Instituto de Pesquisas em Transportes

Relatório de Pesquisa IPR RP – 036

ESTUDO COMPARATIVO DA MUDANÇA DOS CRITÉRIOS DE PROJETO COM A EVOLUÇÃO DA NORMATIZAÇÃO VIGENTE

BRASÍLIA/DF
OUTUBRO/2026

DNIT DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES
DIRETORIA-GERAL
DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
INSTITUTO DE PESQUISAS EM TRANSPORTES

Relatório de Pesquisa IPR RP – 036

ESTUDO COMPARATIVO DA MUDANÇA DOS CRITÉRIOS DE PROJETO COM A EVOLUÇÃO DA NORMATIZAÇÃO VIGENTE

Elaboração: Universidade Federal de Viçosa

Contrato: TED 00703/2020

Processo: SEI n° 50600.017752/2026-66

DOI: 10.70859/IPR-RP-036/2026

Brasília/DF

Outubro/2026

AUTORIA:

Eng.º Diôgo Silva de Oliveira, D.Sc. – Universidade Federal de Viçosa – UFV

Eng.ª Carol Ferreira Rezende Santos, D.Sc. – Universidade Federal de Viçosa – UFV

Eng.º José Carlos Lopes Ribeiro, D.Sc. – Universidade Federal de Viçosa – UFV

Eng.º Kléos Magalhães Lenz Cesar Júnior, Ph.D. – Universidade Federal de Viçosa – UFV

Eng.º José Maria Franco de Carvalho, D.Sc. – Universidade Federal de Viçosa – UFV

Eng.º Marco Antônio Nakata Cardoso, M.Sc. – Universidade Federal de Viçosa – UFV

Eng.º Matheus Sant'Anna Andrade, D.Sc. – Universidade Federal de Viçosa – UFV

Eng.º Álvaro Carneiro Coelho, M.Sc. – Universidade Federal de Viçosa – UFV

Eng.º Diego Dias Veloso – Universidade Federal de Viçosa – UFV

Eng.º Victor Moreno Lima – Universidade Federal de Viçosa – UFV

REVISÃO:

Eng.° Luiz Heleno Albuquerque Filho – IPR/DPP/DNIT

Eng.° Galileu Silva Santos – IPR/DPP/DNIT

Eng.° Caio Lopes Pereira – Consórcio Progen/HPT

EDITORAÇÃO:

Eng.ª Simoneli Fernandes Mendonça – IPR/DPP/DNIT

Eng.° Caio Lopes Pereira – Consórcio Progen/HPT

Eng.ª Thália Raelly de Lima Romeiro Mattos – Consórcio Progen/HPT

Brasil. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria-geral. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Instituto de Pesquisas em Transportes.

Estudo comparativo da mudança dos critérios de projeto com a evolução da normatização vigente – Brasília/DF, 2026.

65 p. (Relatório de Pesquisa – IPR RP 036)

O conteúdo apresentado neste documento é de inteira responsabilidade dos autores.

A reprodução completa ou parcial desta publicação é permitida, sem alterar seu conteúdo, desde que não tenha fim comercial e que seja citada a referência bibliográfica completa.

RESUMO

O presente relatório investiga a evolução histórica dos critérios de projeto de longarinas de pontes de concreto armado no Brasil, analisando as mudanças normativas desde a década de 1940 até as diretrizes vigentes. O objetivo principal é fornecer embasamento teórico para o desenvolvimento de uma metodologia capaz de estimar a capacidade portante de pontes existentes, permitindo a reconstituição de projetos originais e a verificação da segurança frente aos carregamentos atuais e veículos especiais. O texto apresenta em uma revisão biobibliográfica detalhada sobre a evolução das propriedades mecânicas dos materiais, das ações (cargas móveis, coeficientes de impacto, ventos) e dos critérios de dimensionamento à flexão, cisalhamento e fadiga. Foi possível observar a existência de uma reserva estrutural em pontes antigas, fundamentada no conservadorismo do Método das Tensões Admissíveis de épocas anteriores, no uso de coeficientes majoradores de carga elevados e na ausência de consideração da contribuição do concreto no esforço cortante antes de 1978. Conclui-se que a análise de estruturas antigas sob a ótica da normatização atual, aliada ao uso de ferramentas computacionais como planilhas automatizadas e modelos de elementos finitos é essencial para a gestão eficaz de obras-de-arte especiais e para a validação de estudos de viabilidade estrutural.

Palavras-chave: Pontes de concreto armado; evolução normativa; capacidade portante; dimensionamento estrutural; obras-de-arte especiais.

ABSTRACT

This report investigates the historical evolution of design criteria for reinforced concrete bridge girders in Brazil, analyzing normative changes from the 1940s to current guidelines. The primary objective is to provide a theoretical foundation for developing a methodology capable of estimating the load capacity of existing bridges, allowing for the reconstruction of original projects and the verification of safety against modern loading requirements and special vehicles. The text shows a detailed bio-bibliographical review regarding the evolution of material mechanical properties, actions (live loads, impact coefficients, wind), and design criteria for bending, shear, and fatigue. It was possible to observe a structural reserve in older bridges, based on the conservatism of allowable stresses from previous eras, the use of high load factors, and the lack of consideration for concrete contribution in shear strength prior to 1978. It is concluded that the analysis of legacy structures through the lens of current standards, combined with tools such as automated spreadsheets and finite element models, is essential for the effective management of special engineering structures and the validation of structural feasibility studies.

Keywords: Reinforced concrete bridges; normative Evolution; load capacity; structural design; special engineering structures.

