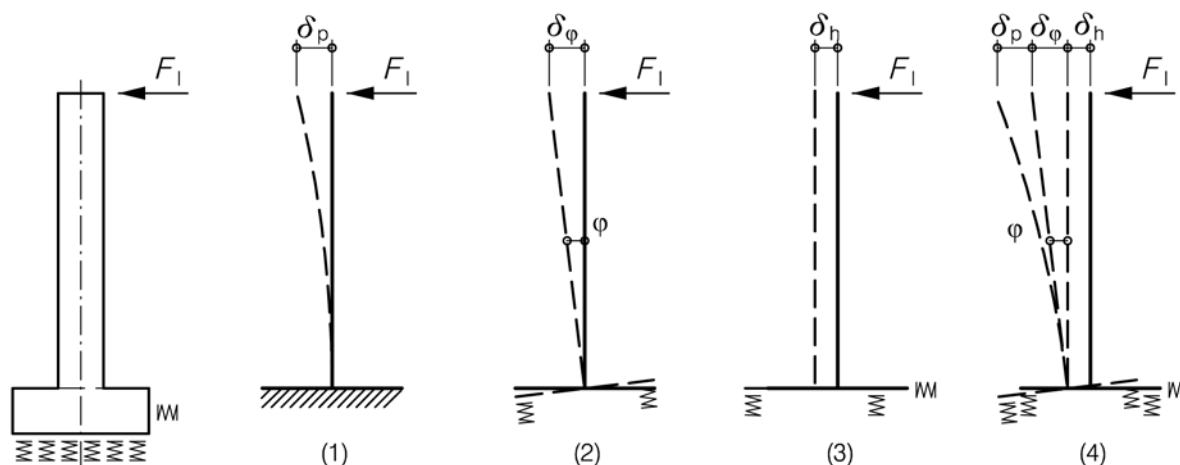
c) Propriétés de la structure :

- raideur verticale du tablier ;
- distance verticale entre l'axe neutre du tablier et la surface (supérieure) de celui-ci ;
- distance verticale entre l'axe neutre du tablier et l'axe de rotation de l'appareil d'appui ;
- configuration structurale au niveau des appareils d'appui, générant un déplacement longitudinal de l'extrémité du tablier à partir d'une rotation angulaire de celui-ci ;
- raideur longitudinale de la structure, définie comme la raideur totale - incluant la raideur des appareils d'appui, des appuis et des fondations - pouvant être mobilisée pour s'opposer aux actions s'exerçant dans la direction longitudinale des voies.

La raideur longitudinale totale d'une pile unique est donnée par exemple par :

$$K = K = \frac{F_l}{(\delta_p + \delta_\varphi + \delta_h)} \quad (6.23)$$

pour le cas représenté ci-dessous à titre d'exemple.



Légende

- (1) Flexion de la pile
- (2) Rotation de la fondation
- (3) Déplacement de la fondation
- (4) Déplacement total de la pile en tête

Figure 6.18 - Exemple de détermination de la raideur longitudinale équivalente au niveau des appareils d'appui

d) propriétés de la voie :

- raideur axiale du rail ;
- résistance de la voie ou des rails au déplacement longitudinal :
 - soit la résistance au déplacement de la voie (rails et traverses) dans le ballast par rapport à la sous-face du ballast ;
 - soit la résistance au déplacement des rails exercée par les attaches et les appuis des rails, dans le cas de ballast gelé ou de rails fixés directement sur le tablier, par exemple ;

la résistance au déplacement étant la force par unité de longueur de voie s'opposant au déplacement, fonction du déplacement relatif entre le rail et le tablier ou le remblai support.

6.5.4.3 Actions à prendre en considération

(1)P Les actions à prendre en considération sont les suivantes :

- les forces d'accélération et de freinage telles que définies en 6.5.3 ;
- les effets thermiques dans le système combiné voie-ouvrage ;
- les charges verticales de trafic, classifiées (incluant SW/0 et SW/2 le cas échéant). Les effets dynamiques associés peuvent être négligés.

NOTE La réponse combinée du système voie-ouvrage au "train à vide" et au modèle de charge HSLM peut être négligée.

- Les autres actions telles que le fluage, le retrait, le gradient de température etc. doivent être prises en compte pour la détermination de la rotation des extrémités du tablier et du déplacement longitudinal associé, le cas échéant.

(2) Les variations de température dans le pont doivent être prises égales à ΔT_N , comme indiqué dans l'EN 1991-1-5, avec γ et ψ égaux à 1,0.

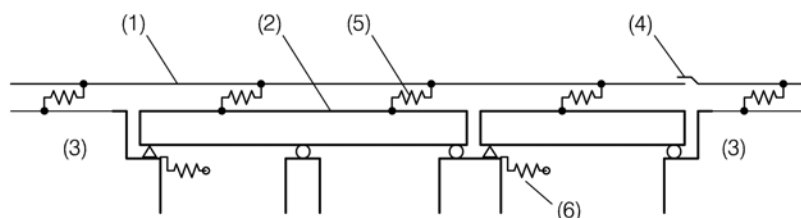
NOTE 1 L'Annexe Nationale peut spécifier des valeurs différentes pour ΔT_N . Les valeurs de l'EN 1991-1-5 sont recommandées.

NOTE 2 Pour des calculs simplifiés, on peut admettre une variation de température du tablier égale à $\Delta T_N = \pm 35$ Kelvin. D'autres valeurs peuvent être spécifiées dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

(3) Lors de la détermination de la réponse combinée du système voie – ouvrage aux forces d'accélération et de freinage, il convient de ne pas appliquer ces forces au remblai contigu à moins d'effectuer une analyse complète en considérant l'approche du train, son passage sur le pont puis sa sortie et son passage sur les remblais contigus, afin d'évaluer les effets les plus défavorables.

6.5.4.4 Modélisation et calcul du système combiné voie - Ouvrage

(1) Pour la détermination des effets des actions dans le système combiné voie – ouvrage, on peut utiliser un modèle basé sur la Figure 6.19.

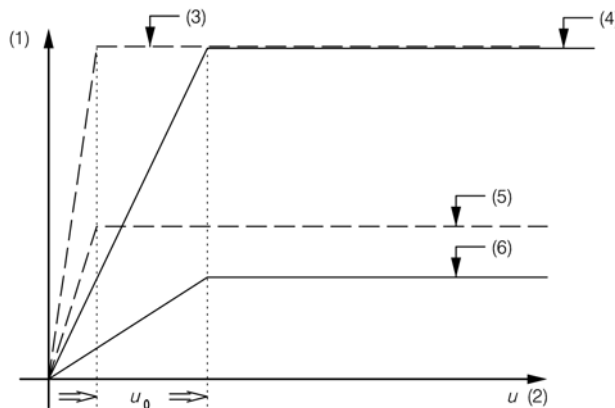


Légende

- (1) Voie
- (2) Tablier (un tablier unique à deux travées et un tablier unique à une travée sont représentés)
- (3) Remblai
- (4) Dispositif de dilatation des rails (le cas échéant)
- (5) Ressorts longitudinaux non linéaires reproduisant le comportement charge longitudinale / déplacement de la voie
- (6) Ressorts longitudinaux représentant la raideur longitudinale K d'un appui fixé au tablier, tenant compte de la raideur de la fondation, des piles, des appareils d'appui etc.

Figure 6.19 - Exemple de modèle d'un système voie – Ouvrage

(2) Le comportement charge longitudinale/déplacement de la voie ou des supports de rails peut être représenté par la relation de la Figure 6.20 avec, au départ, une résistance au cisaillement de type élastique [kN/mm de déplacement par m de voie] puis de type plastique k [kN/m de voie].



Légende

- (1) Effort de cisaillement longitudinal dans la voie, par unité de longueur
- (2) Déplacement du rail par rapport à la surface (supérieure) du tablier
- (3) Résistance du rail dans la traverse (voie chargée)
(ballast gelé ou voie sans ballast, avec attaches conventionnelles)
- (4) Résistance de la traverse dans le ballast (voie chargée)
- (5) Résistance du rail dans la traverse (voie non chargée)
(ballast gelé ou voie sans ballast, avec attaches conventionnelles)
- (6) Résistance de la traverse dans le ballast (voie non chargée)

Figure 6.20 - Variation de l'effort de cisaillement longitudinal en fonction du déplacement longitudinal de la voie, pour une voie

NOTE 1 Les valeurs de la résistance longitudinale utilisées pour l'analyse de la raideur rail/ballast/pont peuvent être données dans l'Annexe Nationale ou convenues avec l'autorité compétente spécifiée dans l'Annexe Nationale.

NOTE 2 Le comportement décrit par la Figure 6.20 est valable dans la plupart des cas (il n'est pas valable pour les rails enrobés, en l'absence d'attaches conventionnelles etc.).

(3)P Là où l'on peut raisonnablement prévoir que les caractéristiques des voies sont susceptibles de changer dans le futur, il doit en être tenu compte dans les calculs, en accord avec les exigences spécifiées.

NOTE Le projet individuel peut spécifier les exigences

(4)P Pour le calcul de la réaction d'appui horizontale totale F_L et pour permettre la comparaison, par rapport aux valeurs admissibles, de la contrainte globale équivalente dans les rails, l'effet global est calculé de la manière suivante :

$$F_L = \sum \psi_{0i} F_{li} \quad (6.24)$$

où

F_{li} réaction d'appui horizontale individuelle correspondant à l'action i ;

ψ_{0i} pour le calcul des effets des actions dans le tablier, les appareils d'appui et les appuis, utiliser les coefficients de combinaison définis dans l'EN 1990, A2 ;

ψ_{0i} pour le calcul des contraintes dans les rails, prendre ψ_{0i} égal à 1,0.

(5) Lors de la détermination de l'effet de chacune des actions, il convient de prendre en compte le comportement non linéaire de la raideur de la voie, tel qu'il apparaît sur la Figure 6.20.

(6) Les forces longitudinales dans les rails et les appareils d'appui résultant de chacune des actions peuvent être combinées linéairement.

6.5.4.5 Critères de dimensionnement

NOTE Des exigences différentes peuvent être spécifiées dans l'Annexe Nationale.

6.5.4.5.1 Voie

(1) Pour les rails situés sur le pont et sur la culée adjacente, il convient de limiter les contraintes additionnelles admissibles, dues à la réponse combinée du système voie – ouvrage aux actions variables, aux valeurs de calcul suivantes :

— compression : 72 N/mm² ;

— traction : 92 N/mm².

(2) Les valeurs limites des contraintes données en 6.5.4.5.1(1) sont valables pour les voies satisfaisant aux conditions suivantes :

— rail UIC 60 présentant une résistance à la traction supérieure ou égale à 900 N/mm² ;

— voie en alignement ou en courbe de rayon $r \geq 1\,500$ m ;

NOTE Pour les voies ballastées avec banquettes renforcées supplémentaires de la voie, de même que pour les voies fixées directement sur le tablier, cette valeur minimale du rayon peut être réduite, sous réserve de l'accord de l'autorité compétente spécifiée dans l'Annexe Nationale.

- voies ballastées avec traverses lourdes en béton, espacées au maximum de 65 cm ou configuration de voie équivalente ;
- voies ballastées avec au moins 30 cm de ballast compacté sous les traverses.

Lorsque les critères ci-dessus ne sont pas satisfaits, il convient de procéder à une étude particulière ou de prendre des mesures supplémentaires.

NOTE Pour les autres types de voies (en particulier pour ce qui est de l'effet sur la résistance latérale) et les autres types de rails, on recommande de spécifier les valeurs maximales des contraintes additionnelles dans les rails dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

6.5.4.5.2 Valeurs limites de déformation de la structure

(1)P Sous l'effet de l'accélération et du freinage, δ_B [mm] ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 5 mm pour les longs rails soudés sans dispositif de dilatation ou avec un dispositif de dilatation à une extrémité du tablier seulement ;
- 30 mm dans le cas de dispositifs de dilatation aux deux extrémités du tablier lorsque le ballast est continu aux extrémités de celui-ci ;
- les mouvements dépassant 30 mm ne doivent être admis que lorsque le ballast comporte des dispositifs coupe-ballast permettant la dilatation et que les rails sont équipés de dispositifs de dilatation.

où δ_B [mm] :

- déplacement longitudinal relatif entre l'extrémité d'un tablier et la culée adjacente ; ou
- déplacement longitudinal relatif entre deux tabliers consécutifs.

(2)P Sous l'effet des charges verticales de trafic (une ou deux voies chargées avec le modèle LM71 – et, le cas échéant, SW/0), δ_H [mm] ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 8 mm lorsque l'on tient compte du comportement combiné voie-ouvrage (valable lorsqu'il n'y a qu'un dispositif de dilatation par tablier ou aucun dispositif de dilatation) ;
- 10 mm lorsque le comportement combiné voie-ouvrage est négligé ;

où δ_H [mm] :

- déplacement longitudinal de la surface supérieure du tablier à l'extrémité de celui-ci du fait de sa déformation.

NOTE Lorsque les contraintes additionnelles admissibles dans le rail, données en 6.5.4.5.1(1), sont dépassées, ou lorsque le déplacement longitudinal maximal du tablier, donné en 6.5.4.5.2(1) ou 6.5.4.5.2(2), est dépassé, la structure est à modifier ou bien des dispositifs de dilatation sont à prévoir.

(3)P Le déplacement vertical δ_V [mm] de la surface supérieure du tablier par rapport à la construction adjacente (culée ou autre tablier), dû aux actions variables, ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 3 mm pour une vitesse maximale de ligne inférieure ou égale à 160 km/h au point considéré ;
- 2 mm pour une vitesse maximale de ligne supérieure à 160 km/h au point considéré.

(4)P Dans le cas d'une pose de voie directe, les forces de soulèvement (sous charges verticales de trafic) agissant sur les supports de rail et les systèmes d'attaches doivent être comparées aux caractéristiques de performance de ces derniers à l'état limite pertinent (y compris l'état-limite de fatigue).

6.5.4.6 Méthodes de calcul

NOTE Des méthodes de calcul différentes peuvent être spécifiées dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

(1) Les méthodes de calcul ci-après permettent de vérifier la réponse combinée du système voie – ouvrage vis-à-vis des critères de dimensionnement donnés en 6.5.4.5. Ces critères peuvent être résumés de la manière suivante pour les tabliers ballastés :

- a) déplacement longitudinal relatif à l'extrémité du tablier, décomposé en deux pour permettre la comparaison avec les valeurs admissibles : δ_B dû à l'accélération et au freinage et δ_H dû à la déformation verticale du tablier ;
- b) contraintes additionnelles maximales dans les rails ;
- c) valeur maximale du déplacement vertical relatif à l'extrémité du tablier, δ_V .

Pour les tabliers à pose de voie directe, une vérification supplémentaire vis-à-vis des forces de soulèvement est requise, comme indiqué en 6.5.4.5.2(4).

(2) Le paragraphe 6.5.4.6.1 donne une méthode simplifiée permettant, pour des ouvrages sur appuis simples ou des ouvrages continus, constitués d'un tablier unique dont la longueur de dilatation L_T est inférieure ou égale à 40 m, d'estimer la réponse combinée du système voie – ouvrage aux actions variables.

(3) L'Annexe G donne une méthode permettant de déterminer la réponse combinée du système voie – ouvrage à des actions variables lorsque l'ouvrage ne satisfait pas aux exigences de 6.5.4.6.1 :

- ouvrage sur appuis simples ou ouvrage continu, constitué d'un tablier unique ;
- ouvrage constitué d'une succession de tabliers indépendants reposant sur appuis simples ;
- ouvrage constitué d'une succession de tabliers continus.

(4) Alternativement, ou pour d'autres configurations de voies ou de structure, une analyse peut être effectuée conformément aux exigences de 6.5.4.2 à 6.5.4.5.

6.5.4.6.1 Méthode de calcul simplifiée dans le cas d'un tablier unique

(1) Dans le cas d'un tablier unique (sur appuis simples, travées continues avec appareil d'appui fixe à une extrémité ou travées continues avec appareil d'appui fixe intermédiaire), la vérification des contraintes dans les rails n'est pas nécessaire sous réserve que :

- la raideur K des appuis soit suffisante pour limiter δ_B , déplacement du tablier dans le sens longitudinal, à un maximum de 5 mm sous l'action des forces longitudinales d'accélération et de freinage, définies en 6.5.4.6.1(2) (et classifiées comme indiqué en 6.3.2(3) si nécessaire). Pour la détermination des déplacements, il convient de tenir compte de la configuration et des propriétés de la structure données en 6.5.4.2(1),
- sous l'action des charges verticales de trafic, δ_H , le déplacement longitudinal de la surface supérieure du tablier à l'extrémité de celui-ci du fait de sa déformation ne dépasse pas 5 mm,
- la longueur de dilatation L_T soit inférieure à 40 m.

NOTE Des critères différents peuvent être spécifiés dans l'Annexe Nationale. Les critères donnés dans cette clause sont recommandés.

(2) Les limites de validité de la méthode de calcul indiquée en 6.5.4.6.1 sont les suivantes :

- la voie satisfait les exigences de construction données en 6.5.4.5.1(2) ;
- la résistance plastique au cisaillement longitudinal k de la voie vaut :
 voie non chargée : $k = 20$ à 40 kN par m de voie ;
 voie chargée : $k = 60$ kN par m de voie ;
- charges verticales de trafic :
 modèle de charge 71 (et, le cas échéant, modèle de charge SW/0) avec $\alpha = 1$ conformément à 6.3.2(3) ;
 modèle de charge SW/2.

NOTE La méthode est valable pour des valeurs de α telles que les effets des actions résultant de $\alpha \times \text{LM71}$ sont inférieurs ou égaux aux effets résultant de SW/2.

- actions dues au freinage pour :
 modèle de charge 71 (et, le cas échéant, modèle de charge SW/0) et modèle HSLM :
 $q_{\text{lbk}} = 20$ kN/m ;
 modèle de charge SW/2 :
 $q_{\text{lbk}} = 35$ kN/m ;
- actions dues à l'accélération :
 $q_{\text{lak}} = 33$ kN/m, limitée à : $Q_{\text{lak}} = 1\,000$ kN ;
- actions thermiques :
 variation de température ΔT_{D} du tablier : $\Delta T_{\text{D}} \leq 35$ Kelvin ;
 variation de température ΔT_{R} du rail : $\Delta T_{\text{R}} \leq 50$ Kelvin ;
 différence maximale de température entre rail et tablier :

$$|\Delta T_{\text{D}} - \Delta T_{\text{R}}| \leq 20 \text{ Kelvin.} \quad (6.25)$$

(3) Les forces longitudinales dues à l'accélération et au freinage qui agissent sur les appareils d'appui fixes peuvent être obtenues en multipliant les forces d'accélération et de freinage par le coefficient de réduction ξ donné dans le Tableau 6.9.

Tableau 6.9 - Coefficient de réduction ξ pour la détermination des forces longitudinales agissant sur les appareils d'appui fixes des tabliers d'une seule pièce du fait de l'accélération et du freinage

Longueur totale de l'ouvrage [m]	Coefficient de réduction ξ		
	Voie continue	Dispositifs de dilatation à une extrémité du tablier	Dispositifs de dilatation aux deux extrémités du tablier
≤ 40	0,60	0,70	1,00

NOTE Pour les ponts-portiques et les cadres fermés, on recommande de prendre ξ égal à un. Une autre possibilité consiste à utiliser la méthode donnée à l'annexe G ou à procéder à une analyse conformément à 6.5.4.2 à 6.5.4.5.

(4) Les valeurs caractéristiques des forces longitudinales F_{Tk} agissant, par voie, sur les appareils d'appui fixes du fait des variations de température (conformément à 6.5.4.3) peuvent être obtenues de la manière suivante :

- pour les ponts avec longs rails soudés aux deux extrémités du tablier et appareils d'appuis fixes à une extrémité :

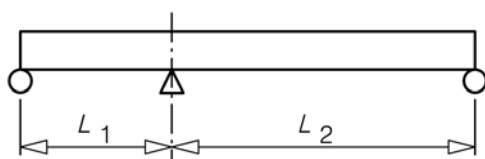
$$F_{Tk} \text{ [kN]} = \pm 0,6 k L_T \quad (6.26)$$

avec k [kN/m], résistance plastique au cisaillement longitudinal de la voie, par unité de longueur, pour les voies non chargées, conformément à 6.5.4.4(2), et L_T [m], longueur de dilatation, comme indiqué en 6.5.4.2(1) ;

- pour les ponts avec longs rails soudés aux deux extrémités du tablier et appareils d'appuis fixes à une distance L_1 d'une extrémité et L_2 de l'autre :

$$F_{Tk} \text{ [kN]} = \pm 0,6 k (L_2 - L_1) \quad (6.27)$$

avec k [kN/m], résistance plastique au cisaillement longitudinal de la voie, par unité de longueur, pour les voies non chargées, conformément à 6.5.4.4(2), et L_1 [m] et L_2 [m] comme indiqués sur la Figure 6.21 ;



N.B.(1) La partie de tablier correspondant à L_1 ou à L_2 peut comporter une ou plusieurs travées.

Figure 6.21 – Tablier avec appareils d'appui fixes non situés à une extrémité ⁽¹⁾

- pour les ponts avec longs rails soudés à l'extrémité du tablier équipé d'appareils d'appui fixes et de dispositifs de dilatation à l'autre extrémité (extrémité libre) :

$$F_{Tk} \text{ [kN]} = \pm 20 L_T, \text{ avec } F_{Tk} \leq 1\,100 \text{ kN} \quad (6.28)$$

avec L_T [m] longueur de dilatation comme indiqué en 6.5.4.2.(1).

- pour les tabliers de pont avec dispositifs de dilatation aux deux extrémités :

$$F_{Tk} = 0 \quad (6.29)$$

NOTE Dans le cas d'une voie conforme à 6.5.4.5.1(2), les valeurs de k peuvent être prises à l'Annexe G2(3). Des valeurs différentes de k peuvent être spécifiées dans l'Annexe Nationale.

(5) Les valeurs caractéristiques des forces longitudinales F_{Qk} agissant, par voie, sur les appareils d'appui fixes du fait des déformations du tablier peuvent être obtenues de la manière suivante :

- pour les ponts avec longs rails soudés aux deux extrémités du tablier et appareils d'appuis fixes à une extrémité et dispositifs de dilatation à l'autre (extrémité libre) :

$$F_{Qk} [\text{kN}] = \pm 20 L \quad (6.30)$$

avec L [m] longueur de la première travée contiguë à l'appareil d'appui fixe ;

- pour les ponts avec dispositifs de dilatation aux deux extrémités du tablier :

$$F_{Qk} [\text{kN}] = 0 \quad (6.31)$$

(6) Le déplacement vertical de la surface supérieure du tablier par rapport à la construction adjacente (culée ou autre tablier) sous l'effet des actions variables peut être calculé en ignorant la réponse combinée du système voie-ouvrage, et vérifié par rapport aux critères du paragraphe 6.5.4.5.2(3).

6.6 Actions aérodynamiques résultant du passage des trains

6.6.1 Généralités

(1)P Les effets aérodynamiques dus au passage des trains doivent être pris en compte dans le calcul des structures contiguës aux voies.

(2) Le passage d'une circulation ferroviaire soumet toute structure située près de la voie à une onde de pression - dépression (voir Figures 6.22 à 6.25). L'intensité de cette action dépend principalement :

- du carré de la vitesse du train ;
- de la forme aérodynamique du train ;
- de la forme de la structure ;
- de sa position, notamment de l'espace entre les véhicules et la structure.