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

AET – Autorização Especial de Trânsito

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

BT – Bi-trem

CA – Concreto Armado

CONTRAN – Conselho Nacional de Trânsito

CVC – Combinação de Veículos de Carga

DER-SP – Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

EVE – Estudo de Viabilidade Estrutural

MEL – Método dos Estados Limites

MTA – Método das Tensões Admissíveis

NB – Norma Brasileira

OAE – Obra de Arte Especial

PBT – Peso Bruto Total

PBTC – Peso Bruto Total Combinado

RT – Rodotrem

TB – Trem-tipo

UFV – Universidade Federal de Viçosa

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Linha do tempo de evolução das normas brasileiras destinadas ao projeto de pontes 14
Figura 2.2 – Evolução da resistência à compressão do concreto 18
Figura 2.3 – Curva normal de distribuição da resistência à compressão do concreto 18
Figura 2.4 – Tensão de tração com compressão transversal 21
Figura 2.5 – Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado 23
Figura 2.6 – Esquematização das características do veículo-tipo 29
Figura 2.7 – Evolução do peso total do veículo-tipo de projeto conforme cada norma, para pontes rodoviárias com duas faixas de tráfego 31
Figura 2.8 – Evolução da carga de multidão conforme cada norma, para pontes com vãos de até 25 metros, excluindo os passeios e de acordo com a classe da ponte/rodovia 33
Figura 2.9 – Coeficiente de impacto em função do vão teórico, de acordo com a época de projeto da ponte, para pontes de concreto armado com duas faixas de tráfego 34
Figura 2.10 – Comparativo entre coeficientes de impacto normativos 35
Figura 2.11 – Força centrífuga em função do raio de curvatura 36
Figura 2.12 – Pontes rodoviárias descarregadas 37
Figura 2.13 – Pontes rodoviárias carregadas 37
Figura 2.14 – Pontes só para pedestres 37
Figura 2.15 – Esquematização da largura colaborante 43
Figura 2.16 – Domínios de deformação no ELU 46
Figura 2.17 – Distribuição de tensões no concreto 46
Figura 2.18 – Distribuição de tensões de compressão no concreto segundo o diagrama retangular simplificado 48
Figura 2.19 – Simplificação para o dimensionamento da seção T 48
Figura 2.20 – Treliça Clássica de Ritter-Mörsch 50
Figura 2.21 – Treliça Generalizada 50
Figura 2.22 – Demonstração da variação de $\boldsymbol{Vc1}$ com $\boldsymbol{VSd}$ 53
Figura 2.23 – Menor e maior valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 300 mm da face sob a combinação relevante de cargas 56
Figura 3.1 – Linha de influência teórica do Momento Fletor na seção com distância x do apoio B de uma viga contínua 60
Figura 3.2 – Superfície de influência teórica do Momento Fletor, na seção do centro de vão, de uma das duas longarinas de um tabuleiro de ponte 60

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Tensão admissível de compressão do concreto conforme as normas NB 1 (1946) e NB 1 (1950) 16

Tabela 2.2 – Tensão mínima de ruptura do concreto conforme a NB 1/1960 17

Tabela 2.3 – Desvio-padrão a ser adotado conforme as normas NB 1/1960 e ABNT NBR 12655/2015 17

Tabela 2.4 – Coeficientes de minoração da resistência do concreto a partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003) 18

Tabela 2.5 – Resistência característica do concreto à tração conforme a NB 1(1978) 19

Tabela 2.6 – Tensão admissível de cisalhamento no concreto conforme a NB 1 (1946) 20

Tabela 2.7 – Limites da maior tensão principal de tração no concreto conforme a NB 1(1960) 20

Tabela 2.8 – Valor último da tensão convencional de cisalhamento na alma da peça conforme a NB 1 (1978) 20

Tabela 2.9 – Força cortante resistente de cálculo 21

Tabela 2.10 – Módulo de elasticidade do concreto antes da NB 1 (1978) 21

Tabela 2.11 – Tensão admissível na armadura de tração conforme a NB 1/1940 23

Tabela 2.12 – Tensão admissível na armadura de tração conforme a NB 1/1960 24

Tabela 2.13 – Coeficiente de minoração da resistência do aço conforme a NB 1 (1978) 24

Tabela 2.14 – Coeficientes de minoração da resistência do aço a partir da publicação da NBR 6118 (2003) 24

Tabela 2.15 – Características das categorias de aço, de acordo com cada norma 25

Tabela 2.16 – Amplitude máxima das variações de tensões na armadura conforme a EB 3 (1967) 26

Tabela 2.17 – Raios de curvatura conforme a EB 3/1967 26

Tabela 2.18 – Valores de $\Delta fsd, fad, mín$, em MPa, para $2x106$ ciclos, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2003) ou posterior 27

Tabela 2.19 – Características dos veículos-tipo de acordo com cada norma 30

Tabela 2.20 – Carga de multidão conforme as normas NB 6 (1946) e NB 6 (1950) 32

Tabela 2.21 – Evolução da disposição da carga de multidão 32

Tabela 2.22 – Valores de cálculo da solicitação conforme a NB 1 (1978) 39

Tabela 2.23 – Coeficientes de ponderação e fator de combinação para combinação última normal de acordo com a ABNT NBR 8681 (2003) 40

Tabela 2.24 – Coeficientes de ponderação e fator de combinação para combinação última especial de acordo com a ABNT NBR 8681 (2003) 41

Tabela 2.25 – Fatores de redução para pontes rodoviárias no ELS aplicável à verificação da fadiga 42

Tabela 2.26 – Coeficientes de majoração de esforços para estruturas existentes, conforme a ABNT NBR 7188 (2021) 42

Tabela 2.27 – Largura colaborante 44

Tabela 2.28 – Fatores de redução para pontes rodoviárias no ELS aplicável à verificação da fadiga 48

Tabela 2.29 – Verificação da compressão diagonal do concreto a partir da ABNT NBR 6118 (2003) 51

Tabela 2.30 – Coeficiente de ponderação da contribuição do concreto na capacidade de absorver tensões de cisalhamento 52

Tabela 2.31 – Cálculo da armadura transversal a partir da ABNT NBR 6118 (2003) 53

Tabela 2.32 – Verificação das tensões no concreto e cálculo da armadura transversal ... 53

Tabela 2.33 – Cálculo das tensões decorrentes da força cortante em vigas 55

Tabela 2.34 – Valores de $\sigma 1$ (MPa) conforme a EB 3 (1967) 57

Tabela 2.35 – Limite inferior do raio de curvatura interno de uma barra curvada conforme a EB 3 (1967) 57

Tabela 2.36 – Valores de ψ conforme a EB 3 (1967) 57

Tabela 2.37 – Valores de $\Delta \boldsymbol{fsd, fad, mín}$, para $\boldsymbol{2x10^6}$ ciclos de acordo com a ABNT NBR 6118 (2003) ou posterior (valor em MPa) 58

LISTA DE QUADROS

Quadro 2. 1 – Composição do veículo-tipo em função da classe da rodovia, conforme a NB 6/1946 28

Quadro 2. 2 – Composição do veículo-tipo em função da classe da rodovia, conforme a NB 6 (1950) 28

Quadro 2. 3 – Veículo-tipo conforme a NB 6 (1950) 28

Quadro 2. 4 – Coeficientes de segurança para peças calculadas em função da carga de ruptura (Estádio III), conforme NB 2 (1961) 38

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 11
2 DESENVOLVIMENTO 14
2.1 PANORAMA HISTÓRICO DAS NORMAS BRASILEIRAS PARA PROJETOS DE PONTES 14
2.2 EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA E DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS 15
2.2.1 CONCRETO 15
2.2.2 AÇOS 22
2.3 EVOLUÇÃO DAS AÇÕES NAS PONTES DE CONCRETO 27
2.3.1 CARGAS MÓVEIS 27
2.3.2 COEFICIENTE DE IMPACTO 33
2.3.3 FORÇA CENTRÍFUGA 35
2.3.4 EFEITOS DA FRENAGEM E ACELERAÇÃO 35
2.3.5 AÇÃO DO VENTO 36
2.3.6 COMBINAÇÃO DE AÇÕES 38
2.3.7 ANÁLISE DE ESTRUTURAS EXISTENTES 42
2.4 EVOLUÇÃO DOS CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS DE PONTES DE CONCRETO ARMADO 43
2.4.1 LARGURA COLABORANTE 43
2.4.2 HIPÓTESES SIMPLIFICADORAS DE CÁLCULO 44
2.4.3 ARTIFÍCIOS DE CÁLCULO 46
2.4.4 FADIGA 54
3 CONSIDERAÇÕES FINAIS 59
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 62

1 INTRODUÇÃO

As pontes e viadutos que compõem as rodovias brasileiras nos âmbitos federal, estadual e municipal, também conhecidas como obras-de-arte especiais (OAE), muitos dos quais foram construídos há várias décadas, constituem um acervo público de valor inestimável para o desenvolvimento social e econômico do país (Vitório, 2015).

Paralelamente ao incentivo da expansão da malha rodoviária, fomentada ao longo das últimas décadas, que resultou em aumento vertiginoso do número de OAEs, há também uma falta de programas de manutenção preventiva que evitariam a deterioração precoce dessas estruturas e a necessidade frequente de ações corretivas. Acredita-se que a falta de medidas corretivas é consequência da falta de recursos públicos a este fim (Andrade, 2012).

De acordo com Oliveira e Calixto (2014), grande parte das pontes constituintes da malha rodoviária federal no Brasil foi construída antes de 1984, e possuem capacidade estrutural incompatível com o solicitação imposta pelo tráfego atual. Em 2004, segundo dados publicados por Mendes (2009), existiam 5619 obras cadastradas pelo DNIT, das quais 70% possuíam idade superior a 30 anos (atualmente mais de 40 anos de idade).Dessas citadas, cerca de 90% das pontes foram projetadas com trem-tipo de 240 kN ou 360 kN, a maioria é de concreto armado e informações sobre os materiais constituintes e suas respectivas características mecânicas são escassas (Mendes *et al*., 2012).

Segundo a ABNT NBR 7187 (2021), é permitido a reconstituição do projeto da ponte, em situações onde não existem projetos executivos originais e com insuficiência de detalhes construtivos, para que seja feita uma análise completa do comportamento da estrutura, utilizando critérios, recomendações e normas que vigoravam na época de sua construção, com o objetivo de verificá-la considerando as condições atuais de carregamento e normatização vigente. Ainda de acordo com a referida norma, a realização de investigações adicionais, como provas de carga, e a utilização de métodos destrutivos e não destrutivos para caracterização do comportamento mecânico dos materiais fica a critério do profissional responsável pela verificação da estrutura.

Apesar das pontes serem dimensionadas de acordo com um determinado trem-tipo, diversos tipos de veículos ou Combinação de Veículos de Cargas (CVC) estão permitidos a circular pelas rodovias, no entanto, alguns necessitam portar uma Autorização Especial de Trânsito (AET). De acordo com a Resolução n° 211 do CONTRAN (2006), as CVCs com mais de duas unidades, incluídas à unidade tratora, com peso bruto total acima de 57 toneladas ou com comprimento total acima de 19,30 m, só poderão circular portando uma AET, concedida quando respeitado um Peso Bruto Total Combinado (PBTC) igual ou inferior a 74 toneladas, dentre outros requisitos. Além disso, na Resolução n° 1 (2021) é exigida a apresentação do Estudo de Viabilidade Estrutural (EVE) de todas as OAE que

constam ao longo do itinerário a ser percorrido, quando o Peso Bruto Total (PBT) da CVC for igual ou superior a 288,0 toneladas.

Na Resolução n° 1 do DNIT (2021) é apresentado que a transposição de uma OAE em tangente por conjuntos transportadores com PBTC superior a 100,0 toneladas deverá ser feita em marcha muita lenta e constante, sem impacto de frenagem e aceleração, permitindo que a verificação da segurança possa ser feita sem a consideração de alguns parâmetros, como o coeficiente de impacto.

El Debs (2001) realizou um estudo técnico para a análise das consequências do tráfego de CVCs regulamentados pela Resolução 68 do CONTRAN (1998 *apud* El Debs, 2001)[1], sobre as pontes da rede rodoviária do DER-SP. Para o estudo, foi feita a comparação entre os máximos esforços solicitantes, provenientes dos trens-tipo normativos empregados no projeto estrutural, e os máximos esforços gerados pelas CVCs, previstos por modelos numéricos em elementos finitos. Foram consideradas as classes 24 e 36 da NB 6 (1960) e a classe 45 da ABNT NBR 7188 (1984), além dos CVCs: a) rodotrem de 74 toneladas e 19,80 metros de comprimento (RT 74/20); b) rodotrem de 74 toneladas e 25,00 metros de comprimento (RT 74/25); c) bi-trem de 74 toneladas e 24,90 metros de comprimento (BT 74/25); e d) caminhão basculante de 48,5 toneladas e 13,50 metros de comprimento (BB 48/14). El Debs *et al*. (2001) concluíram que não era recomendado o tráfego de algumas CVCs pelas pontes das classes 24 e 36. Além disso, a CVC RT 74/20 demonstrou não ser compatível com as pontes da malha viária, inclusive para maioria das pontes pertencentes à classe 45, pois os esforços solicitantes ultrapassaram a capacidade resistente de projeto, já as CVCs RT 74/25 e BT 74/25 demonstraram ser compatíveis com as pontes das classes 36 e 45.