(3) Lors des vérifications aux états-limites ultimes, aux états-limites de service et à la fatigue, les actions peuvent être approchées par des charges équivalentes en tête et en queue du train. Les valeurs caractéristiques de ces charges équivalentes sont données en 6.6.2 à 6.6.6.

NOTE L'Annexe Nationale ou le projet individuel peut spécifier des valeurs différentes. Les valeurs données en 6.6.2 à 6.6.6 sont recommandées.

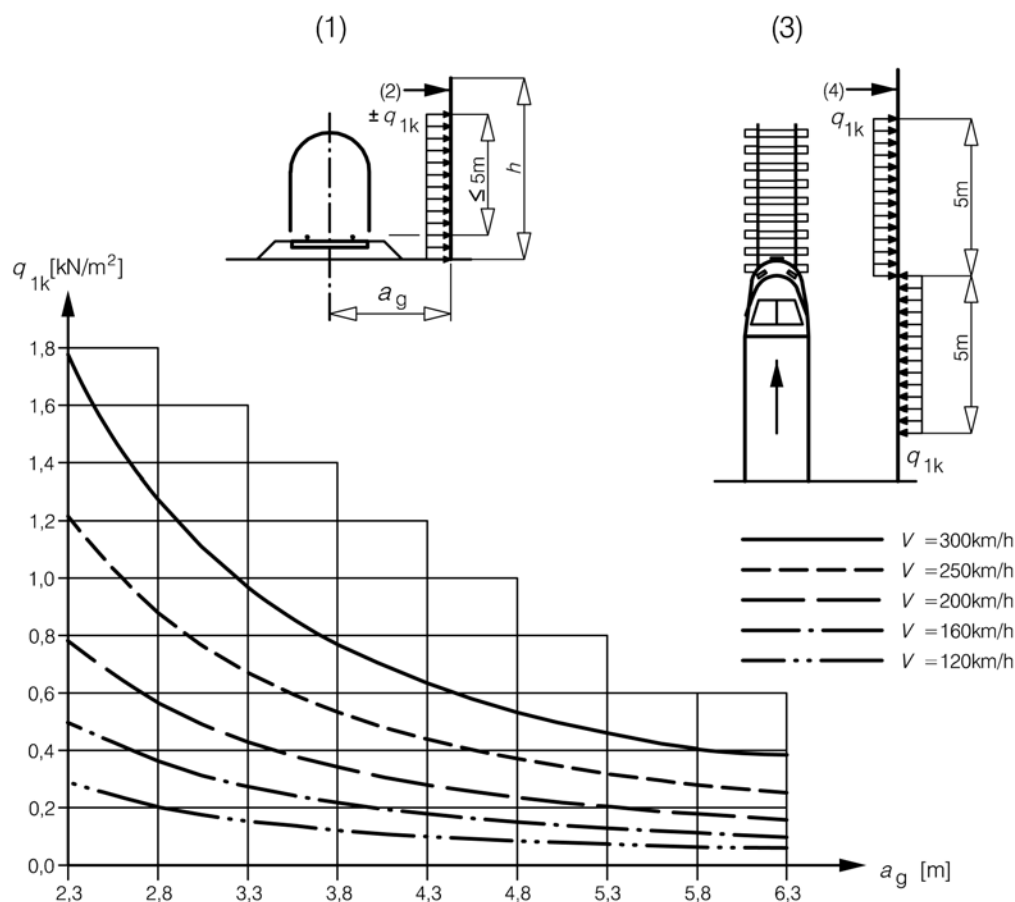
(4) En 6.6.2 à 6.6.6, il convient de prendre pour la vitesse maximale de calcul V [km/h] la vitesse maximale de ligne au point considéré, sauf pour les cas couverts par l'EN 1990, A2.2.4(6).

(5) Au début et à l'extrémité des structures contiguës aux voies, sur une longueur de 5 m mesurée parallèlement à celles-ci, il convient de multiplier les charges équivalentes données en 6.6.2 à 6.6.6 par un coefficient de majoration dynamique égal à 2,0.

NOTE Le coefficient de majoration dynamique ci-dessus peut être insuffisant dans le cas de structures sensibles aux actions dynamiques, et il peut être nécessaire de le déterminer par une étude spécifique. Il convient alors de tenir compte des caractéristiques dynamiques de la structure considérée, notamment des conditions d'appui et des conditions aux extrémités, de la vitesse du trafic ferroviaire circulant à proximité, des actions aérodynamiques associés et de la réponse dynamique de la structure, tenant compte notamment de la vitesse de l'onde de déformation induite dans celle-ci. De plus, dans le cas de structures sensibles aux actions dynamiques, un coefficient de majoration dynamique peut être nécessaire pour des parties de la structure entre le début et la fin de celle-ci.

6.6.2 Surfaces verticales simples parallèles à la voie (écrans anti-bruit, par exemple)

(1) Les valeurs caractéristiques des actions, $\pm q_{1k}$, sont données par la Figure 6.22.



Légende

- (1) Coupe transversale
- (2) Parement de la structure
- (3) Vue en plan
- (4) Parement de la structure

Figure 6.22 – Valeurs caractéristiques des actions q_{1k} dans le cas de surfaces verticales simples parallèles à la voie

(2) Les valeurs caractéristiques s'appliquent aux trains dont la forme aérodynamique est défavorable ; elles peuvent être réduites par :

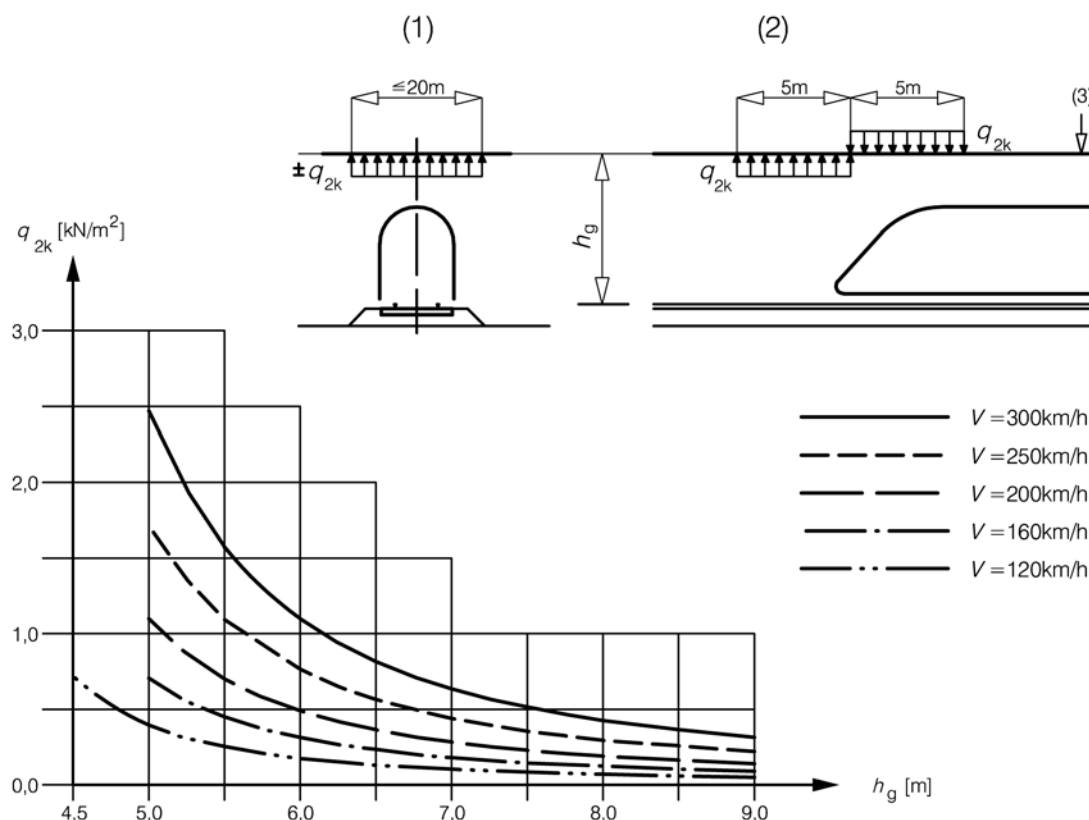
- un coefficient $k_1 = 0,85$ pour les trains dont les véhicules ont des surfaces extérieures régulières ;
- un coefficient $k_1 = 0,6$ pour les trains dont les véhicules ont une forme profilée (ETR, ICE, TGV, Eurostar ou équivalent, par exemple)

(3) Si l'on considère une petite partie d'un écran d'une hauteur $\leq 1,00$ m et d'une longueur $\leq 2,50$ m (élément d'un écran antibruit par exemple), il convient de majorer les actions q_{1k} par un coefficient $k_2 = 1,3$.

6.6.3 Surfaces horizontales simples au-dessus de la voie (auvent de protection caténaire, par exemple)

(1) Les valeurs caractéristiques des actions, $\pm q_{2k}$, sont données par la Figure 6.23.

(2) La largeur chargée, pour l'élément structural considéré, s'étend jusqu'à 10 m de part et d'autre de l'axe de la voie.



Légende

- (1) Coupe transversale
- (2) Élévation
- (3) Sous-face de la structure

Figure 6.23 – Valeurs caractéristiques des actions q_{2k} dans le cas des surfaces horizontales simples au-dessus de la voie

(3) Dans le cas du croisement de trains, il convient d'additionner les actions en prenant en considération deux voies uniquement.

(4) Les actions q_{2k} peuvent être réduites par application du coefficient k_1 défini en 6.6.2.

(5) Les actions s'exerçant sur les bandes de rive d'une structure de grande largeur franchissant la voie peuvent être multipliées par un coefficient de 0,75 sur une largeur maximale de 1,50 m.

6.6.4 Surfaces horizontales simples contiguës à la voie (abris de quais sans écrans verticaux, par exemple)

(1) Les valeurs caractéristiques des actions, $\pm q_{3k}$, sont données par la Figure 6.24 ; elles s'appliquent indépendamment de la forme aérodynamique du train.

(2) En tout point de la structure à calculer, il convient de déterminer q_{3k} en fonction de la distance a_g à la voie la plus proche. S'il existe des voies de part et d'autre de l'élément structural considéré, il convient d'additionner les actions.

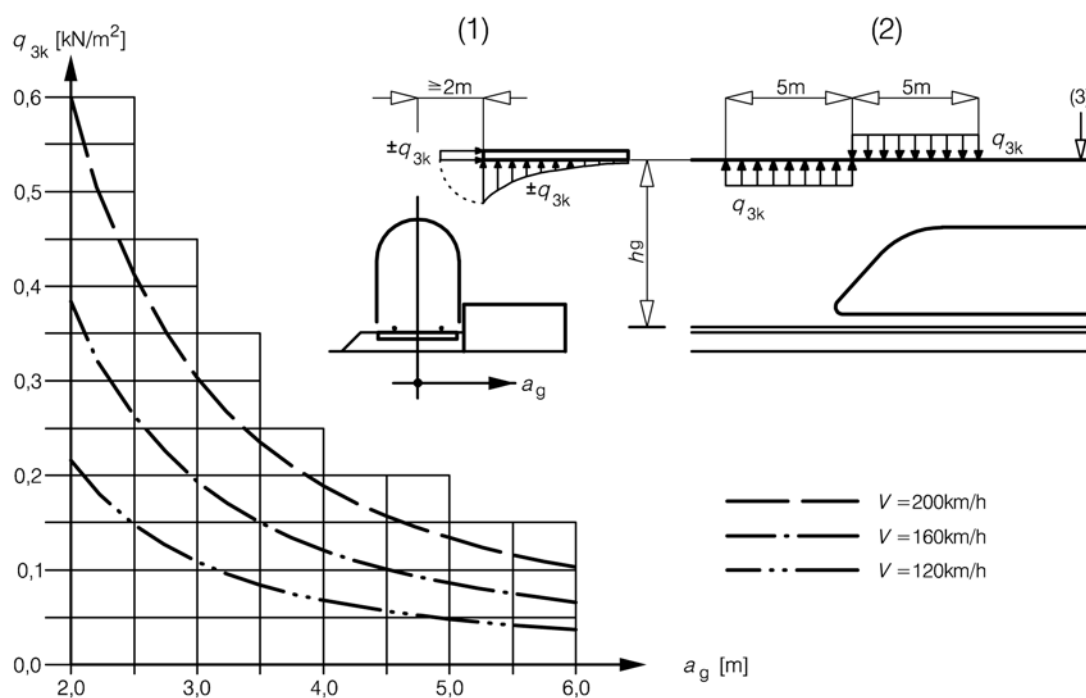
(3) Si la distance h_g est supérieure à 3,80 m, l'action q_{3k} peut être réduite par un coefficient k_3 tel que :

$$k_3 = \frac{(7,5 - h_g)}{3,7} \quad \text{pour } 3,8 \text{ m} < h_g < 7,5 \text{ m} \quad (6.32)$$

$$k_3 = 0 \quad \text{pour } h_g \geq 7,5 \text{ m} \quad (6.33)$$

où

h_g distance entre le niveau supérieur du rail et la sous-face de la structure.



Légende

- (1) Coupe transversale
- (2) Élévation
- (3) Sous-face de la structure

Figure 6.24 – Valeurs caractéristiques des actions q_{3k} dans le cas de surfaces horizontales simples contiguës à la voie

6.6.5 Structures à surfaces multiples le long de la voie, comprenant des surfaces verticales et horizontales ou inclinées (tels que écrans anti-bruit inclinés, abris de quais avec écrans verticaux etc.)

(1) Il convient d'appliquer les valeurs caractéristiques des actions, $\pm q_{4k}$, indiquées sur la Figure 6.25, perpendiculairement aux surfaces considérées et de lire les valeurs caractéristiques sur la Figure 6.22, en adoptant une distance à la voie égale à la plus petite des valeurs ci-dessous :

$$a'_g = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g \text{ ou } 6 \text{ m} \quad (6.34)$$

avec $\min a_g$ et $\max a_g$ tels que définis sur la Figure 6.25.

(2) Si $\max a_g > 6 \text{ m}$, il convient de prendre $\max a_g = 6 \text{ m}$.

(3) Il convient également d'appliquer les coefficients k_1 et k_2 définis en 6.6.2.

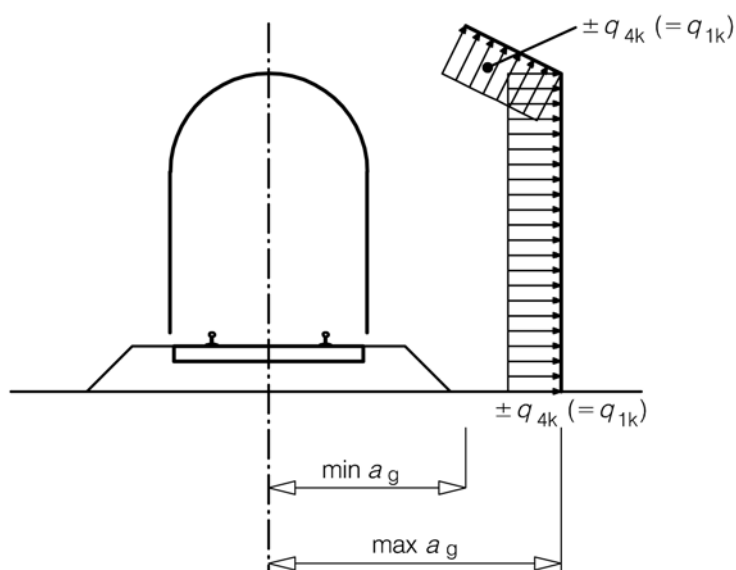


Figure 6.25 – Définition des distances $\min a_g$ et $\max a_g$, mesurées depuis l'axe de la voie

6.6.6 Surfaces enveloppant le gabarit des voies sur une longueur limitée (jusqu'à 20 m) (surface comportant une partie horizontale au-dessus des voies et au moins un écran vertical - Échafaudage, constructions provisoires, par exemple)

(1) Il convient de prendre en compte toutes les actions indépendamment de la forme aérodynamique du train :

— sur la hauteur totale des surfaces verticales :

$$\pm k_4 q_{1k} \quad (6.35)$$

où

q_{1k} tel qu'indiqué en 6.6.2 ;

$k_4 = 2$;

— sur les surfaces horizontales :

$$\pm k_5 q_{2k} \quad (6.36)$$

où

q_{2k} tel qu'indiqué en 6.6.3 pour une voie seulement ;

$k_5 = 2,5$ si la surface n'enveloppe qu'une seule voie ;

$k_5 = 3,5$ si la surface enveloppe deux voies.

6.7 Déraillement et autres actions sur les ponts ferroviaires

(1)P Les structures ferroviaires doivent être conçues de telle manière qu'en cas de déraillement, les dommages en résultant pour le pont (renversement ou effondrement de la structure dans son ensemble, notamment) soient limités le plus possible.

6.7.1 Actions dues au déraillement d'un train sur un pont ferroviaire

(1)P Le déraillement d'un train sur un pont ferroviaire doit être considéré comme une situation de projet accidentelle.

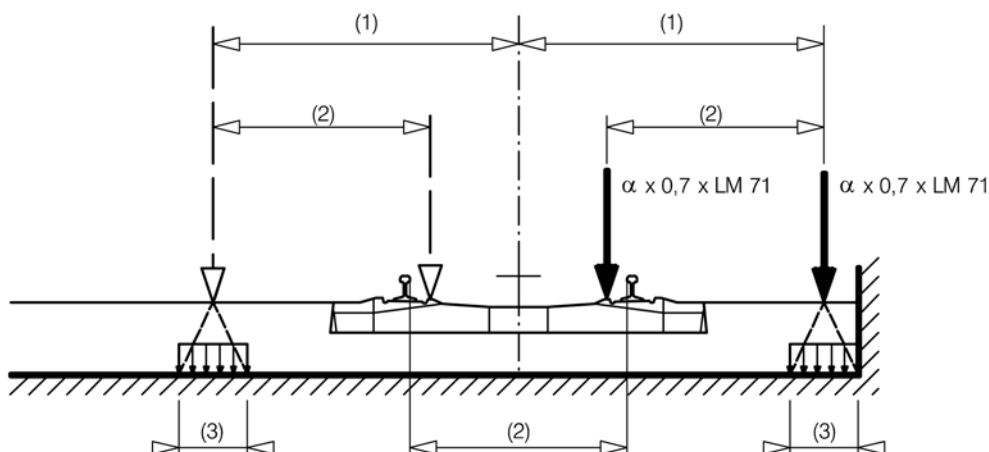
(2)P Deux situations de projet sont à considérer :

- situation de projet I : Déraillement de véhicules ferroviaires, les véhicules déraillés demeurant dans l'emprise des voies sur le tablier du pont, avec des véhicules retenus par le rail contigu ou le bord relevé de la dalle ;
- situation de projet II : Déraillement de véhicules ferroviaires, les véhicules déraillés restant en équilibre sur le bord du pont et chargeant le bord du tablier (à l'exclusion des éléments non structuraux tels que les passerelles de service).

NOTE L'Annexe Nationale ou le projet individuel peut spécifier des exigences supplémentaires et des chargements différents.

(3)P Dans la situation de projet I, on doit éviter la ruine d'éléments principaux de la structure, mais on peut tolérer des dommages localisés. Les parties de la structure concernées doivent être dimensionnées pour les charges de calcul ci-après, définies pour la situation de projet accidentelle :

$\alpha \times 1,4 \times LM71$ (à la fois charges ponctuelles et charge uniformément répartie, Q_{A1d} et q_{A1d}) parallèlement à la voie, dans la position la plus défavorable à l'intérieur d'une surface dont la largeur vaut 1,5 fois l'écartement des rails, de part et d'autre de l'axe de la voie :

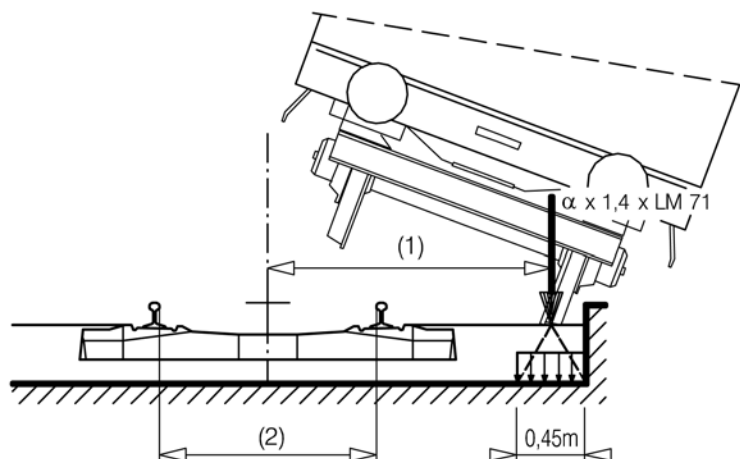


Légende

- (1) max. 1,5s ou moins si au contact du bord relevé de la dalle
- (2) Écartement des rails s
- (3) Dans le cas des tabliers ballastés, on peut admettre que les forces ponctuelles sont réparties sur un carré de 450 mm de côté à la surface du tablier.

Figure 6.26 - Situation de projet I – Charges équivalentes Q_{A1d} et q_{A1d}

(4)P Dans la situation de projet II, il convient d'éviter à la fois le renversement et l'effondrement du pont. Pour la détermination de la stabilité globale, on doit considérer une charge linéaire verticale uniforme s'exerçant sur le bord de la structure considérée sur une longueur totale maximale de 20 m, et égale à $q_{A2d} = \alpha \times 1,4 \times LM71$.



Légende

- (1) Charge s'exerçant sur le bord de la structure
- (2) Écartement des rails s

Figure 6.27 - Situation de projet II – Charge équivalente q_{A2d}

NOTE La charge équivalente mentionnée ci-dessus ne doit être prise en compte que pour la détermination de la résistance ultime ou de la stabilité globale de la structure. Il n'est pas nécessaire de dimensionner les éléments structuraux mineurs pour cette charge.

(5)P Les situations de projet I et II doivent être examinées séparément. Une combinaison de ces charges ne doit pas être considérée.

(6) Pour les situations de projet I et II, il convient de négliger les autres actions du trafic ferroviaire sur la voie soumise aux actions dues au déraillement.

NOTE Voir EN 1990, A2 pour les exigences concernant l'application des actions du trafic aux autres voies.

(7) Il n'est pas nécessaire d'appliquer de coefficient de majoration dynamique aux charges de calcul en 6.7.1(3) et 6.7.1(4).

(8)P Pour les éléments structuraux situés au-dessus du niveau des rails, les mesures destinées à limiter les conséquences d'un déraillement doivent être conformes aux exigences spécifiées.

NOTE 1 Les exigences peuvent être spécifiées dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

NOTE 2 L'Annexe Nationale ou le projet individuel peut également spécifier des exigences visant à retenir un train déraillé sur l'ouvrage.

6.7.2 Déraillement sous ou à proximité d'un ouvrage et autres actions pour situations de projet accidentelles

(1) En cas de déraillement, il y a un risque que les véhicules déraillés viennent heurter les structures situées au-dessus de la voie ou contiguës à celle-ci. Les exigences relatives à la charge d'impact ainsi que les autres exigences de calcul sont spécifiées dans l'EN 1991-1-7.

(2) D'autres actions sont données dans l'EN 1991-1-7 pour des situations de projet accidentelles ; il convient d'en tenir compte.