Uma vez considerada a necessidade de reconstituição do projeto original para a avaliação teórica e estrutural das pontes existentes, o presente estudo investigou a evolução dos parâmetros de projeto que orientam o dimensionamento de longarinas de concreto armado, segundo abordagens: evolução das propriedades mecânicas dos materiais, evolução das ações e combinações de ações e evolução dos critérios de dimensionamento relativos à flexão pura e ao cisalhamento, além da verificação da fadiga das armaduras passivas.

[1] CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO. Resolução nº 68 de 23 de setembro de 1988. Requisitos de segurança necessários à circulação de Combinações de Veículos de Carga-CVC, a que se referem os artigos 97, 99 e 314 do Código de Trânsito Brasileiro-CTB e os §§ 3º e 4º dos artigos 1º e 2º, respectivamente, da Resolução 12/98. 1988.

O primeiro tópico aborda a evolução dos parâmetros de projeto correspondentes aos materiais componentes do concreto armado, concreto e aço das armaduras passivas.

O segundo tópico aborda a evolução das ações de projeto, especialmente em relação as ações variáveis, devido ao trem-tipo de projeto e ao coeficiente de impacto, que simplifica o carregamento móvel pela majoração do carregamento estático.

O terceiro tópico aborda a evolução de critérios de dimensionamento especificados nas antigas normatizações e hipóteses de dimensionamento utilizados por alguns autores da época. Este tópico foi dividido em três subtópicos: dimensionamento à flexão, dimensionamento ao cisalhamento e verificação da fadiga.

Trata-se de um estudo em fase preliminar, sendo apresentados o referencial teórico e uma análise simplificada dos dados de projeto. A próxima etapa irá compreender a elaboração de uma planilha eletrônica capaz de verificar as seções críticas das longarinas de pontes em concreto armado, de acordo com as antigas normas de projeto de uma dada ponte, e fazer ao mesmo tempo a verificação dessas seções considerando a normatização atual. Com isso, será possível fazer uma estimativa da capacidade de carga de projeto das longarinas de uma ponte antiga e, posteriormente, estimar a capacidade de carga com base nas normas vigentes. Além disso, será possível realizar a verificação da segurança da estrutura em relação aos veículos usuais e especiais, que precisam de uma Autorização Especial de Trânsito (AET).

2 DESENVOLVIMENTO

2.1 PANORAMA HISTÓRICO DAS NORMAS BRASILEIRAS PARA PROJETOS DE PONTES

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) foi fundada em 1940 como a organização responsável pela normalização técnica no Brasil. A Figura 2.1, elaborada por Andrade *et al*. (2025), mostra a linha do tempo da evolução das normas relacionadas ao projeto de pontes de concreto armado.

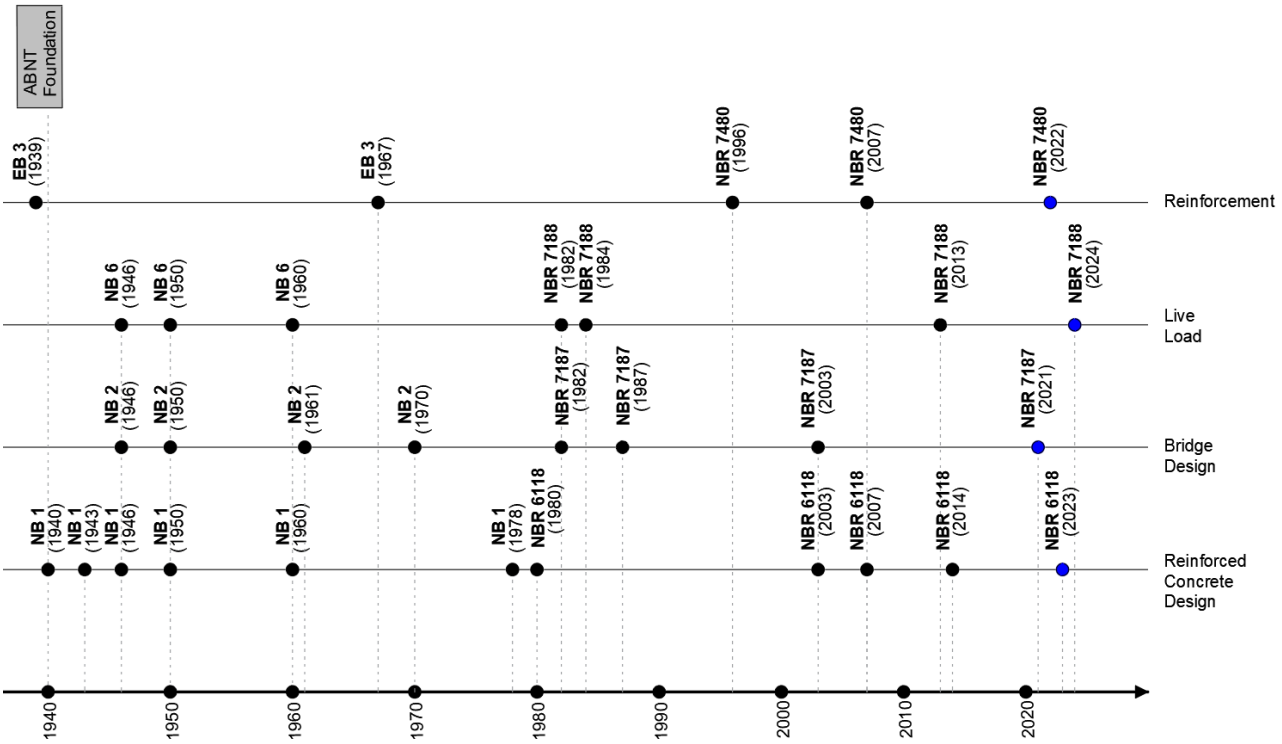


Figura 2.1 – Linha do tempo de evolução das normas brasileiras destinadas ao projeto de pontes

Fonte: Andrade (2025)

Em 1940, com base no Método das Tensões Admissíveis (MTA), foi introduzida a primeira norma para o cálculo e execução de estruturas de concreto armado, a NB 1 (1940). Nesta norma, as tensões admissíveis de compressão do concreto foram calculadas com base na tensão média de ruptura do concreto em compressão (que corresponde à resistência média à compressão do concreto aos 28 dias de idade, $f_{cm,28}$ da norma atual). Além disso, não havia fatores de combinação de carga aplicados às ações até a NB 1 (1960), onde todas as ações eram consideradas atuando simultaneamente sobre a estrutura com seus valores nominais.

Durante a vigência da NB 1 (1960), os elementos estruturais eram projetados de duas maneiras: ou eram calculados no Estádio III com base na carga de ruptura usando fatores de segurança para as ações, ou no Estádio II com base nas tensões admissíveis.

Além disso, as tensões de compressão admissíveis do concreto eram calculadas com base na tensão mínima de ruptura do concreto em compressão.

Mais tarde, na NB 1 (1978), também conhecida como ABNT NBR 6118 (1980), o projeto de estruturas de concreto armado passou a considerar o Método dos Estados Limites (MEL). Ao contrário do MTA, onde todas as ações têm a mesma variabilidade, o MEL leva em conta a probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea de ações por meio de combinações de ações. Atualmente, a ABNT NBR 8681 trata de ações e segurança em estruturas.

A sigla f_{ck}, referente à resistência característica à compressão do concreto, também surgiu na NB 1 (1978). Segundo Araújo (2001), é geralmente aceito que a função de probabilidade das resistências à compressão do concreto segue a curva gaussiana normal, sendo f_{ck} definido como o valor de resistência correspondente ao quantil de 5% da distribuição, de modo que 5% dos resultados sejam inferiores a esse valor.

Por sua vez, a ABNT NBR 6118 (2003) focou exclusivamente no projeto de estruturas de concreto, deixando a parte de execução para a ABNT NBR 14931 (2004). Critérios de projeto voltados para a durabilidade foram introduzidos na ABNT NBR 6118 (2003), como a qualidade do cobrimento de concreto para a armadura, que correlaciona as relações água/cimento em massa, classe de concreto e cobrimento mínimo com as Classes de Agressividade Ambiental (CAA). Além dos critérios relacionados à durabilidade, a verificação da fadiga do concreto em compressão e tração começou a ser considerada a partir da ABNT NBR 6118 (2003).

Finalmente, os concretos de alta resistência (C55 a C90), também conhecidos como concretos de alto desempenho, começaram a ser abordados somente com a publicação da ABNT NBR 6118 (2014).

2.2 EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA E DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

2.2.1 Concreto

2.2.1.1 Resistência à compressão

Durante a vigência das normas NB 1 (1946) e NB 1 (1950), ambas baseadas no Método das Tensões Admissíveis (MTA), as tensões admissíveis de compressão do concreto e seus respectivos limites superiores eram estabelecidos com base no tipo de dosagem e no tipo de solicitação. Para a dosagem racional, calculava-se a tensão admissível de compressão do concreto *($\bar{\sigma}_c$)* em função da tensão média de ruptura do concreto à compressão com 28 dias de idade (σ_{c28}), conforme a Tabela 2.1, a qual não devia ser inferior a 12,5 MPa.

Tabela 2.1 – Tensão admissível de compressão do concreto conforme as normas NB 1 (1946) e NB 1 (1950)

Dosagem/Solicitação	Empírica	Racional
Compressão axial ou flexão composta (tensão no centro de gravidade da seção transversal)	$\bar{\sigma}_c \leq 4{,}0\ MPa$	$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_{c28}}{3} \leq 6{,}0\ \text{MPa}$
Flexão simples ou composta (tensão nas bordas da seção transversal)	$\bar{\sigma}_c \leq 4{,}5\ MPa$	$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_{c28}}{2{,}5} \leq 7{,}5\ \text{MPa}$

Para fins de comparação com a normatização vigente, a tensão média (σ_{c28}) pode ser tomada como equivalente à resistência média do concreto à compressão aos 28 dias de idade (f_{cm28}) mostrada ABNT NBR 12655 (2015), conforme a Equação 2.1.

$$f_{cmj} = f_{ckj} + 1{,}65 \cdot s_d \tag{2.1}$$

Onde:

f_{cmj} é a resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias, expressa em megapascals (MPa);

f_{ckj} é a resistência característica do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias, expressa em megapascals (MPa);

s_d é o desvio-padrão da dosagem, expresso em megapascals (MPa).

A partir da publicação da NB 1 (1960), com o dimensionamento ainda baseado no MTA, a tensão admissível de compressão do concreto ($\bar{\sigma}_c$) passou a ser calculada em função da tensão mínima de ruptura do concreto (σ_R), a qual corresponderia à resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) descrita pela normatização vigente. Na NB 1 (1960), (σ_R) era calculada em função da tensão média de ruptura do concreto à compressão com 28 dias de idade (σ_{c28}), com base no desvio-padrão (s_d) conhecido. Caso o desvio não fosse conhecido, a tensão era calculada de acordo com o grau de controle de execução do concreto, conforme a Tabela 2.2. Ressalta-se que o valor do desvio-padrão da NB 1 (1960) era obtido em função da tensão média de ruptura do concreto à compressão com 28 dias de idade (σ_{c28}).

Em termos de dimensionamento, a tensão admissível de compressão do concreto passou a ser verificada somente na borda da seção transversal. Para uma peça solicitada à flexão simples ou composta, quando calculada no Estádio II, a tensão admissível de compressão do concreto ($\bar{\sigma}_c$) era dada pela Equação 2.2.