6.7.3 Autres actions

(1)P Il y a lieu de tenir compte également des actions suivantes pour le calcul des structures :

- effets dus aux tabliers inclinés ou surfaces d'appui inclinées ;
- efforts d'ancrage longitudinaux consécutifs à une régularisation des contraintes dans les LRS en accord avec les exigences spécifiées ;
- efforts longitudinaux dus à la rupture accidentelle de rails, en accord avec les exigences spécifiées ;
- actions des caténaires et autres équipements de même nature fixés à la structure en accord avec les exigences spécifiées ;
- actions d'autres infrastructures et équipements ferroviaires en accord avec les exigences spécifiées.

NOTE Les exigences spécifiées incluant les actions pour toute situation de projet accidentelle à prendre en compte peuvent être spécifiées dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

6.8 Application des charges de trafic sur les ponts ferroviaires

6.8.1 Généralités

NOTE Voir 6.3.2 pour l'application du coefficient α et 6.4.5 pour l'application du coefficient dynamique ϕ .

(1)P Le pont doit être dimensionné pour le nombre et la (les) position(s) des voies exigés conformément aux positions et aux tolérances spécifiées.

NOTE Les positions et tolérances de voie peuvent être spécifiées pour le projet individuel.

(2) Il convient également de dimensionner chaque structure pour le plus grand nombre de voies géométriquement et structuralement possible, dans la position la moins favorable, et ceci, indépendamment de la position réelle envisagée, en tenant compte des exigences d'espacement minimal des voies et de gabarit latéral spécifiées.

NOTE Les exigences d'espacement minimal des voies et de gabarit latéral peuvent être spécifiées pour le projet individuel.

(3)P Les effets de toutes les actions doivent systématiquement être déterminés en plaçant les charges de trafic et autres forces dans les positions les plus défavorables. Les actions de trafic dont l'effet est favorable doivent être négligées.

(4)P Pour la détermination des effets les plus défavorables résultant de l'application du modèle de charge 71 :

- la charge linéaire uniforme q_{vk} doit être appliquée à une voie sur autant de longueurs que nécessaire ; jusqu'à quatre charges concentrées individuelles Q_{vk} doivent être appliquées en même temps sur une voie ;
- pour les éléments supportant deux voies, le modèle de charge 71 doit être appliqué à l'une ou l'autre des voies, ou aux deux ;
- pour les ponts supportant trois voies ou plus, le modèle de charge 71 doit être appliqué tour à tour à chacune des voies ou à chaque groupe possible de deux voies ou bien 0,75 LM71 doit être appliqué à trois voies ou plus.

(5)P Pour la détermination des effets les plus défavorables résultant de l'application du modèle de charge SW/0 :

- le chargement défini sur la Figure 6.2 et dans le Tableau 6.1 doit être appliqué une fois à la voie ;
- pour les éléments supportant deux voies, le modèle de charge SW/0 doit être appliqué à l'une ou l'autre des voies, ou aux deux ;
- pour les ponts supportant trois voies ou plus, le modèle de charge SW/0 doit être appliqué à chacune des voies tour à tour ou à chaque groupe possible de deux voies ou encore 0,75 SW/0 doit être appliqué à trois voies ou plus.

(6)P Pour la détermination des effets les plus défavorables résultant de l'application du modèle de charge SW/2 :

- les charges définies sur la Figure 6.2 et dans le Tableau 6.1 doivent être appliquées une fois à la voie ;
- pour les éléments supportant plus d'une voie, le modèle de charge SW/2 doit être appliqué tour à tour à chacune des voies, le modèle 71 ou le modèle SW/0 étant appliqués aux autres voies conformément à 6.8.1(4) et 6.8.1(5).

(7)P Pour la détermination des effets les plus défavorables résultant de l'application du modèle de charge "train à vide" :

- la charge linéaire uniforme q_{vk} doit être appliquée à une voie sur autant de longueurs que nécessaire ;
- généralement, le modèle de charge "train à vide" ne doit être considéré que pour le calcul de structures supportant une voie unique.

(8)P Tous les ponts à poutres continues calculés pour le modèle de charge 71 doivent être également vérifiés pour le modèle de charge SW/0.

(9)P Lorsqu'une analyse dynamique est requise conformément à 6.4.4, tous les ponts doivent également être calculés pour la charge de trains réels ainsi que pour le modèle de charge HSLM lorsque le paragraphe 6.4.6.1.1 l'impose. La détermination des effets les plus défavorables engendrés par des trains réels et par l'application du modèle de charge HSLM doit être conforme à 6.4.6.1.1(6) et 6.4.6.5(3).

(10)P Pour la vérification des déformations et des vibrations, le chargement vertical à appliquer est le suivant :

- modèle de charge 71 et, le cas échéant, modèles de charge SW/0 et SW/2 ;
- modèle de charge HSLM lorsque le paragraphe 6.4.6.1.1 l'impose ;
- trains réels lorsqu'on détermine le comportement dynamique dans le cas de la résonance ou de vibrations excessives du tablier, lorsque le paragraphe 6.4.6.1.1 l'impose.

(11)P En ce qui concerne les tabliers de ponts à une ou plusieurs voies, les vérifications des limites de déformation et de vibration doivent être effectuées pour le nombre de voies chargées et les charges de trafic associées, tels qu'indiqués dans le Tableau 6.10. Lorsque le paragraphe 6.3.2(3) l'impose, des charges classifiées doivent être prises en compte.

Tableau 6.10 – Nombre de voies à charger pour la vérification des limites de déformation et de vibration

État limite et critères d'acceptation associés	Nombre de voies sur le pont		
	1	2	≥ 3
Vérification vis-à-vis de la sécurité des circulations :			
— gauche du tablier (EN 1990, A2.4.4.2.2)	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ou 3 ou plus ^b
— déformation verticale du tablier (EN 1990, A2.4.4.2.3)	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ou 3 ou plus ^b
— déformation horizontale du tablier (EN 1990, A2.4.4.2.4)	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ou 3 ou plus ^b
— réponse combinée du système voie-ouvrage aux actions variables, y compris limites au déplacement vertical et longitudinal de l'extrémité du tablier (6.5.4)	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ^a
— accélération verticale du tablier (6.4.6 et EN 1990, A2.4.4.2.1)	1	1	1
Vérifications à l'ELS :			
— confort des voyageurs (EN 1990, A2.4.4.3)	1	1	1
Vérifications à l'ELU :			
— soulèvement au droit des appareils d'appui (EN 1990, A2.4.4.1(2)P)	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ou 3 ou plus ^b
^a Selon ce qui constitue le cas le plus critique.			
^b Lorsqu'on utilise des groupes de charges, il convient que le nombre de voies à charger concorde avec le Tableau 6.11. Lorsqu'on n'utilise pas les groupes de charges, il convient que le nombre de voies à charger concorde avec le Tableau 6.10.			
NOTE Les exigences concernant le nombre de voies à considérer comme chargées lors de la vérification vis-à-vis de l'évacuation des eaux et du gabarit peuvent être spécifiées dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.			

6.8.2 Groupes de charges – Valeurs caractéristiques de l'action à composantes multiples

(1) La simultanéité des systèmes de chargement définis en 6.3 à 6.5 et 6.7 peut être prise en compte en considérant les groupes de charges définis par le Tableau 6.11. Il convient de considérer séparément chacun d'entre eux comme définissant une action caractéristique variable unique à combiner avec des charges autres que celles du trafic. Il convient d'appliquer chaque groupe de charges comme une action variable unique.

NOTE Dans certains cas, il est nécessaire de considérer d'autres combinaisons d'actions individuelles défavorables de trafic. Voir A2.2.6(4) de l'EN 1990.

(2) Il convient d'appliquer les coefficients du Tableau 6.11 aux valeurs caractéristiques des différentes actions considérées dans chaque groupe.

NOTE Toutes les valeurs proposées pour ces coefficients peuvent être modifiées dans l'Annexe Nationale. Les valeurs du tableau 6.11 sont recommandées.

(3)P Lorsque les groupes de charge ne sont pas pris en compte, les actions du trafic ferroviaire doivent être combinées conformément au Tableau A2.3 de l'EN 1990.

Tableau 6.11 – Détermination des groupes de charges de trafic ferroviaire (valeurs caractéristiques de l'action à composantes multiples)

Nombre de voies sur la l'ouvrage			Groupes de charges			Forces verticales			Forces horizontales			Remarques
			Référence EN 1991-2			6.3.2/6.3.3	6.3.3	6.3.4	6.5.3	6.5.1	6.5.2	
1	2	≥ 3	Nombre de voies chargées	Groupe de charge ⁽⁸⁾	Voie chargée	LM 71 ⁽¹⁾ SW/0 ^{(1), (2)} HSLM ⁽⁶⁾⁽⁷⁾	SW/2 ^{(1),(3)}	Train à vide	Accélération, freinage ⁽¹⁾	Force centrifuge ⁽¹⁾	Effort de lacet ⁽¹⁾	
			1	gr11	T ₁	1			1 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	Max. vertical 1 et max. longitudinal
			1	gr 12	T ₁	1			0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	Max. vertical 2 et max. transversal
			1	gr 13	T ₁	1 ⁽⁴⁾			1	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	Max. longitudinal
			1	gr 14	T ₁	1 ⁽⁴⁾			0,5 ⁽⁵⁾	1	1	Max. latéral
			1	gr 15	T ₁			1		1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	Stabilité latérale avec train à vide
			1	gr 16	T ₁		1		1 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	SW/2 et max. longitudinal
			1	gr 17	T ₁		1		0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	SW/2 et max. transversal
			2	gr 21	T ₁ T ₂	1 1			1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	Max. vertical 1 et max. longitudinal
			2	gr 22	T ₁ T ₂	1 1			0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	Max. vertical 2 et max. transversal
			2	gr 23	T ₁ T ₂	1 ⁽⁴⁾ 1 ⁽⁴⁾			1 1	0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	Max. longitudinal
			2	gr 24	T ₁ T ₂	1 ⁽⁴⁾ 1 ⁽⁴⁾			0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	1 1	1 1	Max. latéral
			2	gr 26	T ₁ T ₂	1	1		1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	SW/2 et max. longitudinal
			2	gr 27	T ₁ T ₂	1	1		0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	SW/2 et max. transversal
			≥3	gr 31	T _i	0.75			0.75 ⁽⁵⁾	0.75 ⁽⁵⁾	0.75 ⁽⁵⁾	Cas de charge supplémentaire

(1) Tous les coefficients appropriés (α , ϕ , f , ...) doivent être pris en compte.

(2) SW/0 ne doit être pris en compte que pour les ponts à travées continues.

(3) SW/2 ne doit être pris en compte que si cela est stipulé pour la ligne considérée.

(4) Le coefficient peut être réduit à 0,5 si l'effet est favorable ; il ne peut être égal à zéro.

(5) Dans les cas favorables, ces valeurs non dominantes peuvent être prises égales à zéro.

(6) HSLM et trains réels lorsque les paragraphes 6.4.4 et 6.4.6.1.1 l'imposent.

(7) Si le paragraphe 6.4.4 impose une analyse dynamique ; voir également 6.4.6.5(3) et 6.4.6.1.2.

(8) Voir également Tableau A2.3 de l'EN 1990.

Action composante dominante selon le cas

A considérer lors du calcul d'une structure supportant une voie (groupes de charges 11-17)

A considérer lors du calcul d'une structure supportant deux voies (groupes de charges 11-27, sauf 15). Chacune des deux voies doit être considérée comme T₁ (voie 1) ou T₂ (voie 2)

A considérer lors du calcul d'une structure supportant trois voies ou plus ; (Groupes de charge 11 à 31, sauf 15). Chaque voie doit être considérée tour à tour comme T₁, n'importe quelle autre tour à tour comme T₂, toutes les autres étant considérées comme non chargées. En outre, le groupe de charges 31 doit être considéré comme un cas de charge supplémentaire dans lequel toutes les longueurs défavorables de la voie T_i sont chargées.

6.8.3 Groupes de charges – Autres valeurs représentatives des actions à composantes multiples

6.8.3.1 Valeurs fréquentes des actions à composantes multiples

(1) Lorsque des groupes de charges sont pris en compte, la même règle qu'en 6.8.2(1) ci-dessus s'applique, en affectant, pour chaque groupe, les coefficients du Tableau 6.11 aux valeurs fréquentes des actions correspondantes considérées dans le groupe.

NOTE L'Annexe Nationale peut définir les valeurs fréquentes des actions à composantes multiples. Les règles données dans cette clause sont recommandées.

(2)P Lorsqu'on ne prend pas en compte les groupes de charge, les actions du trafic ferroviaire doivent être combinées conformément au Tableau A2.3 de l'EN 1990.

6.8.3.2 Valeurs quasi-permanentes des actions à composantes multiples

(1) Il convient de prendre les actions quasi-permanentes de trafic égales à zéro.

NOTE L'Annexe Nationale peut définir les valeurs quasi-permanentes des actions à composantes multiples. La valeur indiquée dans cette clause est recommandée.

6.8.4 Charges de trafic pour situations de projet transitoires

(1)P Les charges de trafic en situations de projet transitoires doivent être définies.

NOTE Des indications figurent à l'Annexe H. Les charges de trafic en situations de projet transitoires peuvent être définies pour le projet individuel.

6.9 Charges de trafic pour la fatigue

(1)P Tous les éléments structuraux soumis à des variations de contraintes doivent faire l'objet d'une évaluation de l'endommagement dû à la fatigue.

(2) Pour un trafic normal fondé sur les valeurs caractéristiques du modèle de charge 71, incluant le facteur dynamique Φ , il convient d'effectuer l'évaluation de la fatigue sur la base des combinaisons de trafics du type "trafic standard", "trafic avec essieux de 250 kN" ou "trafic léger", selon que la structure supporte un trafic mixte, ou principalement un trafic marchandises lourd ou encore un trafic voyageurs léger, en fonction des exigences spécifiées. L'Annexe D donne des détails sur les trains de service et les combinaisons de trafics considérées ainsi que sur la majoration dynamique à appliquer.

NOTE Les exigences peuvent être définies pour le projet individuel

(3) Lorsque la combinaison de trafics ne représente pas le trafic réel (dans certaines situations particulières, par exemple, où un nombre limité de type(s) de véhicules domine les charges de fatigue, ou pour un trafic requérant une valeur de α supérieure à l'unité, selon 6.3.2(3)), il convient de spécifier une combinaison de trafic différente.

NOTE La combinaison de trafic différente peut être définie pour le projet individuel.

(4) Chacune des combinaisons est élaborée à partir d'un tonnage de trafic annuel de 25×10^6 tonnes parcourant le pont sur chaque voie.

(5)P Pour les structures supportant plus d'une voie, le chargement de fatigue doit être appliqué à un maximum de deux voies dans les positions les plus défavorables.

(6) Il convient d'évaluer l'endommagement dû à la fatigue sur une durée de vie de l'ouvrage de 100 ans.

NOTE La durée de vie de projet peut être spécifiée dans l'Annexe Nationale. Une durée de 100 ans est recommandée. Voir aussi l'EN 1990 ;

(7) Il est également possible de procéder aux vérifications à la fatigue à partir d'une combinaison de trafic particulière.

NOTE Une combinaison de trafic particulière peut être spécifiée dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

(8) Des exigences supplémentaires concernant la vérification des ponts à la fatigue sont données en 6.4.6.6 lorsque 6.4.4 impose une analyse dynamique et qu'il est probable que les effets dynamiques seront excessifs.

(9) Il y a lieu de tenir compte des actions verticales du trafic ferroviaire incluant les effets dynamiques et les forces centrifuges pour l'évaluation de la fatigue. Généralement, les actions de lacet et les actions longitudinales du trafic ferroviaire peuvent être négligées pour l'évaluation de la fatigue.

NOTE Dans quelques situations spéciales, par exemple ponts supportant des voies à des gares terminales, il y a lieu de tenir compte de l'effet des actions longitudinales pour l'évaluation de la fatigue.

Annexe A **(informative)**

Modèles de véhicules spéciaux pour ponts routiers

A.1 Domaine d'application

(1) La présente annexe définit des modèles standard de véhicules spéciaux pouvant être utilisés pour le dimensionnement des ponts routiers.

(2) Les véhicules spéciaux ainsi définis sont destinés à produire des effets globaux et des effets locaux tels ceux engendrés par des véhicules non conformes aux règlements nationaux relatifs aux limitations de poids, et éventuellement de dimensions, des véhicules.

NOTE La prise en compte des véhicules spéciaux pour le dimensionnement des ponts devrait être limitée à certains cas particuliers.

(3) La présente annexe fournit également des indications en cas d'application simultanée, sur la chaussée d'un pont, de véhicules spéciaux et d'un trafic routier normal représenté par le modèle de charge 1 défini en 4.3.2.

A.2 Modèles de base de véhicules spéciaux

(1) Des modèles de base de véhicules spéciaux sont définis conventionnellement dans les Tableaux A.1 et A.2 et sur la Figure A.1.

NOTE 1 Les modèles de base correspondent à différents niveaux de charges exceptionnelles pouvant être autorisées à circuler sur certains itinéraires du réseau routier principal européen.

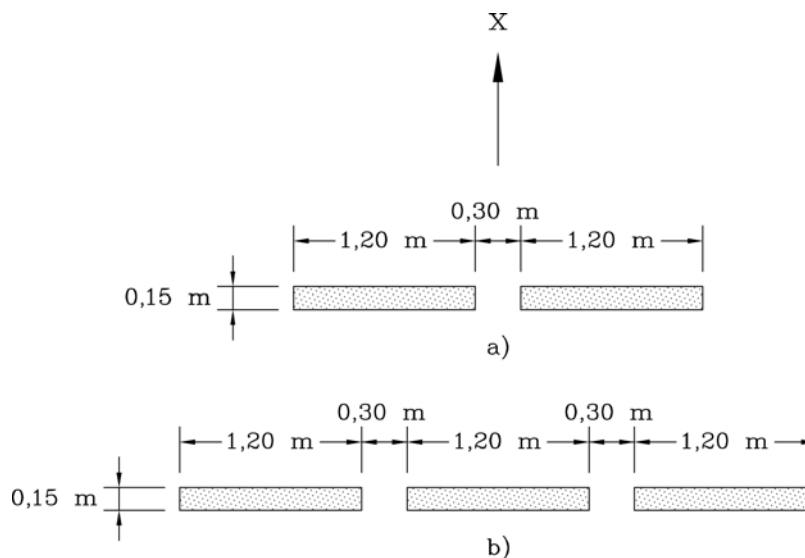
NOTE 2 On admet des largeurs de véhicules de 3,00 m pour les lignes d'essieux de 150 kN et 200 kN et de 4,50 m pour les lignes d'essieux de 240 kN.

Tableau A.1 — Classes de véhicules spéciaux

Poids total	Composition	Notation
600 kN	4 lignes d'essieux de 150 kN	600/150
900 kN	6 lignes d'essieux de 150 kN	900/150
1200 kN	8 lignes d'essieux de 150 kN	1200/150
	ou 6 lignes d'essieux de 200 kN	1200/200
1500 kN	10 lignes d'essieux de 150 kN	1500/150
	ou 7 lignes d'essieux de 200 kN + 1 ligne d'essieux de 100 kN	1500/200
1800 kN	12 lignes d'essieux de 150 kN	1800/150
	ou 9 lignes d'essieux de 200 kN	1800/200
2400 kN	12 lignes d'essieux de 200 kN	2400/200
	ou 10 lignes d'essieux de 240 kN	2400/240
	ou 6 lignes d'essieux de 200 kN (espacement 12 m) + 6 lignes d'essieux de 200 kN	2400/200/200
3000 kN	15 lignes d'essieux de 200 kN	3000/200
	ou 12 lignes d'essieux de 240 kN + 1 ligne d'essieux de 120 kN	3000/240
	ou 8 lignes d'essieux de 200 kN (espacement 12 m) + 7 lignes d'essieux de 200 kN	3000/200/200
3600 kN	18 lignes d'essieux de 200 kN	3600/200
	ou 15 lignes d'essieux de 240 kN	3600/240
	ou 9 lignes d'essieux de 200 kN (espacement 12 m) + 9 lignes d'essieux de 200 kN	3600/200/200

Tableau A.2 — Description des véhicules spéciaux

	Lignes d'essieux de 150 kN	Lignes d'essieux de 200 kN	Lignes d'essieux de 240 kN
600 kN	$n = 4 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$		
900 kN	$n = 6 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$		
1200 kN	$n = 8 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$	$n = 6 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$	
1500 kN	$n = 10 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$	$n = 1 \times 100 + 7 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$	
1800 kN	$n = 12 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$	$n = 9 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$	
2400 kN		$n = 12 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$ $n = 6 \times 200 + 6 \times 200$ $e = 5 \times 1,5 + 12 + 5 \times 1,5$	$N = 10 \times 240$ $e = 1,50 \text{ m}$
3000 kN		$n = 15 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$ $n = 8 \times 200 + 7 \times 200$ $e = 7 \times 1,5 + 12 + 6 \times 1,5$	$N = 1 \times 120 + 12 \times 240$ $e = 1,50 \text{ m}$
3600 kN		$n = 18 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$	$N = 15 \times 240$ $e = 1,50 \text{ m}$ $n = 8 \times 240 + 7 \times 240$ $e = 7 \times 1,5 + 12 + 6 \times 1,5$
NOTE			
n	nombre d'essieux multiplié par le poids (kN) de chaque essieu dans chaque groupe		
e	espacement des essieux (m) à l'intérieur d'un groupe et entre groupes.		



Légende

- x Direction de l'axe de l'ouvrage
- a) Lignes d'essieux de 100 kN à 200 kN
- b) Lignes d'essieux de 240 kN

Figure A.1 — Disposition des lignes d'essieux et définition des surfaces de contact des roues

(2) Il peut être nécessaire de prendre en compte un ou plusieurs des modèles de véhicules spéciaux définis précédemment.

NOTE 1 Les modèles, les valeurs des charges et les dimensions peuvent être définis pour le projet individuel.

NOTE 2 Les effets du modèle normalisé 600/150 sont couverts par les effets du modèle de charge 1 lorsqu'il est appliqué en prenant les coefficients α_{Qi} et α_{qi} égaux à 1.

NOTE 3 Des modèles particuliers, prévus spécialement pour couvrir les effets des charges exceptionnelles avec un poids total autorisé en charge supérieur à 3600 kN peuvent devoir être définis pour le projet individuel.

(3) Il convient de prendre les valeurs caractéristiques des charges associées aux véhicules spéciaux comme des valeurs nominales et de les considérer comme associées uniquement à des situations de projet transitoires.

A.3 Application de modèles de charge de véhicules spéciaux sur la chaussée

(1) Il convient d'appliquer chaque modèle standard :

- sur une voie de circulation conventionnelle telle que définie en 1.4.2 et 4.2.3 (considérée comme la voie numéro 1) pour les modèles composés de lignes d'essieux de 150 kN ou de 200 kN ; ou
- sur deux voies conventionnelles adjacentes (considérées comme les voies numéro 1 et 2 – voir Figure A.2) pour les modèles composés de lignes d'essieux de 240 kN.

(2) Il convient de placer les voies conventionnelles de manière aussi défavorable que possible sur la chaussée. Dans ce cas, la largeur de la chaussée peut être définie en excluant les bandes d'arrêt, bandes dérasées et bandes de marquage.

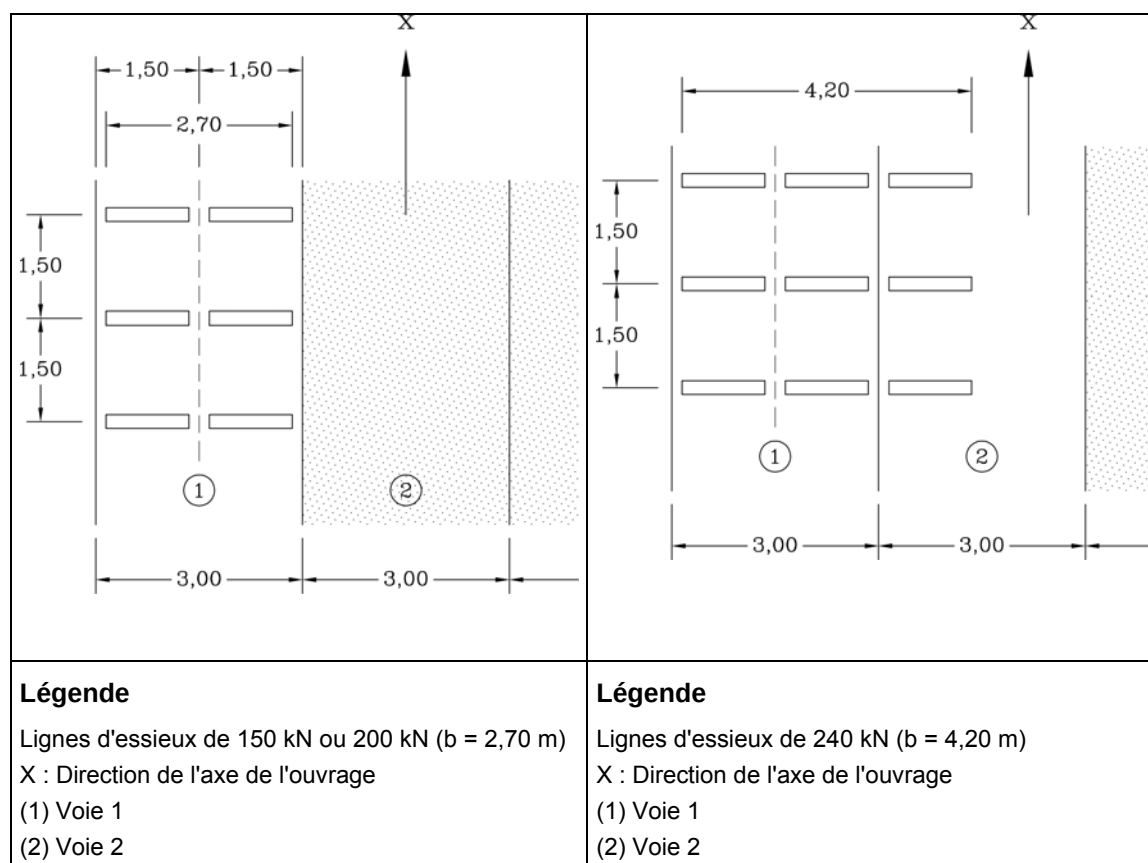


Figure A.2 — Application des véhicules spéciaux sur les voies conventionnelles

(3) Selon les modèles, ceux-ci peuvent être considérés comme se déplaçant à faible vitesse (inférieure ou égale à 5 km/h) ou à vitesse normale (70 km/h).

(4) Lorsque les modèles sont supposés se déplacer à faible vitesse, il convient de ne prendre en compte que des charges verticales, sans majoration dynamique.

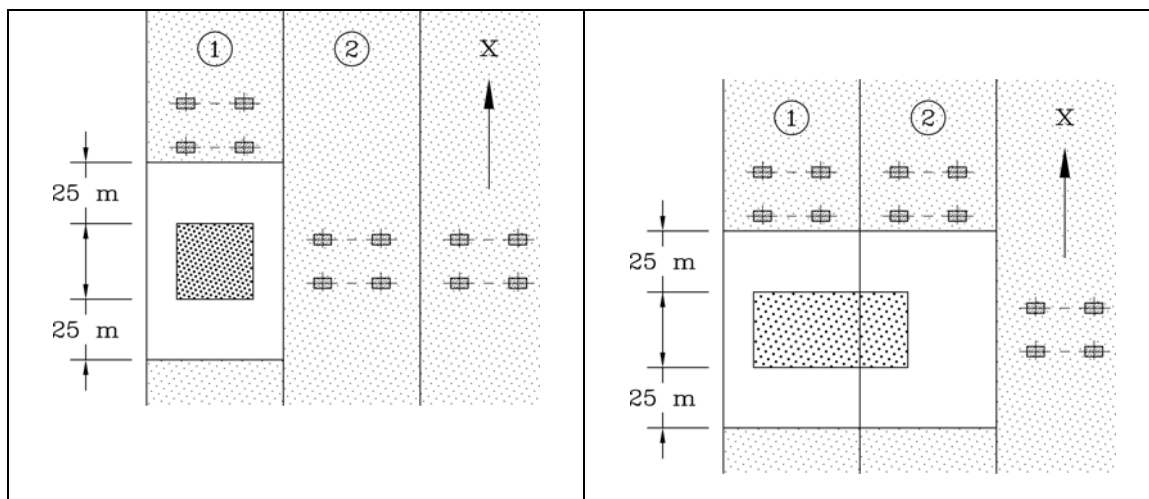
(5) Lorsque les modèles sont supposés se déplacer à vitesse normale, il convient de tenir compte d'une majoration dynamique. On peut utiliser la formule :

$$\varphi = 1,40 - \frac{L}{500} \varphi \geq 1$$

où

L longueur d'influence (m)

(6) Lorsque les modèles sont supposés se déplacer à faible vitesse, il convient de charger chaque voie conventionnelle, ainsi que l'aire résiduelle du tablier, au moyen du modèle de charge 1, avec les valeurs fréquentes définies en 4.5 et en A2 de l'EN 1990. Sur la (les) voie(s) occupée(s) par le véhicule normalisé, il convient de ne pas appliquer ce système à moins de 25 m des essieux extrêmes du véhicule considéré (voir Figure A.3).



Légende

Lignes d'essieux de 150 ou 200 kN

X : Direction de l'axe de l'ouvrage

(1) Voie 1

(2) Voie 2



Véhicule standard



Aire chargée avec le modèle de charges fréquentes de LM1

Légende

Lignes d'essieux de 240 kN

X : Direction de l'axe de l'ouvrage

(1) Voie 1

(2) Voie 2

NOTE Une position transversale plus favorable de certains véhicules spéciaux et une restriction de la présence simultanée du trafic général peuvent être définies pour le projet individuel.

Figure A.3 — Simultanéité du modèle de charge 1 et de véhicules spéciaux

(7) Lorsque des véhicules spéciaux sont supposés se déplacer à vitesse normale, il convient de disposer deux de ces véhicules sur la (les) voie(s) ainsi occupée(s). Sur les autres voies et sur l'aire résiduelle, il convient de charger le tablier du pont au moyen du modèle de charge 1, avec les valeurs fréquentes définies en 4.5 et en A2 de l'EN 1990.

Annexe B (informative)

Évaluation de la durée de vie des ponts routiers vis-à-vis de la fatigue Méthode fondée sur des enregistrements du trafic

(1) Il convient d'établir un historique des contraintes à partir de l'analyse de l'enregistrement de données représentatives d'un trafic réel, multipliées par un coefficient de majoration dynamique ϕ_{fat} .

(2) Il convient que ce coefficient de majoration dynamique, qui dépend de la rugosité prévue du revêtement ainsi que des majorations dynamiques éventuelles incluses dans les enregistrements, tienne compte du comportement dynamique du pont.

NOTE Conformément à l'ISO 8608⁶, le revêtement peut être classé en termes de densité spectrale de puissance (DSP) des déplacements verticaux du profil de la route G_d , c'est-à-dire de la rugosité. G_d est une fonction de la fréquence spatiale n , $G_d(n)$, ou de la fréquence angulaire spatiale Ω le long de la ligne de mesure, $G_d(\Omega)$, avec $\Omega = 2\pi n$. Il convient de lisser la densité spectrale de puissance réelle du profil de chaussée puis de la linéariser sur un diagramme en coordonnées bilogarithmiques, sur une plage de fréquence spatiale appropriée. La densité spectrale linéarisée peut être exprimée selon la forme générale :

$$G_d(n) = G_d(n_0) \left(\frac{n}{n_0} \right)^{-w} \quad \text{ou} \quad G_d(\Omega) = G_d(\Omega_0) \left(\frac{\Omega}{\Omega_0} \right)^{-w}$$

où

n_0 fréquence spatiale de référence (0,1 cycle/m) ;

Ω_0 fréquence spatiale angulaire de référence (1 rd/m) ;

w exposant de la DSP linéarisée.

Souvent, au lieu de considérer la DSP des déplacements, G_d , il est plus commode de considérer la DSP des vitesses, G_v , en termes de variations d'ordonnées verticales de la surface de la route par unité de distance parcourue. G_v et G_d sont liés par les expressions suivantes :

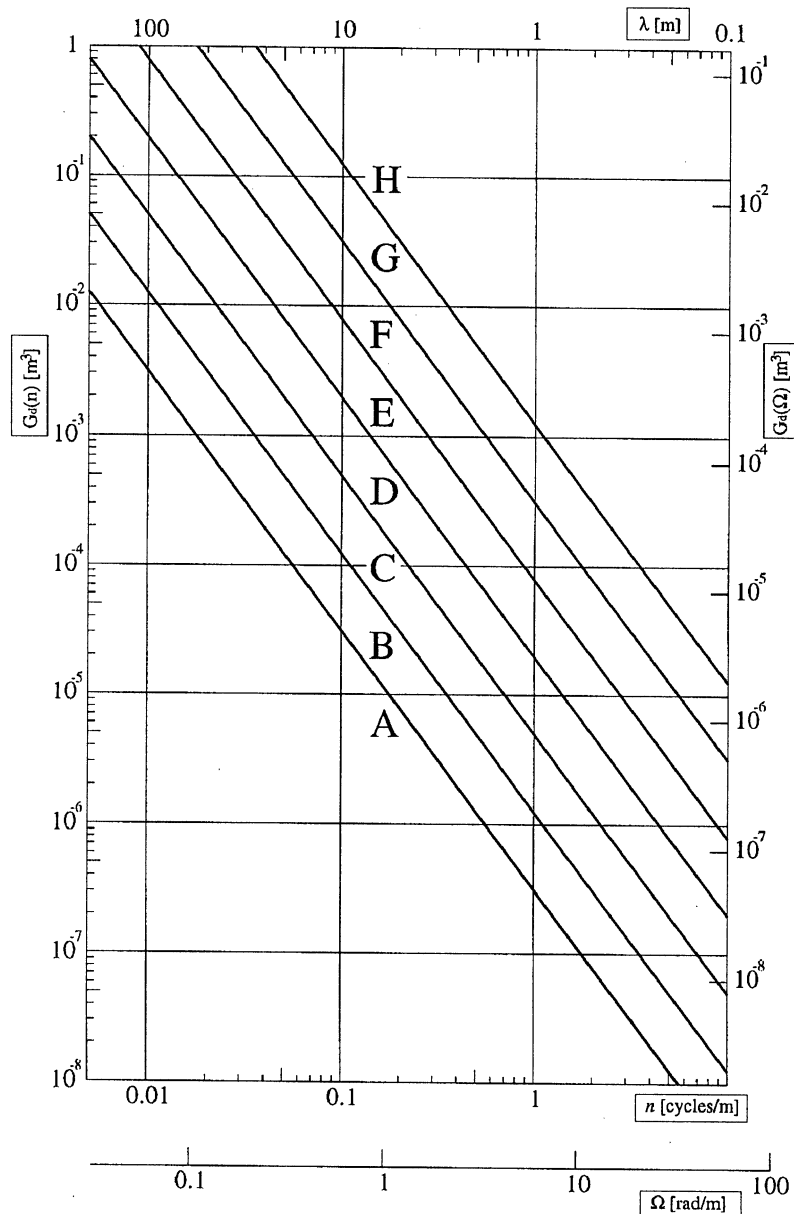
$$G_v(n) = G_d(n) \left(2\pi n \right)^2 \quad \text{et} \quad G_v(\Omega) = G_d(\Omega) \left(\Omega \right)^2$$

Lorsque $w = 2$, les deux expressions de la DSP des vitesses sont constantes.

Considérant une DSP des vitesses constante, l'ISO 8608 considère 8 classes de routes (A, B... H) différentes de rugosité croissante. Les limites des classes sont représentées sur la Figure B.1 en fonction de la DSP des déplacements. Pour la classification des chaussées des ponts routiers, seules les 5 premières classes (A, B, ..., E) sont concernées.

⁶ ISO 8608:1995 – Mechanical vibration – Road surface profiles – Reporting of measured data

La qualité de surface peut être considérée comme très bonne pour les revêtements de classe A, bonne pour les revêtements de classe B, moyenne pour les revêtements de classe C, médiocre pour les revêtements de classe D et très médiocre pour les revêtements de classe E.



Légende

- 1 Densité spectrale de puissance des déplacements, $G_d(n)$ [m³]
- 2 Longueur d'onde, λ [m]
- 3 Densité spectrale de puissance des déplacements, $G_d(\Omega)$ [m³]
- 4 Fréquence spatiale, n [cycles/m]
- 5 Fréquence angulaire spatiale, Ω [rad/m]

Figure B.1 — Classification des revêtements de chaussée (ISO 8608)

Les valeurs limites de G_d et de G_v pour les 5 premières classes de revêtement sont données dans les Tableaux B.1 et B.2 pour n et Ω respectivement.

Tableau B.1 — Degré de rugosité exprimé en termes de fréquence spatiale n

Classe de route	Qualité du revêtement	Degré de rugosité			
		$G_d (n_0)^a [10^{-6} \text{ m}]$			$G_v (n) [10^{-6} \text{ m}]$
		Limite inférieure	Moyenne géométrique	Limite supérieure	Moyenne géométrique
A	Très bonne	---	16	32	6,3
B	Bonne	32	64	128	25,3
C	Moyenne	128	256	512	101,1
D	Médiocre	512	1 024	2 048	404,3
E	Très médiocre	2 048	4 096	8 192	1 617,0

^a $n_0 = 0,1 \text{ cycle/m.}$

Tableau B.2 — Degré de rugosité exprimé en termes de fréquence angulaire spatiale Ω

Classe de route	Qualité du revêtement	Degré de rugosité			
		$G_d (\Omega_0)^a [10^{-6} \text{ m}]$			$G_v (\Omega) [10^{-6} \text{ m}]$
		Limite inférieure	Moyenne géométrique	Limite supérieure	Moyenne géométrique
A	Très bonne	---	1	2	1
B	Bonne	2	4	8	4
C	Moyenne	8	16	32	16
D	Médiocre	32	64	128	64
E	Très médiocre	128	256	512	256

^a $\Omega_0 = 1 \text{ rad/m.}$

(3) Sauf spécification différente, il convient de multiplier les charges d'essieu enregistrées par :

$\varphi_{\text{fat}} = 1,2$ pour les surfaces de bonne rugosité ;

$\varphi_{\text{fat}} = 1,4$ pour les surfaces de rugosité moyenne.

(4) De plus, lorsqu'on considère une section transversale située à moins de 6,00 m d'un joint de chaussée, il convient de multiplier la charge par le coefficient de majoration dynamique complémentaire $\Delta\varphi_{\text{fat}}$ donné par la Figure 4.7.

(5) La classification des états de rugosité de surface peut être effectuée suivant l'ISO 8608.

(6) Pour une estimation grossière et rapide de l'état de rugosité, on notera que :

— les revêtements de chaussée neufs tels, par exemple, les bétons bitumineux ou les bétons de ciment, peuvent être considérés comme possédant une bonne, voire une très bonne, rugosité ;

- les revêtements de chaussée anciens non entretenus peuvent être classés dans la catégorie des revêtements de rugosité moyenne ;
- les revêtements de chaussée qui consistent en pavés ou matériaux similaires peuvent être classés dans les catégories "moyenne" ou mauvaise ("médiocre", "très médiocre").

(7) Pour les surfaces de contact des roues et les distances transversales entre roues, il convient d'adopter les valeurs du Tableau 4.8 selon le cas.

(8) Si les mesures de trafic ne sont effectuées que sur une seule voie, il convient de faire des hypothèses pour ce qui concerne le trafic sur les autres voies. Ces hypothèses peuvent être fondées sur des enregistrements d'un type de trafic semblable, effectués en d'autres lieux.

(9) Il convient que l'historique des contraintes prenne en compte la présence simultanée de véhicules enregistrés sur une voie quelconque du pont et il convient d'établir une procédure permettant d'en tenir compte lorsque l'évaluation est basée sur des enregistrements des chargements individuels de véhicules.

(10) Il convient de compter le nombre de cycles au moyen de la méthode de la goutte d'eau ou de celle du réservoir.

(11) Si la durée des mesures est inférieure à une semaine entière, les enregistrements et l'évaluation de l'endommagement résultant de la fatigue peuvent être ajustés en prenant en compte les variations de flux et de compositions de trafic observées au cours d'une semaine normale. Il convient aussi d'appliquer un coefficient d'ajustement pour tenir compte de toute évolution ultérieure du trafic.

(12) Il convient de multiplier l'endommagement cumulé résultant de la fatigue, calculé à partir des enregistrements, par le rapport entre la durée d'utilisation de projet et la durée correspondant à l'histogramme. En l'absence d'informations détaillées, on recommande un coefficient 2 pour le nombre de camions et un coefficient 1,4 pour les niveaux de charge.

Annexe C (normative)

Coefficients dynamiques $1 + \varphi$ pour les trains réels

(1)P Pour prendre en compte les effets dynamiques résultant de la vitesse des trains réels en circulation, les sollicitations calculées à partir des charges statiques spécifiées doivent être multipliées par un coefficient correspondant à la vitesse maximale autorisée des trains.

(2) Les coefficients dynamiques $1 + \varphi$ sont également utilisés pour les calculs de l'endommagement résultant de la fatigue.

(3)P La charge statique due à un train réel circulant à la vitesse v [m/s] doit être multipliée :

$$\text{par } 1 + \varphi = 1 + \varphi' + \varphi'' \text{ pour une voie normalement entretenue} \quad (\text{C.1})$$

$$\text{ou par } 1 + \varphi = 1 + \varphi' + 0,5 \varphi'' \text{ pour une voie soigneusement entretenue} \quad (\text{C.2})$$

NOTE L'Annexe Nationale peut spécifier laquelle des deux équations (C.1) ou (C.2) peut être utilisée. Lorsque l'équation à utiliser n'est pas précisée, il est recommandé d'utiliser l'équation (C.1).

Dans ces expressions :

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \text{ pour } K < 0,76 \quad (\text{C.3})$$

et

$$\varphi' = 1,325 \text{ pour } K \leq 0,76 \quad (\text{C.4})$$

$$\text{où : } K = \frac{v}{2L_{\Phi} \times n_0} \quad (\text{C.5})$$

et

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[56e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{10}\right)^2} + 50 \left(\frac{L_{\Phi} n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{20}\right)^2} \right] \quad (\text{C.6})$$

$$\varphi'' \geq 0$$

$$\text{avec : } \alpha = \frac{v}{22} \quad \text{si } v \leq 22 \text{ m/s} \quad (\text{C.7})$$

$$\alpha = 1 \quad \text{si } v > 22 \text{ m/s}$$

où

v est la vitesse maximale autorisée du véhicule [m/s] ;

t_0 est la première fréquence propre de flexion du pont sous charges permanentes [Hz] ;

t_Φ est la longueur déterminante [m] conformément à 6.4.5.3 ;

α est un coefficient pour la vitesse.

La limite de validité de ϕ' , défini par les équations (C.3) et (C.4), est la limite inférieure de la fréquence propre de la Figure 6.10. ϕ' est également limité aux vitesses inférieures à 200 km/h. Pour tous les autres cas, il convient de déterminer ϕ' par une analyse dynamique, comme indiqué en 6.4.6.

NOTE Il convient que la méthode employée fasse l'objet d'un accord avec l'autorité compétente spécifiée dans l'Annexe Nationale.

La limite de validité de ϕ'' , défini par l'équation (C.6), est la limite supérieure de la fréquence propre de la Figure 6.10. Pour tous les autres cas, ϕ'' peut être déterminé par une analyse dynamique en tenant compte de l'interaction entre les masses non suspendues du train et la masse du pont comme indiqué en 6.4.6.

(4)P Les valeurs de $\phi' + \phi''$ doivent être déterminées en utilisant les valeurs limites supérieures et inférieures de n_0 , à moins qu'il ne s'agisse d'un pont particulier dont la première fréquence propre est connue.

La limite supérieure de n_0 est donnée par :

$$n_0 = 94,76 L_\Phi^{-0,748} \quad (\text{C.8})$$

et sa limite inférieure par :

$$n_0 = \frac{80}{L_\Phi} \quad \text{pour } 4 \text{ m} \leq L_\Phi \leq 20 \text{ m} \quad (\text{C.9})$$

$$n_0 = 23,58 L_\Phi^{-0,592} \quad \text{pour } 20 \text{ m} < L_\Phi \leq 100 \text{ m} \quad (\text{C.10})$$

Annexe D (normative)

Bases d'évaluation de la fatigue pour les structures ferroviaires

D.1 Hypothèses sur les actions relatives à la fatigue

(1) Les coefficients dynamiques ϕ_2 et ϕ_3 , appliqués au modèle de charge statique 71 et aux modèles SW/0 et SW/2 lorsque le paragraphe 6.4.5 s'applique, représentent le chargement extrême à considérer lors de la définition des dispositions constructives des éléments de ponts. Ces coefficients conduiraient à des dispositions inutilement onéreuses s'ils étaient appliqués aux trains réels employés pour évaluer l'endommagement résultant de la fatigue.

(2) Pour tenir compte de l'effet moyen sur une durée de vie de la structure supposée égale à 100 ans, la majoration dynamique correspondant à chaque train réel peut être réduite à :

$$1 + \frac{1}{2}(\phi' + \frac{1}{2}\phi'') \quad (D.1)$$

expression dans laquelle ϕ' et ϕ'' sont définis ci-après dans les équations (D.2) et (D.5).

(3) Les équations (D.2) et (D.5) sont des formes simplifiées des équations (C.3) et (C.6) et sont suffisamment précises pour servir au calcul de l'endommagement résultant de la fatigue ; elles sont valables pour des vitesses maximales autorisées des véhicules inférieures ou égales à 200 km/h :

$$\phi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad (D.2)$$

avec :

$$K = \frac{v}{160} \text{ pour } L \leq 20 \text{ m} \quad (D.3)$$

$$K = \frac{v}{47,16 L^{0,408}} \text{ pour } L > 20 \text{ m} \quad (D.4)$$

et

$$\phi'' = 0,56e^{-\frac{L^2}{100}} \quad (D.5)$$

où

v vitesse maximale autorisée du convoi [m/s] ;

L longueur déterminante L_Φ [m] conformément à 6.4.5.3.

NOTE Lorsque les effets dynamiques, résonance comprise, sont susceptibles d'être excessifs et que 6.4.4 impose une analyse dynamique, des exigences supplémentaires pour la vérification à la fatigue des ponts sont données en 6.4.6.6.

D.2 Méthode générale de calcul

(1) P L'évaluation de la fatigue, qui consiste généralement à vérifier une variation d'amplitude de contraintes, doit être effectuée conformément aux EN 1992, EN 1993 et EN 1994.