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_R}{2} \leq 11MPa \tag{2.2}$$

Tabela 2.2 – Tensão mínima de ruptura do concreto conforme a NB 1/1960

Controle de execução/ Coeficiente de variação	Rigoroso	Razoável	Regular
Conhecido	$\sigma_R = \sigma_{c28} - 1{,}65 \cdot s_d \leq 0{,}8 \cdot \sigma_{c28}$		
Desconhecido	$\sigma_R = 3/4 \cdot \sigma_{c28}$	$\sigma_R = 2/3 \cdot \sigma_{c28}$	$\sigma_R = 3/5 \cdot \sigma_{c28}$

Para concretos com desvio-padrão desconhecido, a ABNT NBR 12655 (2015) adota valores do desvio-padrão (s_d) em função da condição de preparo do concreto. Como na NB 1 (1960) não era prescrito um valor de desvio-padrão, realizou-se um cálculo reverso para a obtenção dos mesmos. Na Tabela 2.3 é feita uma comparação entre os graus de controle de execução do concreto da NB 1 (1960) e a condição de preparo do concreto da ABNT NBR 12655 (2015), com os respectivos valores a serem adotados para o desvio-padrão de concretos com desvio-padrão desconhecido.

Tabela 2.3 – Desvio-padrão a ser adotado conforme as normas NB 1/1960 e ABNT NBR 12655/2015

NB 1/1960		ABNT NBR 12655/2015	
Grau de controle	**Desvio-padrão (MPa)**	**Condição de preparo**	**Desvio-padrão (MPa)**
Rigoroso	$0{,}152 \cdot \sigma_{c28}$	A	4,0
Razoável	$0{,}202 \cdot \sigma_{c28}$	B	5,5
Regular	$0{,}242 \cdot \sigma_{c28}$	C	7,0

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 12655 (2015)

Com a publicação da NB 1 (1978), que se transformou na ABNT NBR 6118 (1980), o dimensionamento passou a ser baseado no Método dos Estados Limites (MEL). Surgiu então o termo f_{ck}, referente à resistência característica à compressão do concreto. A resistência de cálculo (f_{cd}) passou a ser calculada pela divisão da resistência característica por um coeficiente de minoração da resistência do concreto (γ_c), que tinha valor fixo de 1,4, conforme a Equação 2.3.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1{,}4} \tag{2.3}$$

Com a publicação da ABNT NBR 6118 (2003), esse coeficiente de minoração da resistência do concreto (γ_c) passou a variar em função da combinação última utilizada, conforme a Tabela 2.4. Esses coeficientes estão mantidos até a norma vigente, a ABNT NBR 6118 (2026).

Tabela 2.4 – Coeficientes de minoração da resistência do concreto a partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003)

Combinações	γ_c
Normais	1,4
Especiais ou de construção	1,2
Excepcionais	1,2

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014)

Percebe-se que nas primeiras normas era utilizada a tensão média de ruptura do concreto para o cálculo da resistência a compressão e, a partir da publicação da NB 1 (1960), passou a ser utilizada a tensão mínima de ruptura do concreto (σ_R), conforme a Figura 2.2, que para a situação conhecida, pode ser associada ao f_{ck} ao se adotar os valores de desvio padrão mostrados na ABNT NBR 12655 para situação desconhecida. Essas tensões podem ser representadas pela curva normal de distribuição da resistência à compressão do concreto, conforme indicado na Figura 2.3, que traz um exemplo de tensão mínima associado a um desvio padrão correspondente a uma resistência que tem 5 % de probabilidade de não ser alcançada, e que neste caso, coincide com o f_{ck}.

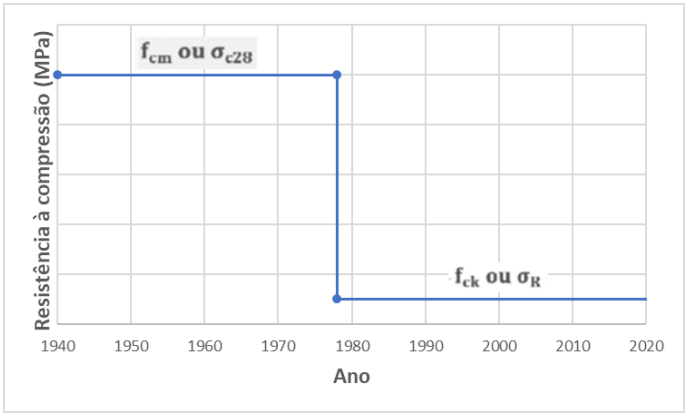


Figura 2.2 – Evolução da resistência à compressão do concreto

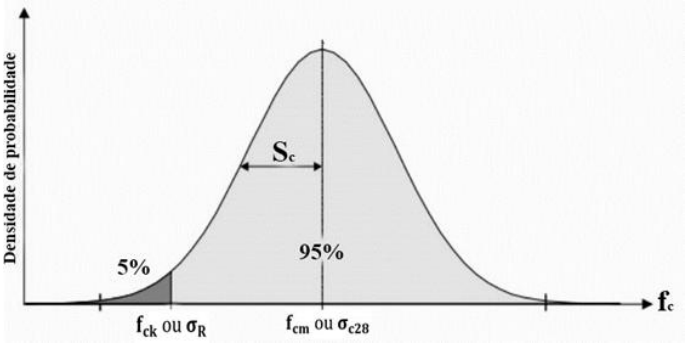


Figura 2.3 – Curva normal de distribuição da resistência à compressão do concreto

Fonte: Adaptado de Gomes *et al*. (2013)

2.2.1.2 Resistência à tração

A resistência à tração do concreto começou a ser abordada apenas a partir da publicação da NB 1 (1978), sendo determinada através de ensaios de tração na compressão diametral, ou na falta desses, por meio das relações para a resistência característica do concreto à tração (f_{tk}) descritas na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Resistência característica do concreto à tração conforme a NB 1(1978)

$f_{ck} \leq 18\ MPa$	$f_{tk} = f_{ck}/10$
$f_{ck} > 18\ MPa$	$f_{tk} = 0{,}06 \cdot f_{ck} + 0{,}7\ \text{MPa}$

A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), a resistência a tração direta (f_{ct}) pôde ser determinada a partir da resistência a tração indireta ($f_{ct,sp}$) ou da resistência à tração na flexão ($f_{ct,f}$), os quais devem ser obtidos por ensaios de tração por compressão diametral e de tração na flexão, respectivamente.