(2) Dans le cas des ponts métalliques, par exemple, la vérification de la sécurité doit être effectuée en s'assurant que la condition suivante est satisfaite :

$$\gamma_{Ff} \lambda \Phi_2 \Delta \sigma_{71} \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad (D.6)$$

où

γ_{Ff} coefficient partiel de sécurité pour la charge de fatigue ;

NOTE La valeur de γ_{Ff} peut être donnée dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée est $\gamma_{Ff} = 1,00$.

λ coefficient d'endommagement équivalent pour la fatigue, qui prend en compte le trafic sur l'ouvrage et la portée de l'élément. Des valeurs de λ sont données dans les codes de calcul ;

Φ_2 coefficient dynamique (voir 6.4.5) ;

$\Delta \sigma_{71}$ variation de contraintes due au modèle de charge 71 (et, le cas échéant, SW/0 mais en excluant α) disposé dans la position la plus défavorable pour l'élément considéré ;

$\Delta \sigma_c$ valeur de référence de la résistance à la fatigue (voir EN 1993) ;

γ_{Mf} coefficient partiel de sécurité pour la résistance à la fatigue dans les codes de calcul.

D.3 Trains types pour la fatigue

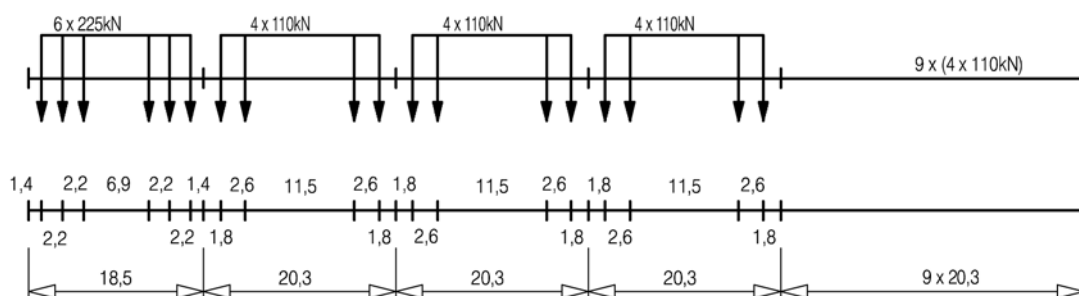
Il convient d'effectuer l'évaluation de la fatigue à partir des combinaisons de trafics "trafic standard", "trafic avec essieux de 250 kN" ou "trafic mixte léger", selon que la structure supporte un trafic mixte standard, ou un trafic majoritairement de marchandises lourd ou encore un trafic léger.

Les détails relatifs aux trains de service et aux combinaisons de trafics sont donnés ci-dessous.

(1) Trafic standard et trafic léger

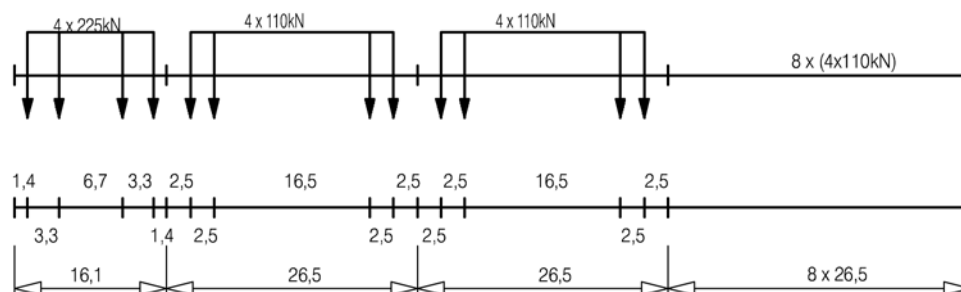
Type 1 Train de voyageurs tracté par une locomotive

$$\Sigma Q = 6630 \text{ kN} \quad V = 200 \text{ km/h} \quad L = 262,10 \text{ m} \quad q = 25,3 \text{ kN/m'}$$

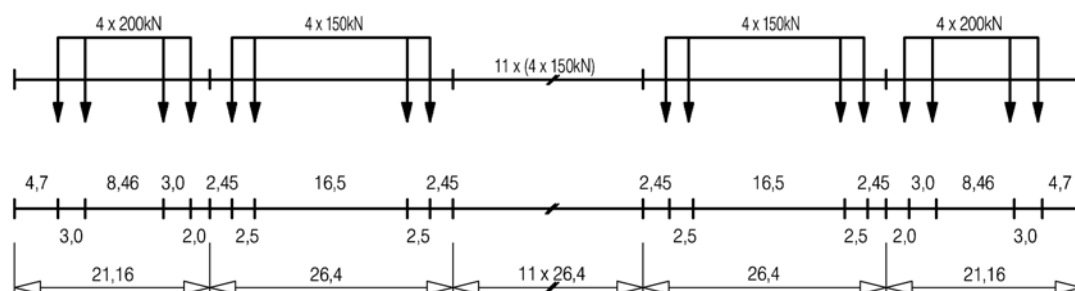


Type 2 Train de voyageurs tracté par une locomotive

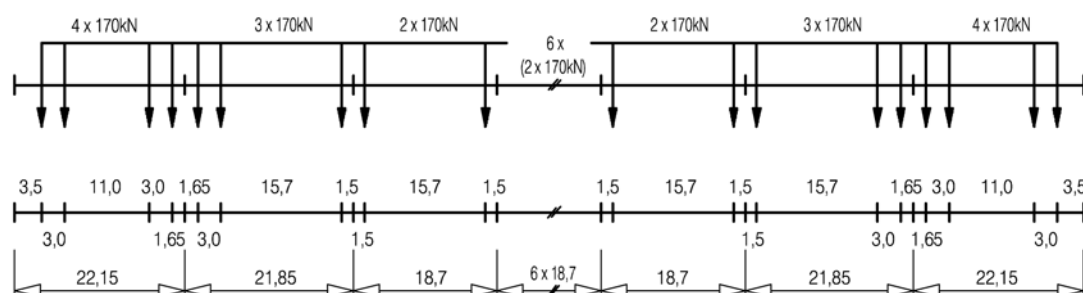
$$\Sigma Q = 5300 \text{ kN} \quad V = 160 \text{ km/h} \quad L = 281,10 \text{ m} \quad q = 18,9 \text{ kN/m'}$$

**Type 3 Train de voyageurs à grande vitesse**

$$\Sigma Q = 9400 \text{ kN} \quad V = 250 \text{ km/h} \quad L = 385,52 \text{ m} \quad q = 24,4 \text{ kN/m'}$$

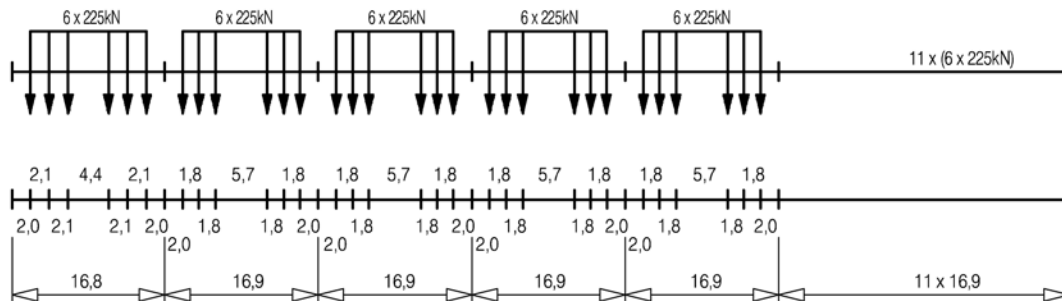
**Type 4 Train de voyageurs à grande vitesse**

$$\Sigma Q = 5100 \text{ kN} \quad V = 250 \text{ km/h} \quad L = 237,60 \text{ m} \quad q = 21,5 \text{ kN/m'}$$



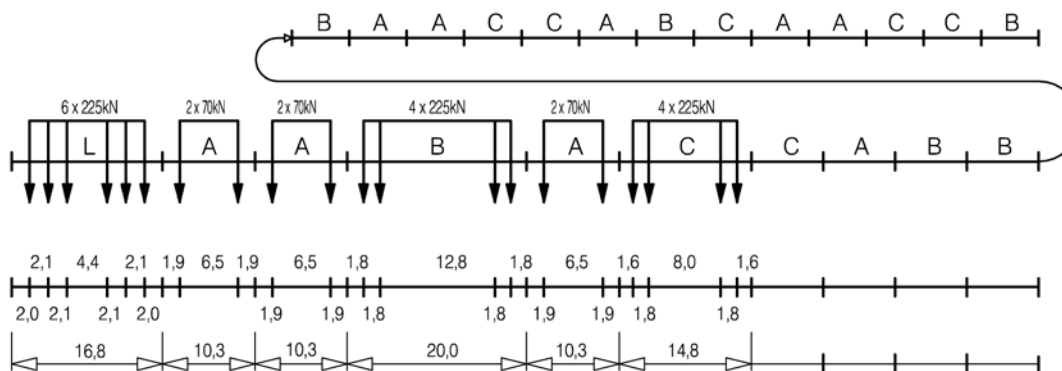
Type 5 Train de marchandises tracté par une locomotive

$$\Sigma Q = 21600 \text{ kN} \quad V = 80 \text{ km/h} \quad L = 270,30 \text{ m} \quad q = 80,0 \text{ kN/m'}$$



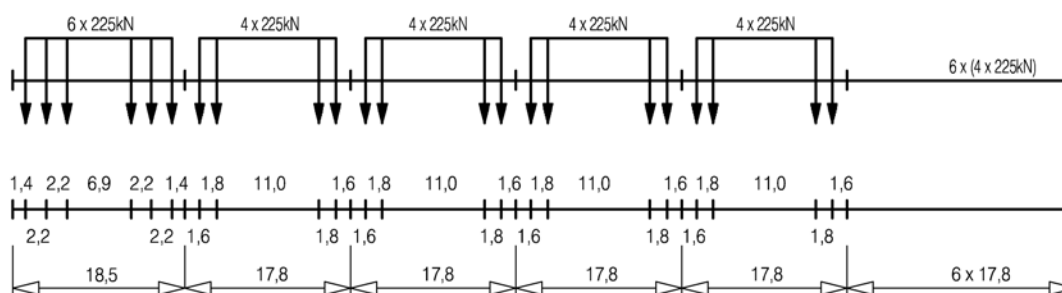
Type 6 Train de marchandises tracté par une locomotive

$$\Sigma Q = 14310 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ km/h} \quad L = 333,10 \text{ m} \quad q = 43,0 \text{ kN/m'}$$



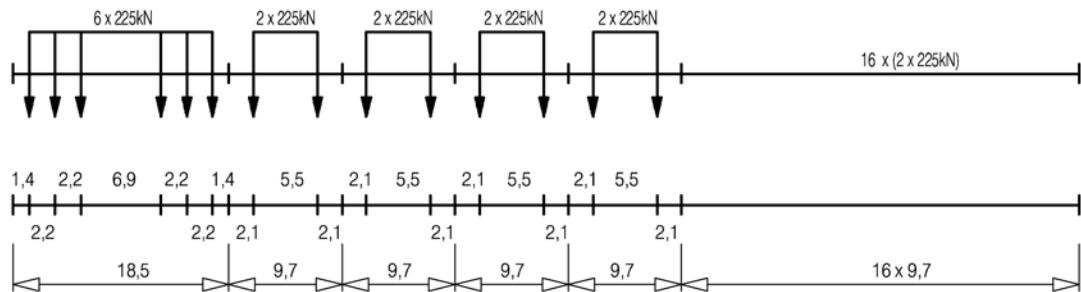
Type 7 Train de marchandises tracté par une locomotive

$$\Sigma Q = 10350 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 196,50 \text{ m} \quad q = 52,7 \text{ kN/m'}$$



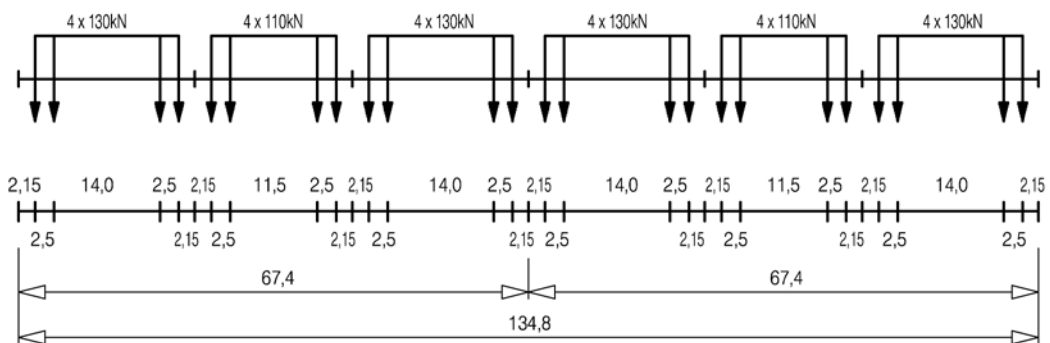
Type 8 Train de marchandises tracté par une locomotive

$$\Sigma Q = 10350 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ km/h} \quad L = 212,50 \text{ m} \quad q = 48,7 \text{ kN/m'}$$



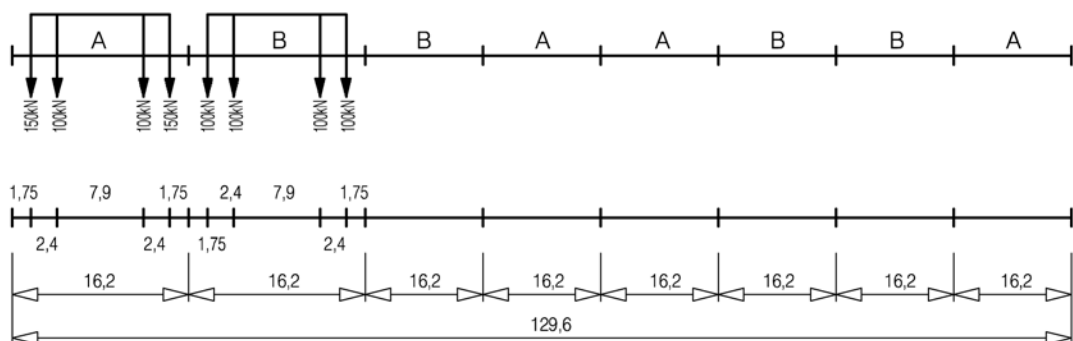
Type 9 Train suburbain à unités multiples

$$\Sigma Q = 2960 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 134,80 \text{ m} \quad q = 22,0 \text{ kN/m'}$$



Type 10 Train métropolitain

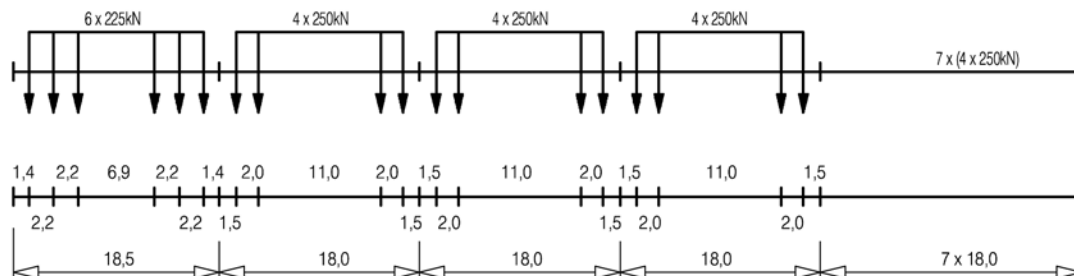
$$\Sigma Q = 3600 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 129,60 \text{ m} \quad q = 27,8 \text{ kN/m'}$$



(2) Trafic lourd avec essieux de 250 kN

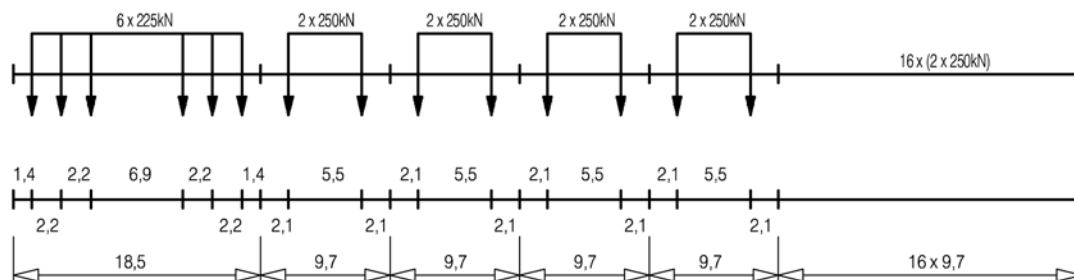
Type 11 Train de marchandises tracté par une locomotive

$$\Sigma Q = 11350 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 198,50 \text{ m} \quad q = 57,2 \text{ kN/m'}$$



Type 12 Train de marchandises tracté par une locomotive

$$\Sigma Q = 11350 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ km/h} \quad L = 212,50 \text{ m} \quad q = 53,4 \text{ kN/m'}$$



(3) Combinaisons de trafic :

Tableau D.1 — Combinaison de trafic standard avec essieux $\leq 22,5 \text{ t}$ (225 kN)

Train-type	Nombre de trains/jour	Masse du train [t]	Tonnage annuel [10^6 t/an]
1	12	663	2,90
2	12	530	2,32
3	5	940	1,72
4	5	510	0,93
5	7	2 160	5,52
6	12	1 431	6,27
7	8	1 035	3,02
8	6	1 035	2,27
	67		24,95

Tableau D.2 — Combinaison de trafic lourd avec essieux de 25 t (250 kN)

Train-type	Nombre de trains/jour	Masse du train [t]	Tonnage annuel [10 ⁶ t/an]
5	6	2 160	4,73
6	13	1 431	6,79
11	16	1 135	6,63
12	16	1 135	6,63
	51		24,78

Tableau D.3 — Combinaison de trafic léger avec essieux ≤ 22,5 t (225 kN)

Train-type	Nombre de trains/jour	Masse du train [t]	Tonnage annuel [10 ⁶ t/an]
1	10	663	2,4
2	5	530	1,0
5	2	2 160	1,4
9	190	296	20,5
	207		25,3

Annexe E (informative)

Limites de validité du modèle de charge HSLM et choix du train représentatif critique à partir du HSLM-A

E.1 Limites de validité du modèle de charge HSLM

(1) Le modèle de charge HSLM est valable pour les trains de voyageurs satisfaisant les critères suivants :

- la charge d'essieu individuelle P [kN] est limitée à 170 kN et, pour les trains classiques, est aussi limitée à la valeur correspondant à l'équation E.2 ;
- la distance D [m], correspondant à la longueur du véhicule ou à la distance entre essieux se répétant régulièrement, est conforme au Tableau E.1 ;
- la distance entre axes des essieux d'un bogie (empattement), d_{BA} [m], est telle que :

$$2,5 \text{ m} \leq d_{BA} \leq 3,5 \text{ m} \quad (\text{E.1})$$
- pour les trains classiques, l'espacement entre les centres de bogies de véhicules adjacents, d_{BS} [m], est conforme à l'équation (E.2) ;
- pour les trains à essieux régulièrement espacés, avec voitures à un essieu (train-type E de l'Annexe F.2 par exemple), la longueur des voitures intermédiaires D_{IC} [m] et la distance entre essieux adjacents situés de part et d'autre de l'accouplement de deux rames, e_c [m], sont conformes au Tableau E.1,
- D/d_{BA} et $(d_{BS} - d_{BA})/d_{BA}$ ne doivent pas prendre des valeurs proches d'un nombre entier ;
- le poids total maximal du train est égal à 10 000 kN ;
- la longueur maximale du train est égale à 400 m,
- la masse non suspendue est égale au maximum à 2 tonnes par essieu.

Tableau E.1 — Paramètres limites de définition des trains de voyageurs à grande vitesse conformes au modèle de charge HSLM

Type de train	P [kN]	D [m]	D_{IC} [m]	e_c [m]
A articulations intercaisse	170	$18 \leq D \leq 27$	-	-
Classique	Inférieure à 170 ou à la valeur donnée par l'équation E.2 ci-dessous si celle-ci est inférieure	$18 \leq D \leq 27$	-	-
A essieux régulièrement espacés	170	$10 \leq D \leq 14$	$8 \leq D_{IC} \leq 11$	$7 \leq e_c \leq 10$

où

$$4P \cos \left(\frac{\pi d_{BS}}{D} \right) \cos \left(\frac{\pi d_{BA}}{D} \right) \leq 2P_{HSLMA} \cos \left(\frac{\pi d_{HSLMA}}{D_{HSLMA}} \right) \quad (E.2)$$

où

D_{HSLMA} est égale à D si la valeur de D figure dans le Tableau 6.3 et est égale successivement aux deux valeurs du Tableau 6.3 qui encadrent D ; sinon

P_{HSLMA} et d_{HSLMA} sont les paramètres associés à D_{HSLMA} dans le Tableau 6.3 (soit un seul couple de valeurs, soit deux).

et D , D_{IC} , P , d_{BA} , d_{BS} et e_C sont définis suivant les cas sur les Figures E.1 à E.3 pour les trains à articulations intercaisse, les trains classiques et les trains à essieux régulièrement espacés :

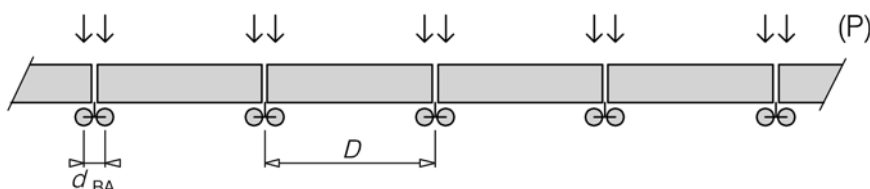


Figure E.1 — Train à articulations intercaisse

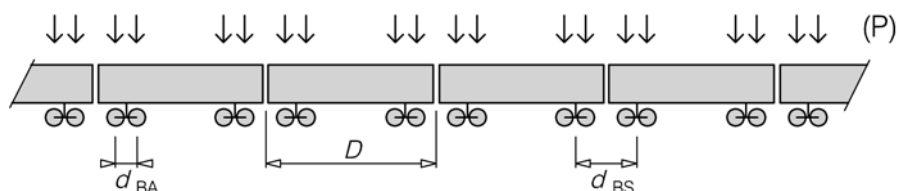


Figure E.2 — Train classique

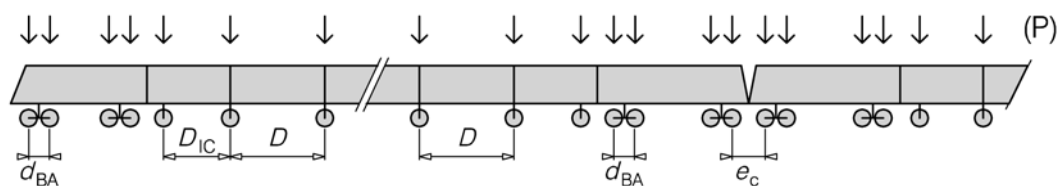


Figure E.3 — Train à essieux régulièrement espacés

(2) Les forces ponctuelles et les espacements dans les modèles HSLM-A (à l'exception des données utilisées dans l'équation E.2) et HSLM-B ne correspondent pas à des spécifications réelles de véhicules.

E.2 Choix du train représentatif critique à partir du HSLM-A

(1) Pour les travées sur appuis simples dont le comportement dynamique est assimilable à celui d'une poutre droite et dont la portée est supérieure ou égale à 7 m, un train représentatif critique unique dérivé du système de charges HSLM-A peut être utilisé pour l'analyse dynamique.

(2) Le train représentatif critique est défini en E.2(5) en fonction de :

— la longueur d'onde critique de l'excitation λ_C [m] définie en E.2(4).

la longueur d'onde critique d'excitation λ_C étant une fonction de :

— la longueur d'onde d'excitation à la vitesse maximale de calcul, λ_V [m], donnée en E.2(3) ;

— la portée du pont L [m] ;

— la valeur maximale de l'agressivité $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$ [kN/m], pour une longueur d'onde d'excitation allant de 4,5 m à L [m], donnée en E.2(4).

(3) la longueur d'onde d'excitation à la vitesse maximale de calcul λ_V [m] est donnée par :

$$\lambda_V = v_{DS}/n_0 \quad (\text{E.3})$$

où

n_0 première fréquence propre de la travée sur appuis simples [Hz] ;

v_{DS} vitesse maximale de calcul conformément à 6.4.6.2(1) [m/s].

(4) Il convient de déterminer la longueur d'onde critique d'excitation λ_C à partir des Figures E.4 à E.17 ; il s'agit de la valeur de λ correspondant à la valeur maximale de l'agressivité $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$ pour la travée de longueur L [m], dans la plage des longueurs d'onde d'excitation allant de 4,5 m à λ_V .

Pour les portées comprises entre les valeurs de portées des Figures E.4 à E.17, il convient de considérer les deux figures encadrant la valeur de la portée concernée et de déterminer la longueur d'onde critique d'excitation λ_C à partir de celle correspondant à la portée avec la valeur de l'agressivité maximale. L'interpolation entre les diagrammes n'est pas admise.

NOTE On peut voir, d'après les Figures E.4 à E.17, que dans de nombreux cas, $\lambda_C = \lambda_V$; mais dans certains cas, le pic de l'agressivité est obtenu pour une valeur λ_C inférieure à λ_V . (Dans la Figure E.4, par exemple, pour $\lambda_V = 17$ m, $\lambda_C = 13$ m)

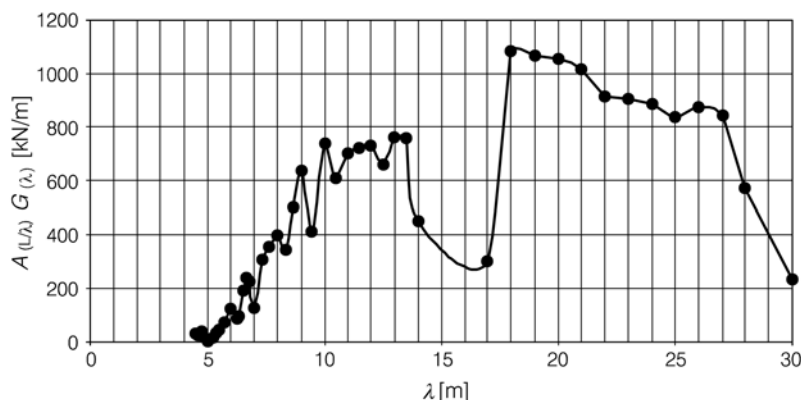


Figure E.4 — Agressivité $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$ en fonction de la longueur d'onde d'excitation λ pour une travée sur appuis simples de portée $L = 7,5$ m et un coefficient d'amortissement $\zeta = 0,01$

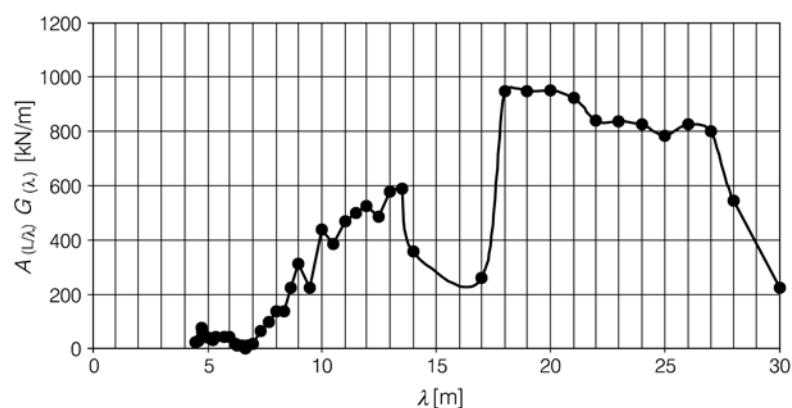


Figure E.5 — Aggressivité $A_{(L/\lambda)} G_{(\lambda)}$ en fonction de la longueur d'onde d'excitation λ pour une travée sur appuis simples de portée $L = 10,0$ m et un coefficient d'amortissement $\zeta = 0,01$

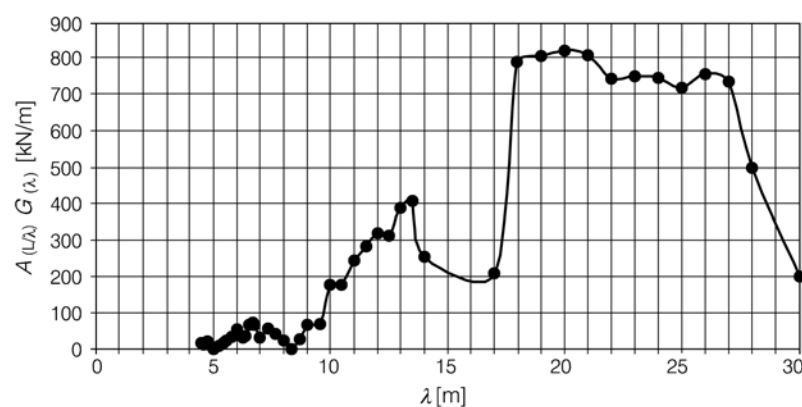


Figure E.6 — Aggressivité $A_{(L/\lambda)} G_{(\lambda)}$ en fonction de la longueur d'onde d'excitation λ pour une travée sur appuis simples de portée $L = 12,5$ m et un coefficient d'amortissement $\zeta = 0,01$

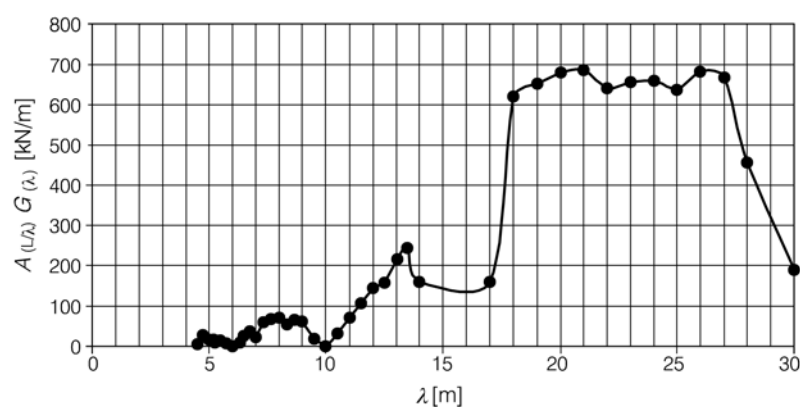


Figure E.7 — Aggressivité $A_{(L/\lambda)} G_{(\lambda)}$ en fonction de la longueur d'onde d'excitation λ pour une travée sur appuis simples de portée $L = 15,0$ m et un taux d'amortissement $\zeta = 0,01$

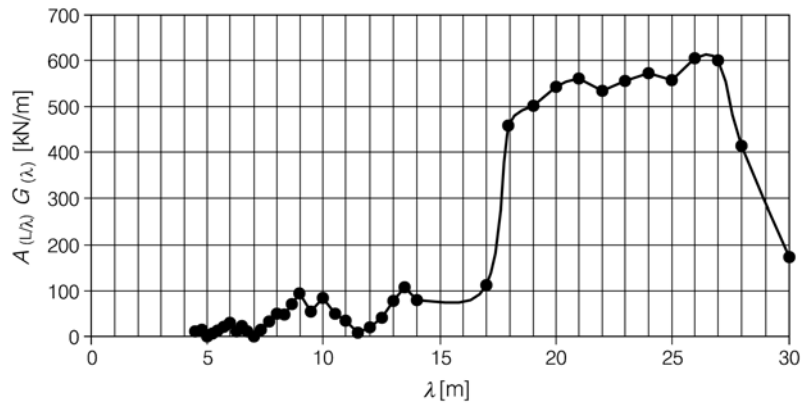


Figure E.8 — Aggressivité $A_{(L/\lambda)} G_{(\lambda)}$ en fonction de la longueur d'onde d'excitation λ pour une travée sur appuis simples de portée $L = 17,5$ m et un coefficient d'amortissement $\zeta = 0,01$

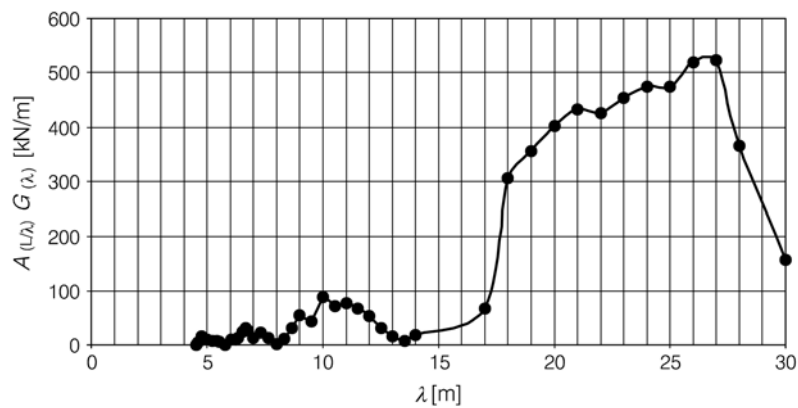


Figure E.9 — Aggressivité $A_{(L/\lambda)} G_{(\lambda)}$ en fonction de la longueur d'onde d'excitation λ pour une travée sur appuis simples de portée $L = 20,0$ m et un coefficient d'amortissement $\zeta = 0,01$

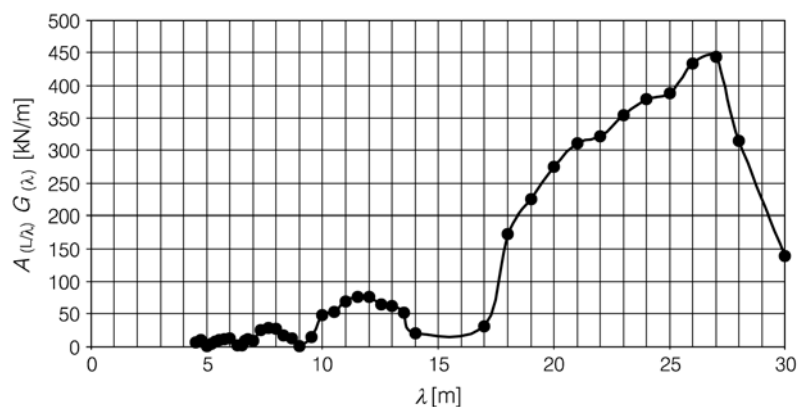


Figure E.10 — Aggressivité $A_{(L/\lambda)} G_{(\lambda)}$ en fonction de la longueur d'onde d'excitation λ pour une travée sur appuis simples de portée $L = 22,5$ m et un coefficient d'amortissement $\zeta = 0,01$

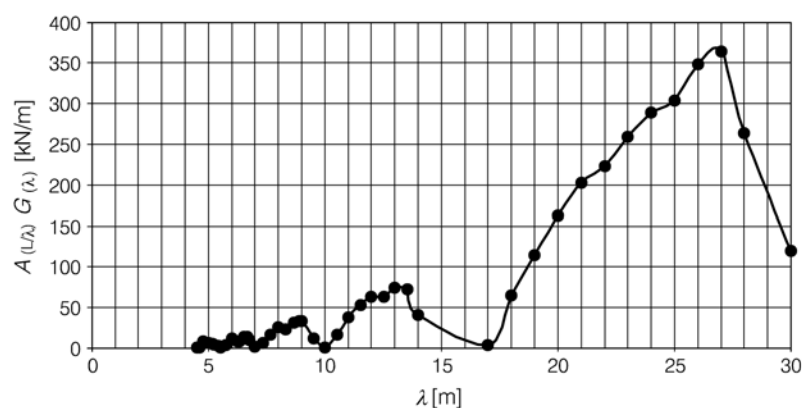


Figure E.11 — Aggressivité $A_{(L/\lambda)} G_{(\lambda)}$ en fonction de la longueur d'onde d'excitation λ pour une travée sur appuis simples de portée $L = 25,0$ m et un coefficient d'amortissement $\zeta = 0,01$

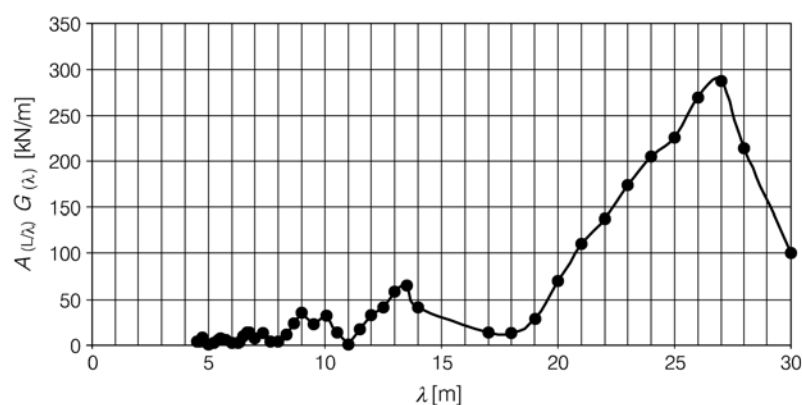


Figure E.12 — Aggressivité $A_{(L/\lambda)} G_{(\lambda)}$ en fonction de la longueur d'onde d'excitation λ pour une travée sur appuis simples de portée $L = 27,5$ m et un coefficient d'amortissement $\zeta = 0,01$

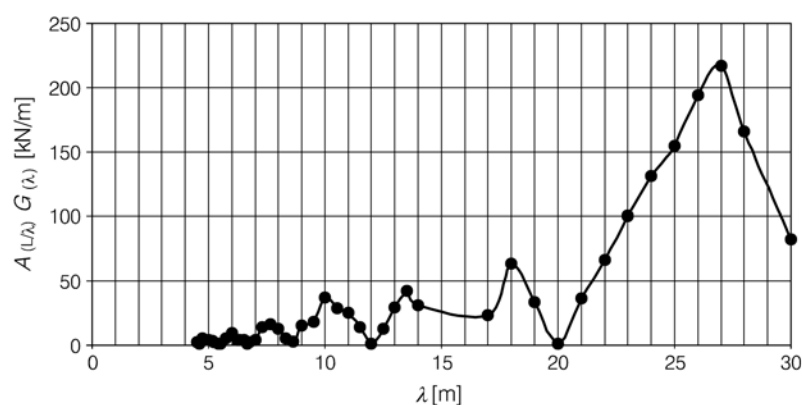


Figure E.13 — Aggressivité $A_{(L/\lambda)} G_{(\lambda)}$ en fonction de la longueur d'onde d'excitation λ pour une travée sur appuis simples de portée $L = 30,0$ m et un coefficient d'amortissement $\zeta = 0,01$

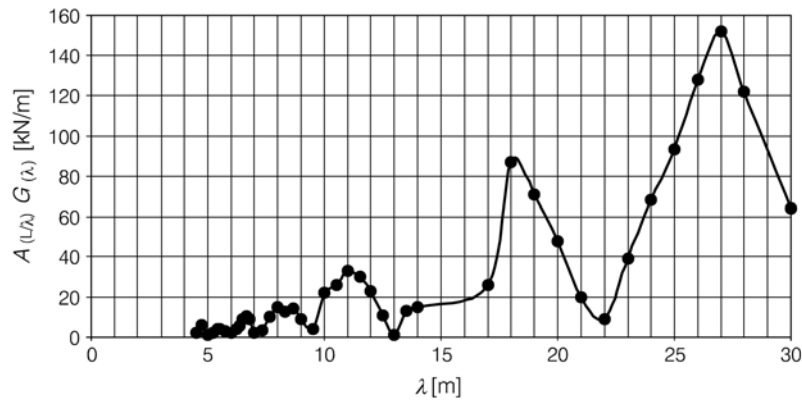


Figure E.14 — Aggressivité $A_{(L,\lambda)} G_{(\lambda)}$ en fonction de la longueur d'onde d'excitation λ pour une travée sur appuis simples $L = 32,5$ m et un coefficient d'amortissement $\zeta = 0,01$

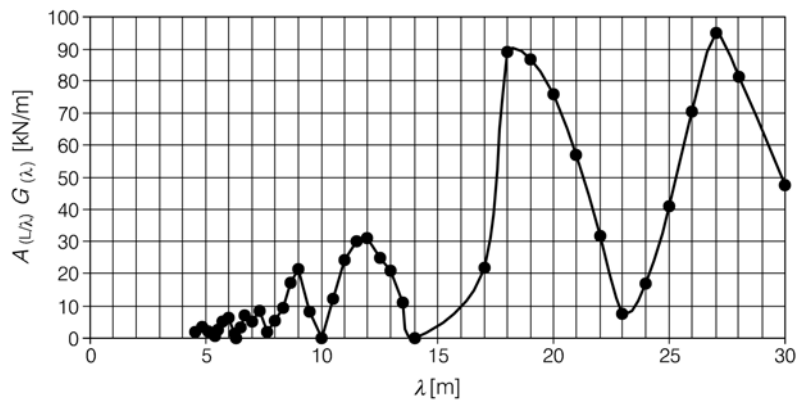


Figure E.15 — Aggressivité $A_{(L,\lambda)} G_{(\lambda)}$ en fonction de la longueur d'onde d'excitation λ pour une travée sur appuis simples de portée $L = 35,0$ m et un coefficient d'amortissement $\zeta = 0,01$

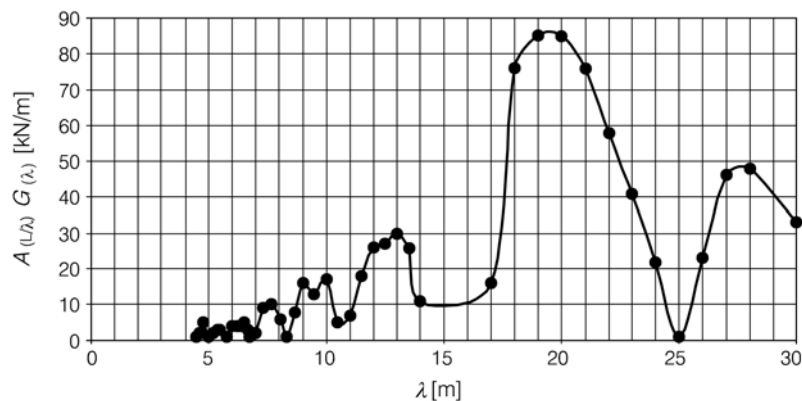


Figure E.16 — Aggressivité $A_{(L,\lambda)} G_{(\lambda)}$ en fonction de la longueur d'onde d'excitation λ pour une travée sur appuis simples de portée $L = 37,5$ m et un coefficient d'amortissement $\zeta = 0,01$

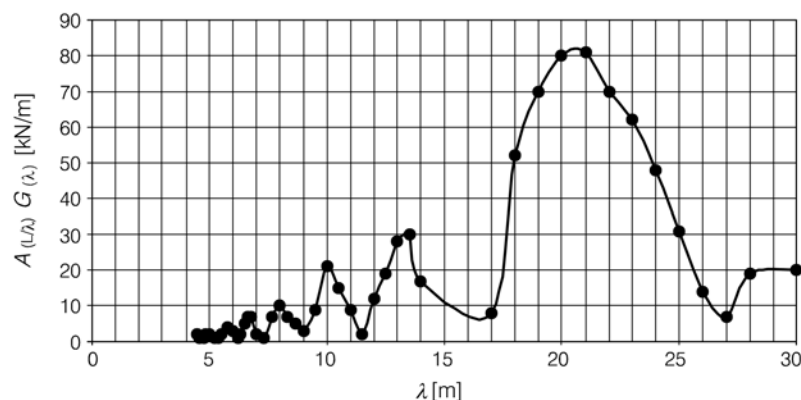


Figure E.17 — Agressivité $A_{(L,\lambda)}G_{(\lambda)}$ en fonction de la longueur d'onde d'excitation λ pour une travée sur appuis simples de portée $L = 40,0$ m et un coefficient d'amortissement $\zeta = 0,01$

(5) Le train représentatif critique de HSLM-A est défini sur la Figure E.18 :

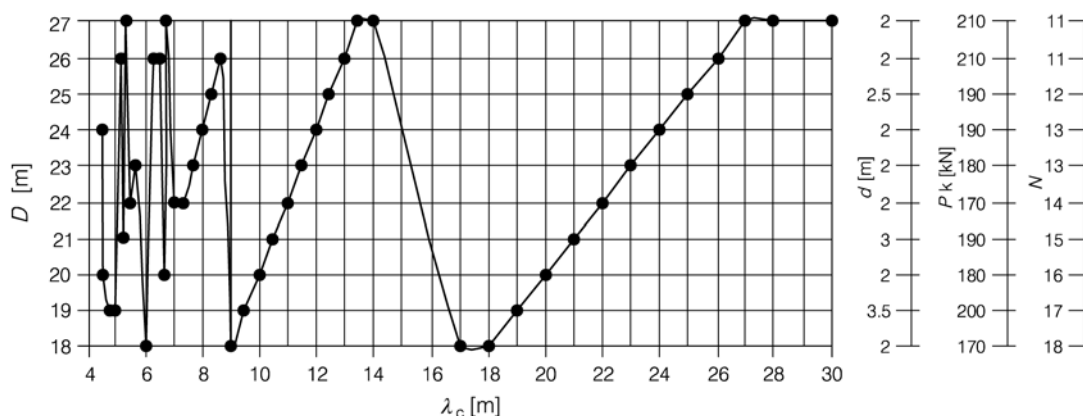


Figure E.18 — Paramètres définissant le train représentatif critique de HSLM-A en fonction de la longueur d'onde critique de l'excitation, λ_c [m]

NOTE Pour des valeurs de $\lambda_c < 7$ m, on recommande d'effectuer l'analyse dynamique avec les trains représentatifs A1 à A10 compris, conformément au Tableau 6.3.

où

- D longueur des voitures intermédiaires et de queue, telles que définies par la Figure 6.12, [m] ;
- d distance entre axes des essieux d'un bogie pour les voitures intermédiaires et de queue, tel que défini sur la Figure 6.12 [m] ;
- N nombre de voitures intermédiaires, telles que définies par la Figure 6.12 ;
- P_k force ponctuelle à chaque position d'essieu pour les voitures intermédiaires et de queue et pour chaque motrice, comme défini par la Figure 6.12 [kN] ;
- λ_c longueur d'onde critique de l'excitation donnée en E.2(4) [m].