Pode-se considerar a resistência à tração direta (f_{ct}) igual a $0{,}9 \cdot f_{ct,sp}$ ou a $0{,}7 \cdot f_{ct,f}$, o primeiro obtido a partir do ensaio de compressão diametral e o segundo obtido a partir do ensaio de tração na flexão. Na falta de ensaios, o valor médio ou característico da resistência à tração direta (f_{ct}) pode ser avaliado por meio das Equações 2.4, 2.5 e 2.6. A resistência a tração direta de cálculo (f_{ctd}) é dada pela Equação 2.7, em que γ_c é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto segundo o MEL.

$$f_{ct,m} = 0{,}3 \cdot f_{ck}^{2/3} \tag{2.4}$$

$$f_{ctk,inf} = 0{,}7 \cdot f_{ct,m} \tag{2.5}$$

$$f_{ctk,sup} = 1{,}3 \cdot f_{ct,m} \tag{2.6}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ct}}{\gamma_c} \tag{2.7}$$

2.2.1.3 Resistência ao cisalhamento

Durante a vigência das normas NB 1 (1946) e NB 1 (1950), a tensão admissível ao cisalhamento do concreto ($\bar{\tau}$) era dada em função do tipo de dosagem, da resistência à compressão média aos 28 dias e da presença de armaduras para resistir aos esforços de tração oriundos do cisalhamento conforme ilustrado na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Tensão admissível de cisalhamento no concreto conforme a NB 1 (1946)

Dosagem/Presença de armadura	Empírica	Racional
Há armadura	$\bar{\tau} \leq 1{,}2\ MPa$	$\bar{\tau} = \frac{\sigma_{c28}}{10} \leq 2{,}0\ \text{MPa}$
Caso contrário	$\bar{\tau} \leq 0{,}4\ MPa$	$\bar{\tau} = \frac{\sigma_{c28}}{25} \leq 0{,}8\ \text{MPa}$

Durante a vigência da NB 1 (1960), a verificação das tensões de cisalhamento era feita determinando-se a maior tensão principal de tração no concreto (σ_I) no ponto em que ocorre a máxima tensão de cisalhamento, que no caso da flexão simples, seria na altura do centroide da seção. A tensão admissível de cisalhamento é uma limitação do valor da tensão principal, de acordo com a presença ou não de armadura para resistir os esforços de tração oriundos do cisalhamento, conforme a Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Limites da maior tensão principal de tração no concreto conforme a NB 1(1960)

Quando há esforços de tração e armadura calculada para resistir a todos eles	$\sigma_I \leq \begin{cases} \sigma_R/7{,}5 \\ 2{,}5\ \text{MPa} \end{cases}$
Quando não há armadura suficiente para resistir a todos os esforços de tração	$\sigma_I \leq \begin{cases} \sigma_R/25 \\ 0{,}8\ \text{MPa} \end{cases}$

Durante a vigência das normas NB 1 (1978) e ABNT NBR 6118 (1980), a tensão última convencional de cisalhamento na alma da peça (τ_{wu}), para peças lineares com $b_w \leq 5 \cdot h$, era dada em função da inclinação da armadura transversal em relação ao eixo da peça, conforme a Tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Valor último da tensão convencional de cisalhamento na alma da peça conforme a NB 1 (1978)

Toda a armadura inclinada de 45°	$\tau_{wu} = 0{,}30 \cdot f_{cd} \leq 5{,}5\ \text{MPa}$
Outros casos	$\tau_{wu} = 0{,}25 \cdot f_{cd} \leq 4{,}5\ \text{MPa}$

A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), baseado no CEB-FIP (1990), a resistência à compressão das bielas atravessadas por mais de um tirante, mecanismo de transmissão da força cortante pelo modelo de treliça, passou a ser dada pelo valor f_{cd2}, conforme as Equações 2.8 e 2.9. Segundo Bastos (2021), α_{v2} é um fator redutor da resistência à compressão do concreto nos casos em que há tração transversal por efeito de armadura e fissuras transversais às tensões de compressão, conforme a Figura 2.4. Ao substituir f_{cd2} nos modelos de treliça, para elementos lineares, obtém-se a força cortante resistente de cálculo (V_{Rd2}) para os modelos I e II, relativas à ruína das diagonais comprimidas de concreto, conforme expresso na Tabela 2.9.

$$f_{cd2} = 0{,}60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (2.8)$$

Onde:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (2.9)$$

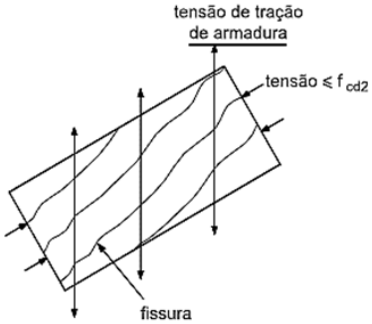


Figura 2.4 – Tensão de tração com compressão transversal

Fonte: Bastos (2021)

Tabela 2.9 – Força cortante resistente de cálculo

Modelo de cálculo	Força cortante resistente de cálculo
Modelo I	$V_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$
Modelo II	$V_{Rd2} = 0{,}54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot sen^2\theta \cdot (cotg\,\alpha + cotg\,\theta)$

Onde:
θ é o ângulo de inclinação das bielas de compressão;
α é a inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

2.2.1.4 Módulo de elasticidade

Até a publicação da NB 1 (1978), o módulo de elasticidade do concreto (E_c) era função do módulo de elasticidade do material da armadura (E_s), de acordo com o tipo de cálculo e com o estádio de deformação do concreto. Basicamente existiam dois valores, um para o cálculo de deformações elásticas e grandezas hiperestáticas no Estádio I, e outro para o cálculo de peças de concreto armado submetidas a esforços de flexão simples ou composta no Estádio II, conforme a Tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Módulo de elasticidade do concreto antes da NB 1 (1978)

Estádio	Módulo de elasticidade do concreto (E_c)
I	$E_c = \frac{E_s}{10}$
II	$E_c = \frac{E_s}{15}$

Durante a vigência das normas NB 1(1978) e ABNT NBR 6118(1980), na falta de resultados experimentais, o módulo de deformação longitudinal à compressão do concreto (E_c) podia ser estimado através das Equações 2.10 e 2.11, em função da resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de *j* dias (f_{cj}).

$$E_c = 6600 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad (2.10)$$

Onde:

$$f_{cj} = f_{ck} + 3{,}5 \text{ MPa} \quad (2.11)$$

A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), mantida na ABNT NBR 6118 (2007) e na ABNT NBR 6118 (2014), quando não forem realizados ensaios, o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto (E_{ci}) pode ser estimado através da Equação 2.12, função de dois parâmetros: o primeiro, que leva em consideração natureza do agregado (α_E); e o segundo, que considera a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}).