(6) Alternativement, l'agressivité $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$ [kN/m] est définie par les équations E.4 et E.5 :

$$A_{\left(\frac{L}{\lambda}\right)} = \frac{\left| \cos \left(\frac{\pi L}{\lambda} \right) \right|}{\left| \left(\frac{2L}{\lambda} \right)^2 - 1 \right|} \quad (\text{E.4})$$

$$G_{\left(\lambda\right)} \equiv \text{MAX}_{i=0 \text{ et } M-1} \frac{1}{\zeta X_i} \sqrt{\left(\sum_{k=0}^i P_k \cos \left(\frac{2\pi x_k}{\lambda} \right) \right)^2 + \left(\sum_{k=0}^i P_k \sin \left(\frac{2\pi x_k}{\lambda} \right) \right)^2} \left(1 - \exp \left(-2\pi \zeta \frac{X_i}{\lambda} \right) \right) \quad (\text{E.5})$$

où i compris entre 0 et $(M-1)$ pour couvrir toutes les rames ainsi que le train complet et :

L portée [m] ;

M nombre de forces ponctuelles du train ;

P_k charge sur l'essieu k [kN] ;

X_i longueur d'une rame comportant i essieux ;

x_k distance de la force ponctuelle P_k à la première force ponctuelle P_0 du train [m] ;

λ longueur d'onde d'excitation [m] ;

ζ coefficient d'amortissement.

Annexe F (informative)

Critères à satisfaire dans le cas où une analyse dynamique n'est pas requise

NOTE L'Annexe F ne s'applique pas au modèle de charge HSLM (l'Annexe F est valide pour les trains donnés en F(4)).

(1) Pour les structures sur appuis simples satisfaisant la valeur maximale de $(v/n_0)_{lim}$ donnée dans les Tableaux F.1 et F.2 :

- les valeurs maximales des effets dynamiques des actions (contraintes, déformations etc.) ; et
- la charge de fatigue aux vitesses élevées (sauf lorsque la vitesse d'exploitation fréquente correspond à une vitesse de résonance, auquel cas il convient d'effectuer une analyse dynamique et une vérification à la fatigue spécifiques, conformément à 6.4.6) ;

ne dépassent pas les valeurs résultant de $\Phi_2 \times$ modèle de charge 71 et aucune analyse dynamique supplémentaire n'est nécessaire :

- l'accélération maximale du tablier est inférieure à $3,5 \text{ m/s}^2$ ou $5,0 \text{ m/s}^2$ suivant les cas.

Tableau F.1 — Valeur maximale de $(v/n_0)_{\text{lim}}$ pour une poutre ou une dalle sur appuis simples et une accélération maximale admissible $\alpha_{\text{max}} < 3,50 \text{ m/s}^2$.

Masse m 10^3 kg/m		$\geq 5,0$ $< 7,0$	$\geq 7,0$ $< 9,0$	$\geq 9,0$ $< 10,0$	$\geq 10,0$ $< 13,0$	$\geq 13,0$ $< 15,0$	$\geq 15,0$ $< 18,0$	$\geq 18,0$ $< 20,0$	$\geq 20,0$ $< 25,0$	$\geq 25,0$ $< 30,0$	$\geq 30,0$ $< 40,0$	$\geq 40,0$ $< 50,0$	$\geq 50,0$ -
Portée $L \in$ m^a	ζ %	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m
[5,00,7,50)	2	1,71	1,78	1,88	1,88	1,93	1,93	2,13	2,13	3,08	3,08	3,54	3,59
	4	1,71	1,83	1,93	1,93	2,13	2,24	3,03	3,08	3,38	3,54	4,31	4,31
[7,50,10,0)	2	1,94	2,08	2,64	2,64	2,77	2,77	3,06	5,00	5,14	5,20	5,35	5,42
	4	2,15	2,64	2,77	2,98	4,93	5,00	5,14	5,21	5,35	5,62	6,39	6,53
[10,0,12,5)	1	2,40	2,50	2,50	2,50	2,71	6,15	6,25	6,36	6,36	6,45	6,45	6,57
	2	2,50	2,71	2,71	5,83	6,15	6,25	6,36	6,36	6,45	6,45	7,19	7,29
[12,5,15,0)	1	2,50	2,50	3,58	3,58	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	9,14	9,14	9,14
	2	3,45	5,12	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	8,22	9,53	9,76	10,36	10,48
[15,0,17,5)	1	3,00	5,33	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	6,50	7,80	7,80	7,80
	2	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	10,17	10,33	10,33	10,50	10,67	12,40
[17,5,20,0)	1	3,50	6,33	6,33	6,33	6,50	6,50	7,17	7,17	10,67	12,80	12,80	12,80
[20,0,25,0)	1	5,21	5,21	5,42	7,08	7,50	7,50	13,54	13,54	13,96	14,17	14,38	14,38
[25,0,30,0)	1	6,25	6,46	6,46	10,21	10,21	10,21	10,63	10,63	12,75	12,75	12,75	12,75
[30,0,40,0)	1				10,56	18,33	18,33	18,61	18,61	18,89	19,17	19,17	19,17
$\geq 40,0$	1				14,73	15,00	15,56	15,56	15,83	18,33	18,33	18,33	18,33

^a $L \in [a,b)$ signifie $a \leq L < b$.

NOTE 1 Le Tableau F.1 inclut un coefficient de sécurité de 1,2 sur $(v/n_0)_{\text{lim}}$ pour les critères d'accélération, de déformation et de résistance et un coefficient de sécurité de 1,0 sur $(v/n_0)_{\text{lim}}$ pour la fatigue.

NOTE 2 Le Tableau F.1 tient compte des irrégularités de la voie par $(1+\phi''/2)$

Tableau F.2 — Valeur maximale de $(v/n_0)_{\text{lim}}$ pour une poutre ou une dalle sur appuis simples et une accélération maximale admissible $a_{\text{max}} < 5,0 \text{ m/s}^2$.

Masse m 10^3 kg/m		≥ 5.0 < 7.0	≥ 7.0 < 9.0	≥ 9.0 < 10.0	≥ 10.0 < 13.0	≥ 13.0 < 15.0	≥ 15.0 < 18.0	≥ 18.0 < 20.0	≥ 20.0 < 25.0	≥ 25.0 < 30.0	≥ 30.0 < 40.0	≥ 40.0 < 50.0	≥ 50.0 -
Portée $L \in$ m^a	ζ %	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m
[5,00,7,50)	2	1,78	1,88	1,93	1,93	2,13	2,13	3,08	3,08	3,44	3,54	3,59	4,13
	4	1,88	1,93	2,13	2,13	3,08	3,13	3,44	3,54	3,59	4,31	4,31	4,31
[7,50,10,0)	2	2,08	2,64	2,78	2,78	3,06	5,07	5,21	5,21	5,28	5,35	6,33	6,33
	4	2,64	2,98	4,86	4,93	5,14	5,21	5,35	5,42	6,32	6,46	6,67	6,67
[10,0,12,5)	1	2,50	2,50	2,71	6,15	6,25	6,36	6,36	6,46	6,46	6,46	7,19	7,19
	2	2,71	5,83	6,15	6,15	6,36	6,46	6,46	6,46	7,19	7,19	7,75	7,75
[12,5,15,0)	1	2,50	3,58	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	8,33	9,14	9,14	9,14	9,14
	2	5,12	5,24	5,36	5,36	7,86	8,22	9,53	9,64	10,36	10,36	10,48	10,48
[15,0,17,5)	1	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	6,50	7,80	7,80	7,80	7,80	7,80
	2	5,33	6,33	6,50	6,50	10,33	10,33	10,50	10,50	10,67	10,67	12,40	12,40
[17,5,20,0)	1	6,33	6,33	6,50	6,50	7,17	10,67	10,67	12,80	12,80	12,80	12,80	12,80
[20,0,25,0)	1	5,21	7,08	7,50	7,50	13,54	13,75	13,96	14,17	14,38	14,38	14,38	14,38
[25,0,30,0)	1	6,46	10,20	10,42	10,42	10,63	10,63	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75
[30,0,40,0)	1				18,33	18,61	18,89	18,89	19,17	19,17	19,17	19,17	19,17
$\geq 40,0$	1				15,00	15,56	15,83	18,33	18,33	18,33	18,33	18,33	18,33

^a $L \in [a,b)$ signifie $a \leq L < b$.

NOTE 1 Le Tableau F.2 inclut un coefficient de sécurité de 1,2 sur $(v/n_0)_{\text{lim}}$ pour les critères d'accélération, de déformation et de résistance et un coefficient de sécurité de 1,0 sur $(v/n_0)_{\text{lim}}$ pour la fatigue.

NOTE 2 Le Tableau F.2 tient compte des irrégularités de la voie par $(1 + \phi''/2)$

où

L portée du pont [m] ;

m masse du pont [10^3 kg/m] ;

ζ coefficient d'amortissement critique [%] ;

v vitesse maximale nominale, généralement égale à la vitesse maximale de ligne au point considéré. Pour vérifier les trains réels individuels, une vitesse réduite peut être utilisée (vitesse maximale autorisée des trains) [m/s] ;

n_0 première fréquence propre de la travée [Hz] ;

Φ_2 et ϕ'' définis en 6.4.5.2 et à l'Annexe C.

(2) Les Tableaux F.1 et F.2 sont valables pour :

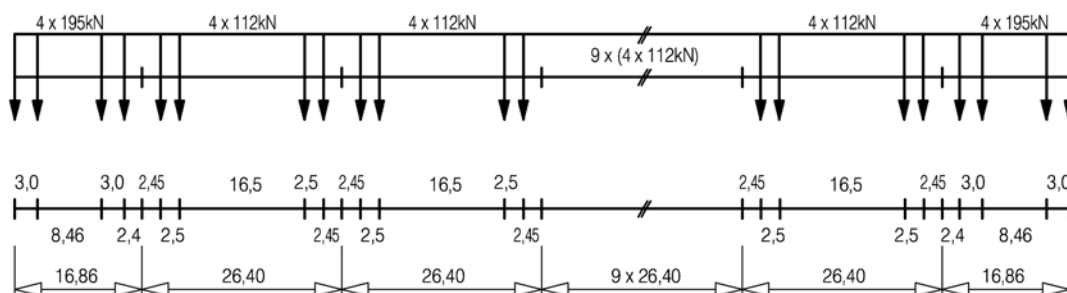
- les ponts sur appuis simples pour lesquels les effets de biais sont négligeables et qui peuvent être modélisés comme une poutre droite ou une dalle, sur appuis rigides. Les Tableaux F.1 et F.2 ne sont pas applicables aux ponts à poutres latérales et aux ponts à treillis avec tabliers minces ni aux autres structures complexes susceptibles de ne pas être correctement modélisées par une poutre ou une dalle ;
- les ponts pour lesquels la voie et la hauteur prise entre la partie supérieure du tablier et l'axe neutre permettent de répartir les charges d'essieux ponctuelles sur une distance d'au moins 2,50 m ;
- les trains-types énumérés en F(4) ;
- les structures calculées pour les valeurs caractéristiques des charges verticales ou des charges verticales classifiées, avec $\alpha \geq 1$, conformément à 6.3.2 ;
- les voies soigneusement entretenues ;
- les travées avec une fréquence propre n_0 inférieure à la limite supérieure de la Figure 6.10 ;
- les structures dont la fréquence de torsion n_T satisfait : $n_T > 1.2 \times n_0$.

(3) Lorsque les critères ci-dessus ne sont pas satisfaits, il convient de procéder à une analyse dynamique conformément à 6.4.6.

(4) Les critères du paragraphe 6.4 et de l'annexe F ont été élaborés sur la base des trains réels ci-dessous (excepté le modèle de charge HSLM qui est basé sur les trains-types satisfaisant les critères d'interopérabilité appropriés).

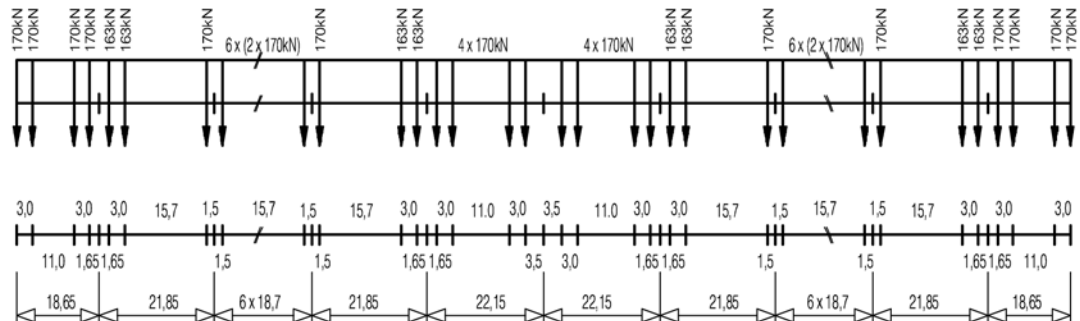
Type A

$$\Sigma Q = 6936 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 350,52 \text{ m} \quad q = 19,8 \text{ kN/m'}$$

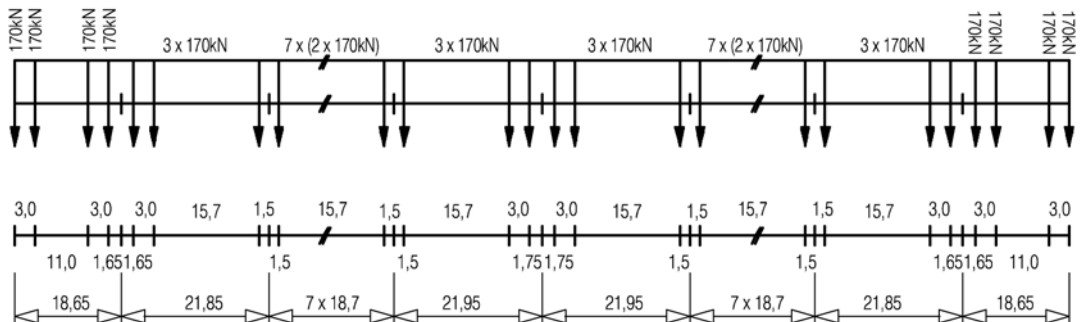


Type B

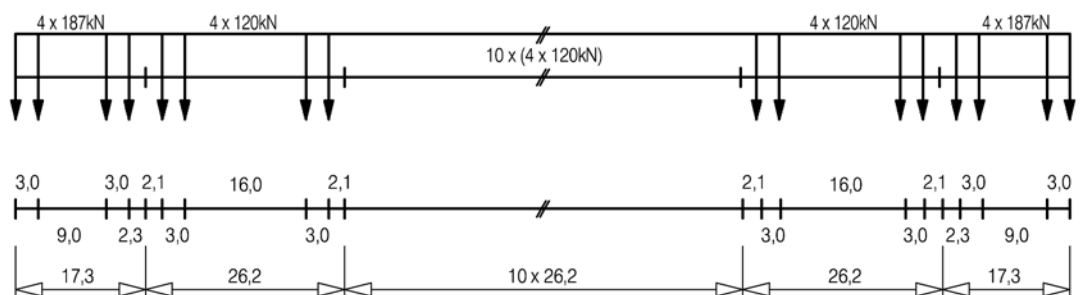
$$\Sigma Q = 8784 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 393,34 \text{ m} \quad q = 22,3 \text{ kN/m'}$$

**Type C**

$$\Sigma Q = 8160 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 386,67 \text{ m} \quad q = 21,1 \text{ kN/m'}$$

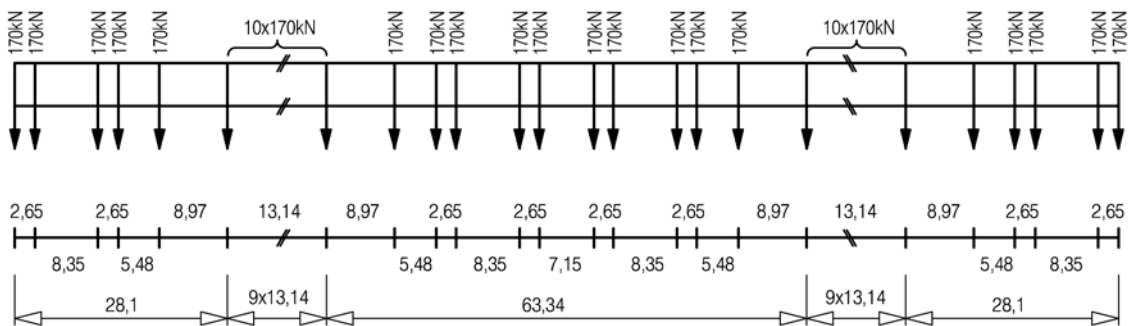
**Type D**

$$\Sigma Q = 6296 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 295,70 \text{ m} \quad q = 21,3 \text{ kN/m'}$$



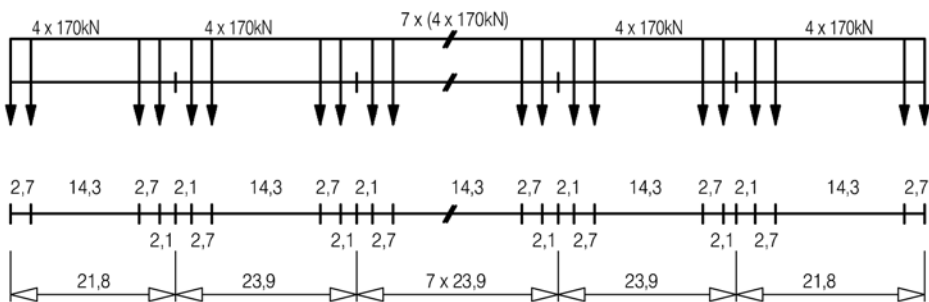
Type E

$\Sigma Q = 6800\text{kN}$ $V = 350\text{km/h}$ $L = 356,05\text{m}$ $q = 19,1\text{kN/m'}$



Type F

$\Sigma Q = 7480\text{kN}$ $V = 350\text{km/h}$ $L = 258,70\text{m}$ $q = 28,9\text{kN/m'}$



Annexe G (informative)

Méthode permettant de déterminer la réponse combinée du système voie-ouvrage aux actions variables

G.1 Introduction

(1) Une méthode permettant de déterminer la réponse combinée du système voie-ouvrage aux actions variables est donnée ci-après pour :

- les ouvrages sur appuis simples ou les ouvrages continus, constitués d'un tablier unique (G3) ;
- les ouvrages constitués d'une succession de tabliers reposant sur appuis simples (G4) ;
- les ouvrages constitués d'une succession de tabliers continus (G4).

(2) Dans chaque cas, des exigences sont données concernant :

- la détermination de la longueur de dilatation maximale admissible L_{TP} correspondant aux contraintes supplémentaires maximales admissibles dans les rails, données en 6.5.4.5.1(1), ou à la déformation maximale admissible de la structure due à l'accélération et au freinage, donnée en 6.5.4.5.2(1), et due aux charges verticales de trafic, donnée en 6.5.4.5.2(2). Lorsque la longueur de dilatation L_T proposée dépasse la longueur de dilatation admissible L_{TP} , il convient de prévoir des appareils de dilatation de la voie ou d'affiner le calcul selon les exigences de 6.5.4.1 à 6.5.4.5 ;
- la détermination des forces longitudinales sur les appareils d'appui fixes dues :
 - à l'accélération et au freinage ;
 - à la variation de température ;
 - à la rotation d'extrémité du tablier sous l'effet des charges verticales de trafic.

(3) Dans tous les cas, il convient de vérifier séparément que le déplacement vertical maximal de la surface supérieure du tablier, donné en 6.5.4.5.2(3), est respecté.

G.2 Limites de validité de la méthode de calcul

(1) Configuration de la voie :

- rail UIC 60 présentant une résistance à la traction supérieure ou égale à 900 N/mm^2 ;
- traverses lourdes en béton, espacées au maximum de 65cm ou configuration de voie équivalente ;
- au moins 30 cm de ballast bien compacté sous les traverses ;
- voie en alignement ou en courbe de rayon $r \geq 1\,500 \text{ m}$.

(2) Configuration du pont :

- longueur de dilatation L_T :
 - pour les ouvrages métalliques : $L_T \leq 60$ m ;
 - pour les ouvrages en béton ou mixtes : $L_T \leq 90$ m.

(3) Résistance plastique au cisaillement longitudinal k de la voie :

- voie non chargée : $k = 20$ kN à 40 kN par m de voie ;
- voie chargée : $k = 60$ kN par m de voie.

(4) Charges verticales de trafic :

- modèle de charge 71 (et, le cas échéant, modèle de charge SW/0) avec $\alpha = 1$ conformément à 6.3.2(3) ;
- modèle de charge SW/2.

NOTE La méthode est valable pour des valeurs de α telles que les effets des actions résultant de $\alpha \times \text{LM71}$ sont inférieures ou égales aux effets des actions résultant de SW/2.

(5) Actions dues au freinage :

- pour le modèle de charge 71 (et, le cas échéant, le modèle de charge SW/0) et le modèle HSLM :
 $q_{lbk} = 20$ kN/m, limitée à : $Q_{lbk} = 6000$ kN ;
- pour le modèle de charge SW/2 :
 $q_{lbk} = 35$ kN/m.

(6) Actions dues à l'accélération :

- $q_{lak} = 33$ kN/m, limitée à : $Q_{lak} = 1000$ kN.

(7) Actions dues à la température :

- variation de température ΔT_D du tablier : $\Delta T_D \leq 35$ Kelvin,
- variation de température ΔT_R du rail : $\Delta T_R \leq 50$ Kelvin,
- différence maximale de température entre rail et tablier :

$$|\Delta T_D - \Delta T_R| \leq 20 \text{ Kelvin.} \quad (\text{G.1})$$

G.3 Ouvrages constitués d'un tablier unique

(1) Il convient de déterminer tout d'abord les valeurs des paramètres ci-dessous, en négligeant la réponse combinée du système voie-ouvrage aux actions variables :

- longueur de dilatation L_T (et vérifier $L_T \leq \max L_T$ conformément à G.2(2) et Figure 6.17) ;
- raideur K , par voie, des appuis conformément à 6.5.4.2 ;
- déplacement longitudinal du bord supérieur du tablier du fait de la déformation de celui-ci :

$$\delta = \vartheta H \text{ [mm]} \quad (\text{G.2})$$

où

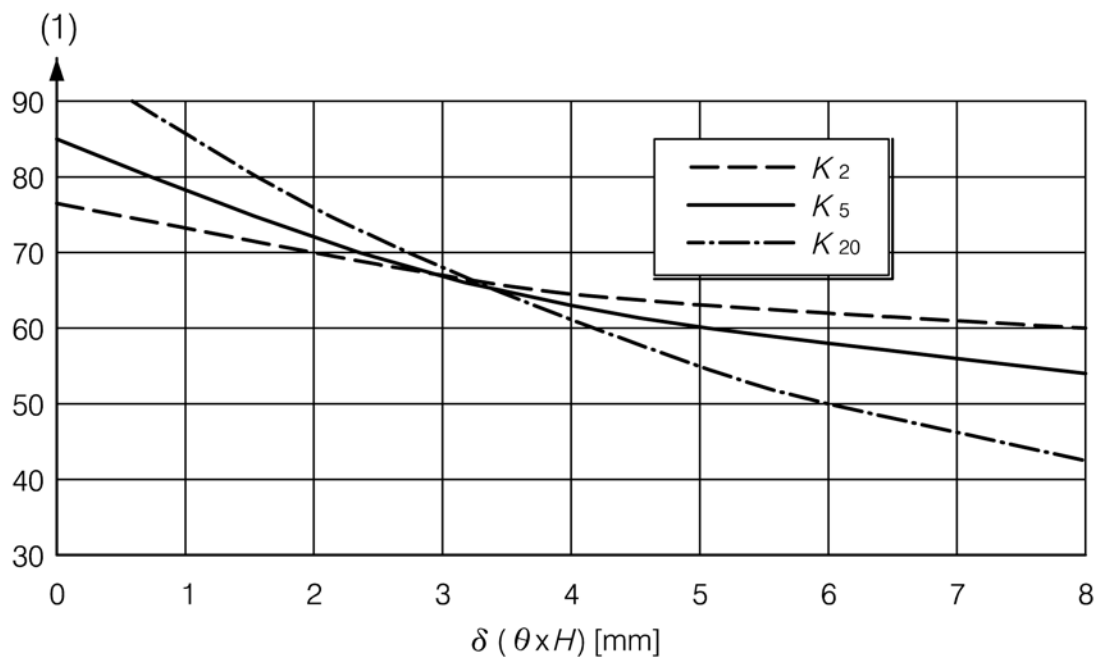
ϑ rotation de l'extrémité du tablier [rad] ;

H hauteur séparant l'axe de rotation (horizontal) de l'appareil d'appui (fixe) de la surface du tablier [mm],

(2) Pour les couples de valeurs de la résistance plastique au cisaillement longitudinal de la voie (voie non chargée/voie chargée) $k = 20/60$ kN par m de voie et $k = 40/60$ kN par m de voie et pour le coefficient de dilatation thermique linéaire $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6}$ 1/Kelvin ou $\alpha_T = 12 \cdot 10^{-6}$ 1/Kelvin, la longueur de dilatation maximale admissible L_{TP} [m] est donnée par les Figures G.1 à G.4 selon le cas.

Lorsque le point (L_T, δ) décrivant la longueur de dilatation du tablier et le déplacement longitudinal de l'extrémité de celui-ci sous l'effet des charges verticales de trafic se situe au-dessous de la courbe correspondant à la raideur longitudinale K des appuis, ou au-dessous de la courbe interpolée correspondante, les critères de contraintes supplémentaires maximales admissibles dans le rail, donnés en 6.5.4.5.1(1) et de déformation maximale admissible de la structure dues à l'accélération et au freinage, donnés en 6.5.4.5.2(1), et dues aux charges verticales de trafic, données en 6.5.4.5.2(2), sont respectés.

Si cette condition n'est pas satisfaite, une analyse peut être effectuée conformément aux exigences de 6.5.4.2 à 6.5.4.5, ou bien il convient de prévoir des appareils de dilatation de la voie.



Légende

(1) Longueur de dilatation maximale admissible L_{TP} [m]

k Résistance plastique de la voie au cisaillement longitudinal [kN par m de voie] :

pour les voies non chargées :

— $k_{20} = 20$ kN par m de voie et $k_{40} = 40$ kN par m de voie ;

pour les voies chargées :

— $k_{60} = 60$ kN par m de voie ;

K Raideur des appuis par voie et par m de tablier (soit la raideur des appuis divisée par le nombre de voies et la longueur du tablier) [kN/m] :

$K_2 = 2 \cdot 10^3$ kN/m ;

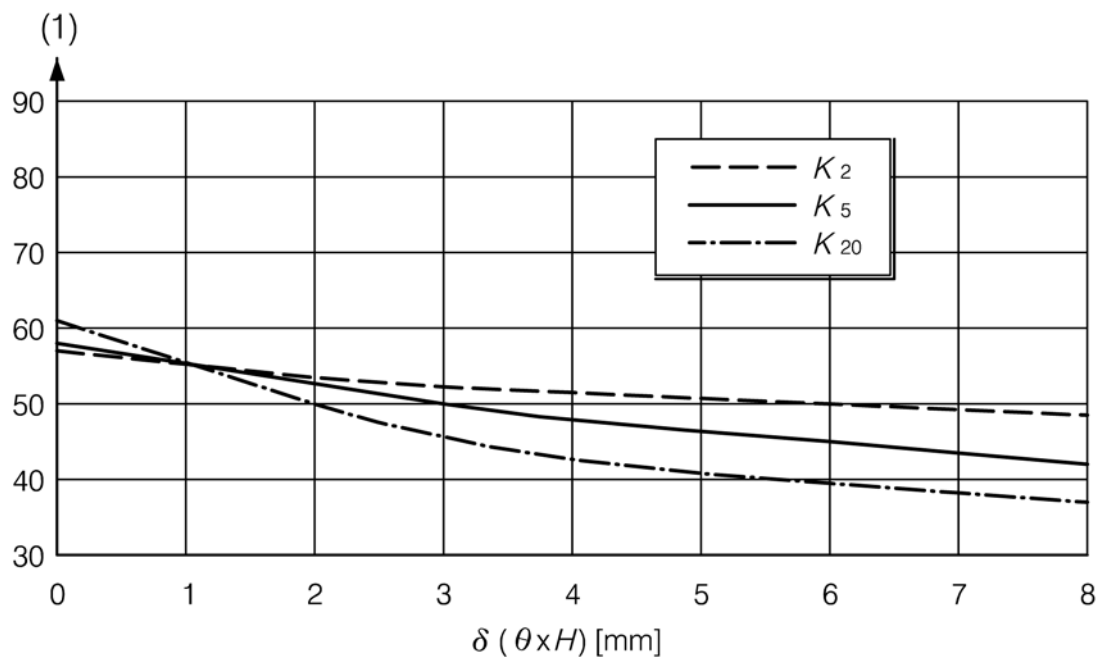
$K_5 = 5 \cdot 10^3$ kN/m ;

$K_{20} = 20 \cdot 10^3$ kN/m ;

α_T Coefficient de dilatation thermique linéaire [1/Kelvin] ;

$\delta(\theta H)$ Déplacement horizontal du bord supérieur du tablier du fait de la rotation d'extrémité [mm].

Figure G.1 — Tablier sur appuis simples – Domaine admissible pour les contraintes dans les rails
 ($\alpha_T = 10E-6$ [1/Kelvin], $\Delta T = 35$ [Kelvin], $k_{20}/k_{60} = 20/60$ [kN/m])



Légende

(1) Longueur de dilatation maximale admissible L_{TP} [m]

k Résistance plastique de la voie au cisaillement longitudinal [kN par m de voie] :

pour les voies non chargées :

— $k_{20} = 20$ kN par m de voie et $k_{40} = 40$ kN par m de voie ;

pour les voies chargées :

— $k_{60} = 60$ kN par m de voie ;

K Raideur des appuis par voie et par m de tablier (soit la raideur des appuis divisée par le nombre de voies et la longueur du tablier) [kN/m] :

$K_2 = 2 \cdot 10^3$ kN/m ;

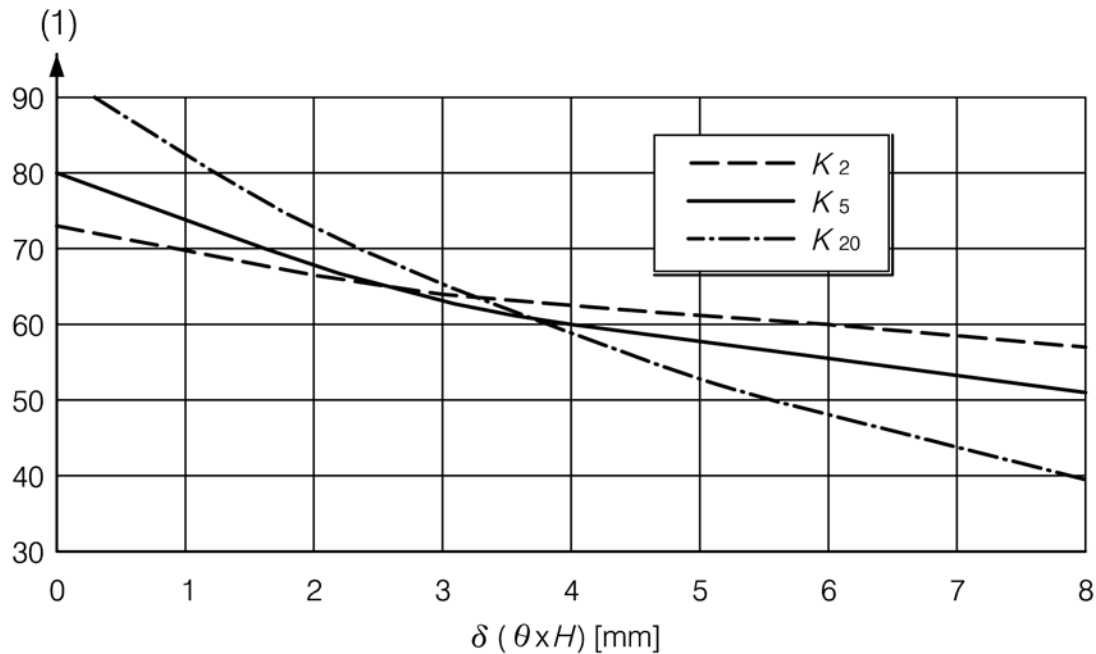
$K_5 = 5 \cdot 10^3$ kN/m ;

$K_{20} = 20 \cdot 10^3$ kN/m ;

α_T Coefficient de dilatation thermique linéaire [1/Kelvin],

$\delta(\theta H)$ Déplacement horizontal du bord supérieur du tablier du fait de la rotation d'extrémité [mm].

Figure G.2 — Tablier sur appuis simples – Domaine admissible pour les contraintes dans les rails
 ($\alpha_T = 10E-6$ [1/Kelvin], $\Delta T = 35$ [Kelvin], $k_{40}/k_{60} = 40/60$ [kN/m])



Légende

(1) Longueur de dilatation maximale admissible L_{TP} [m]

k Résistance plastique de la voie au cisaillement longitudinal [kN par m de voie] :

pour les voies non chargées :

— $k_{20} = 20$ kN par m de voie et $k_{40} = 40$ kN par m de voie ;

pour les voies chargées :

— $k_{60} = 60$ kN par m de voie ;

K raideur des appuis par voie et par m de tablier (soit la raideur des appuis divisée par le nombre de voies et la longueur du tablier) [kN/m] :

$K_2 = 2 \cdot 10^3$ kN/m ;

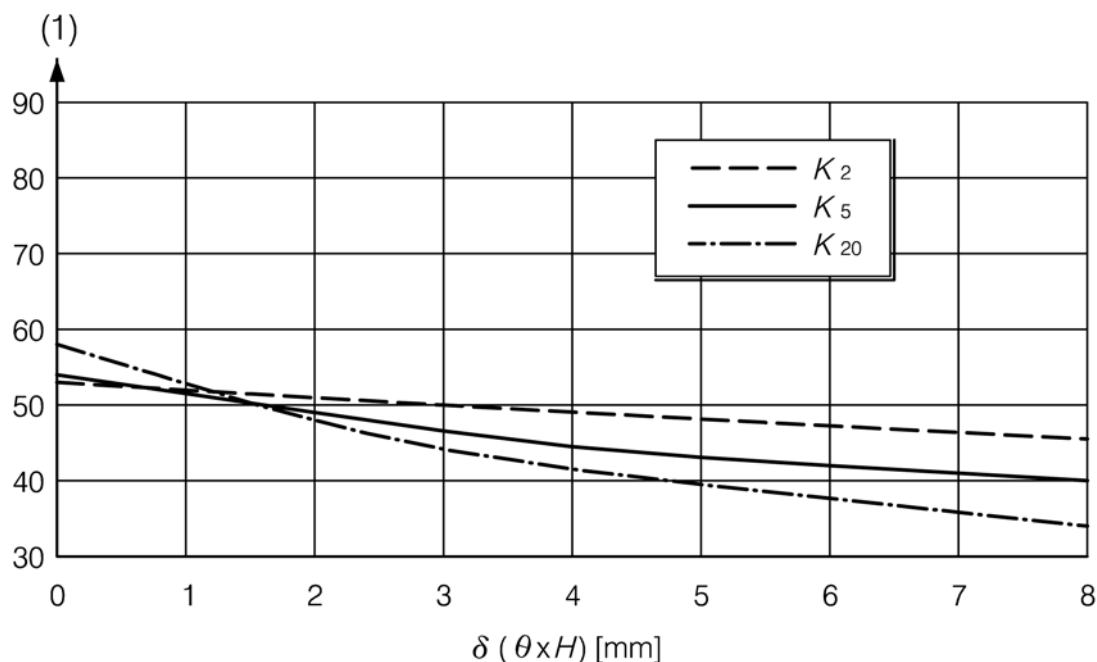
$K_5 = 5 \cdot 10^3$ kN/m ;

$K_{20} = 20 \cdot 10^3$ kN/m ;

α_T coefficient de dilatation thermique linéaire [1/Kelvin],

$\delta(\theta H)$ déplacement horizontal du bord supérieur du tablier du fait de la rotation d'extrémité [mm].

Figure G.3 — Tablier sur appuis simples – Domaine admissible pour les contraintes dans les rails
($\alpha_T = 12E-6$ [1/Kelvin], $\Delta T = 35$ [Kelvin], $k_{20}/k_{60} = 20/60$ [kN/m])



Légende

(1) Longueur de dilatation maximale admissible L_{TP} [m]

k Résistance plastique de la voie au cisaillement longitudinal [kN par m de voie] :

pour les voies non chargées :

— $k_{20} = 20$ kN par m de voie et $k_{40} = 40$ kN par m de voie ;

pour les voies chargées :

— $k_{60} = 60$ kN par m de voie ;

K raideur des appuis par voie et par m de tablier (soit la raideur des appuis divisée par le nombre de voies et la longueur du tablier) [kN/m] :

$K_2 = 2 \cdot 10^3$ kN/m ;

$K_5 = 5 \cdot 10^3$ kN/m ;

$K_{20} = 20 \cdot 10^3$ kN/m ;

α_T coefficient de dilatation thermique linéaire [1/Kelvin] ;

$\delta(\theta H)$ déplacement horizontal du bord supérieur du tablier du fait de la rotation d'extrémité [mm].

Figure G.4 — Tablier sur appuis simples – Domaine admissible pour les contraintes dans les rails
($\alpha_T = 12E-6$ [1/Kelvin], $\Delta T = 35$ [Kelvin], $k_{40}/k_{60} = 40/60$ [kN/m])

(3) Les actions longitudinales s'exerçant sur les appareils d'appui (fixes), dues à l'accélération et au freinage, à la variation de température et à la déformation du tablier sous les charges verticales de trafic, peuvent être déterminées à l'aide des formules données dans le Tableau G.1. Celles-ci sont valables pour une voie. Pour deux voies ou plus et une raideur du système porteur égale à K_U , les actions sur les appareils d'appui fixes peuvent être déterminées en prenant une raideur du système porteur $K = K_U / 2$ puis en multipliant par 2 les résultats des formules pour une voie.

Tableau G.1 — Actions sur les appareils d'appui fixes dans la direction longitudinale du pont ^a

Cas de charge	Limites de validité	Longs rails soudés	Avec un appareil de dilatation
Freinage ^e	$L \geq 50 \text{ m}^d$	$82,10^{-3} \times L^{0,9} \times K^{0,4} \text{ }^b$	$2,26 \times L^{1,1} \times K^{0,1} \text{ }^b$
	$L \leq 30 \text{ m}^d$	$126,10^{-3} \times L^{0,9} \times K^{0,4}$	$3,51 \times L^{1,1} \times K^{0,1}$
Température	$20 \leq k \text{ [kN/m]} \leq 40$	$(0,34 + 0,013 k) L^{0,95} \times K^{0,25} \text{ }^c$	$800 + 0,5 L + 0,01 K/L \text{ }^c$ pour $L \geq 60 \text{ m}$ $20 L$ pour $L \leq 40 \text{ m}$ Valeurs interpolées pour $40 \leq L \leq 60 \text{ m}$
Rotation d'extrémité	Pont à tablier	$0,11 L^{0,22} \times K^{0,5} \times (1,1 - \beta) \times \theta H^{0,86}$	Comme pour longs rails soudés
	Pont à poutres latérales et pont à augets	$0,11 L^{0,22} \times K^{0,5} \times (1,1 - \beta) \times \theta H$	Comme pour longs rails soudés

^a Lorsque des appareils de dilatation de la voie sont prévus aux deux extrémités du tablier, toutes les forces d'accélération et de freinage sont reprises par les appareils d'appui fixes. Les actions sur ces appareils d'appui dues à la variation de la température et à la rotation d'extrémité du fait de la déformation verticale dépendent de la configuration de la structure et des longueurs de dilatation associées.

^b La force de freinage appliquée aux appareils d'appui fixes est limitée à 6 000 kN par voie.

^c La force appliquée aux appareils d'appui fixes due aux effets de la température est limitée à 1 340 kN lorsque des appareils de dilatation de la voie sont prévus sur tous les rails à l'une des extrémités du tablier.

^d Pour les valeurs de L telles que $30 < L < 50 \text{ m}$, les effets du freinage peuvent être estimés par interpolation linéaire.

^e Les formules pour le freinage intègrent les effets de l'accélération.

où

K raideur du système porteur telle que définie ci-dessus [kN/m],

L dépend de la configuration de la structure et du type d'action variable [m] :

— pour un tablier sur appuis simples avec appareil d'appui fixe à une extrémité :

$$L = L_T ;$$

— pour un tablier continu à plusieurs travées, avec appareil d'appui fixe à une extrémité :

pour le « freinage » :

$$L = L_{\text{Deck}} \text{ (longueur totale du tablier) ;}$$

pour la « température » :

$$L = L_T ;$$

pour la « rotation d'extrémité du fait des charges verticales de trafic » :

L = portée contiguë à l'appareil d'appui fixe ;

- pour un tablier continu à plusieurs travées, avec appareil d'appui fixe en position intermédiaire :

pour le « freinage » :

$$L = L_{\text{Deck}} \text{ (longueur totale du tablier) ;}$$

pour la « température » :

les actions dues à la variation de température peuvent être déterminées comme la somme algébrique des réactions d'appui des deux schémas statiques obtenus en divisant le tablier au droit de la section sur l'appui fixe, chaque tablier résultant ayant l'appareil d'appui fixe sur l'appui intermédiaire d'origine ;

pour la « rotation d'extrémité du fait des charges verticales de trafic » :

L = longueur de la travée la plus longue, contiguë à l'appui fixe ;

β coefficient : Distance entre l'axe neutre et la surface du tablier, rapportée à la hauteur H .

G.4 Ouvrages constitués d'une succession de tabliers

(1) Aux limites de validité indiquées en G.3 s'ajoutent les limites de validité ci-après :

- la voie sur le pont et sur une longueur d'au moins 100 m sur les remblais de part et d'autre est constituée de longs rails soudés, sans appareil de dilatation de la voie ;
- tous les tabliers ont le même schéma statique (appui fixe à la même extrémité et non sur la même pile) ;
- un des appareils d'appui fixes est situé sur une des culées ;
- la longueur de chaque tablier diffère de moins de 20 % de la valeur moyenne des longueurs de tablier ;
- la longueur de dilatation L_T de chaque tablier est inférieure à 30 m si $\Delta T_D = 35$ Kelvin ou à 60 m si $\Delta T_D = 20$ Kelvin et le risque de gel du ballast est négligeable. (Si la variation maximale de température des tabliers est comprise entre 20 Kelvin et 35 Kelvin, avec un risque négligeable de gel du ballast, la limite supérieure de L_T peut être interpolée entre 30 m et 60 m) ;
- la raideur des appuis fixes est supérieure à $2 \cdot 10^3 \times L_T$ [kN/m de voie et par voie] pour $L_T = 30$ m et à $3 \cdot 10^3 \times L_T$ [kN/m de voie et par voie] pour $L_T = 60$ m, multiplié par le nombre de voies, L_T étant exprimé en [m] ;
- la raideur de chacun des appuis fixes (à l'exception de l'appui fixe sur culée) diffère de moins de 40 % de la valeur moyenne des raideurs des appuis ;
- le déplacement longitudinal maximal de l'about du tablier à sa surface supérieure par rapport à la culée adjacente, dû à la déformation du tablier, évalué sans tenir compte de la réponse combinée du système voie-ouvrage aux charges variables, doit être inférieur à 10 mm ;
- la somme des déplacements absolus, au niveau de la surface supérieure de la dalle supportant la voie, de deux extrémités de tablier consécutives, dus à la déformation du tablier, et évaluée sans tenir compte de la réponse combinée du système voie-ouvrage aux charges variables, est inférieure à 15 mm.

(2) Les réactions d'appui longitudinales F_{Lj} dues aux variations de température, à l'accélération, au freinage et à la déformation du tablier peuvent être déterminées comme suit :

Actions F_{L0} sur l'appareil d'appui fixe ($j = 0$) de la culée :

— dues à la variation de température :

$F_{L0}(\Delta T)$ déterminé en supposant un tablier unique ayant pour longueur la longueur L_1 du premier tablier ;

— dues au freinage et à l'accélération :

$$F_{L0} = \kappa \cdot q_{lbk} (q_{lak}) \cdot L_1 \quad (G3)$$

où

$\kappa = 1$ si la raideur de la culée est la même que celle des piles ;

$\kappa = 1,5$ si la raideur de la culée est au moins cinq fois plus importante que celle des piles ;

κ peut être interpolé pour les valeurs intermédiaires de la raideur ;

q_{lak}, q_{lbk} actions dues à l'accélération et au freinage conformément à G.2(5) et G.2(6) ;

L_1 [m] longueur du tablier relié à l'appui fixe ;

— dues à la déformation du tablier :

$$F_{L0}(q_V) = F_{L0}(\Theta H) \quad (G.4)$$

déterminé conformément à G.3 pour les ponts à tablier unique avec ΘH en [mm].

Enfin, il convient de déterminer les actions sur les appareils d'appui fixes des piles conformément au Tableau G.2.

Tableau G.2 — Formules pour le calcul des réactions d'appui dans le cas d'une succession de tabliers

Appui $j = 0 \dots n$	Variation de température $F_{Lj}(\Delta T)$	Accélération/freinage $F_{Lj}(q_L)$	Déformation du tablier $F_{Lj}(\Theta H)$
Culée avec premier app. d'appui fixe $j = 0$	$F_{L0}(\Delta T)$	$F_{L0}(q_L) = \kappa q_L L_0$	$F_{L0}(\Theta H)$
Première pile $j = 1$	$F_{L1}(\Delta T) = 0,2 F_{L0}(\Delta T)$	$F_{L2}(q_L) = q_L L_1$	$F_{L1}(\Theta H) = 0$
Piles intermédiaires $j = m$	$F_{Lm}(\Delta T) = 0$	$F_{Lm}(q_L) = q_L L_m$	$F_{Lm}(\Theta H) = 0$
(n-1)ième pile $j = (n-1)$	$F_{L(n-1)}(\Delta T) = 0,1 F_{L0}(\Delta T)$	$F_{L(n-1)}(q_L) = q_L L_{(n-1)}$	$F_{L(n-1)}(\Theta H) = 0$
(n)ième pile $j = n$	$F_{Ln}(\Delta T) = 0,5 F_{L0}(\Delta T)$	$F_{Ln}(q_L) = q_L L_n$	$F_{Ln}(\Theta H) = 0,5 F_{L0}(\Theta H)$

NOTE 1 Les formules pour le freinage intègrent les effets de l'accélération.

NOTE 2 La force de freinage appliquée aux appareils d'appui fixes est limitée à 6 000 kN par voie.

NOTE 3 La force appliquée aux appareils d'appui fixes due aux effets de la température est limitée à 1 340 kN lorsqu'un des rails comporte un appareil de dilatation de la voie.

Annexe H (informative)

Modèles de charges de trafic ferroviaire pour les situations de projet transitoires

(1) Lorsqu'on procède à des vérifications pour les situations de projet transitoires liées à l'entretien des voies ou du pont, il convient, pour les valeurs caractéristiques des modèles de charge 71, SW/0, SW/2, "train à vide" et HSLM et des actions du trafic associées, de prendre les valeurs caractéristiques des charges correspondantes données dans la section 6 pour les situations de projet durables.