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (2.12)$$

2.2.1.5 Fadiga

A verificação da fadiga no concreto passou a ser considerada com a publicação da ABNT NBR 6118 (2003). Desde a sua vigência, a verificação do concreto à fadiga na compressão é realizada, para combinação frequente de ações, limitando a máxima tensão solicitante ao valor da resistência à compressão do concreto de cálculo à fadiga ($f_{cd,fad}$), dada pela Equação 2.13.

$$f_{cd,fad} = 0{,}45 \cdot f_{cd} \quad (2.13)$$

A verificação da fadiga do concreto tracionado, também considerando a combinação frequente de ações, é feita pela limitação da tensão máxima de tração ao valor da resistência de cálculo a tração do concreto na fadiga ($f_{ctd,fad}$), dada pela Equação 2.14. A verificação da fadiga na tração é feita apenas nas situações em que a resistência à tração é essencial para a estabilidade da estrutura.

$$f_{ctd,fad} = 0{,}3 \cdot f_{ctd,inf} \quad (2.14)$$

2.2.2 Aços

2.2.2.1 Categorias de aço

Na Figura 2.5 é mostrado o período de vigência de cada categoria de aço e sua respectiva resistência característica ao escoamento (f_{yk}), de acordo com as normas de dimensionamento de estruturas de concreto armado NB 1 e NBR 6118. Na primeira norma de concreto armado, a NB 1(1940), somente duas categorias de aço podiam ser utilizadas, a 37 CA e a 50 CA. Atualmente, a ABNT NBR 6118 (2014) permite a utilização de três categorias, CA-25, CA-50 e CA-60.

2.2.2.2 Resistência dos aços e módulo de elasticidade

O método das tensões admissíveis foi utilizado, em caráter normativo, até a publicação da NB 1 (1978). Para o dimensionamento, utilizava-se a tensão admissível na armadura de tração ($\bar{\sigma}_s$).

A NB 1 (1940) permitia a utilização de duas categorias de aço, 37 CA e 50 CA, em que os números presentes no nome da categoria representavam o limite de ruptura do aço em tf/cm^2. A tensão admissível da armadura era definida em função da solicitação, conforme a Tabela 2.11.

Durante a vigência da NB 1 (1960), a tensão admissível de tração da armadura passou a ser função somente da categoria de aço, conforme a Tabela 2.12. Utilizavam-se as categorias 37 CA, 50 CA, CA-T40 e CA-T50, em que o termo T indicava na nomenclatura correspondem aos aços torcidos, e os números, à resistência ao escoamento do aço em tf/cm².

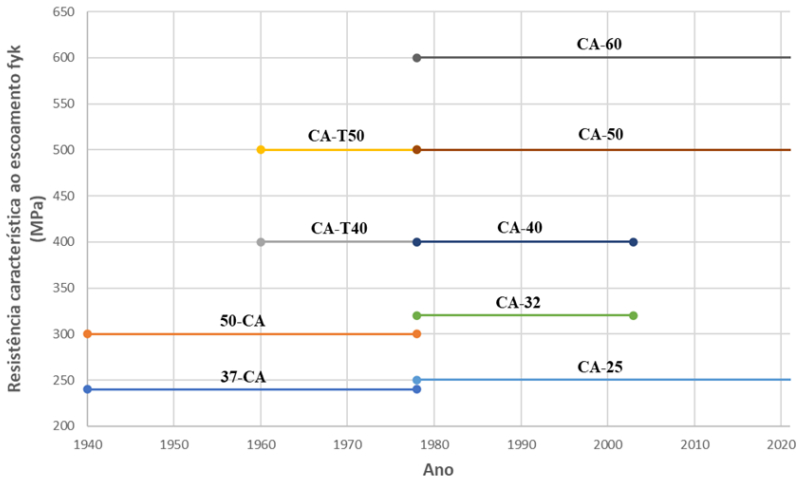


Figura 2.5 – Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado

Tabela 2.11 – Tensão admissível na armadura de tração conforme a NB 1/1940

Ação/Solicitação	37 CA	50 CA
Força axial ou flexão composta (média das tensões em toda a armadura longitudinal)	$\bar{\sigma}_s = 120$ MPa	$\bar{\sigma}_s = 150$ MPa
Flexão simples ou flexão composta (tensão máxima)	$\bar{\sigma}_s = 150$ MPa	$\bar{\sigma}_s = 180$ MPa

Tabela 2.12 – Tensão admissível na armadura de tração conforme a NB 1/1960

Categoria	Tensão admissível
37 CA	$\bar{\sigma}_s = 150$ MPa
50 CA	$\bar{\sigma}_s = 180$ MPa
CA – T40	$\bar{\sigma}_s = 240$ MPa
CA – T50	$\bar{\sigma}_s = 300$ MPa

Com a publicação da NB 1 (1978), baseado no Método dos Estados Limites, cinco categorias de aço passaram a ser utilizadas, CA-25, CA-32, CA-40, CA-50 e CA-60. A numeração na nomenclatura corresponde à resistência característica ao escoamento do aço. A Tabela 2.13 mostra os coeficientes de minoração da resistência característica ao escoamento do aço durante a vigência dessa norma.

Tabela 2.13 – Coeficiente de minoração da resistência do aço conforme a NB 1 (1978)

	γ_s
Obedecidas as prescrições quanto ao controle de qualidade da ABNT NBR 7480	1,15
Caso contrário, apenas em obras de pequena importância nas quais se empregam CA-25 e CA-32	1,25

A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), as categorias CA-32 e CA-40 foram excluídas. Os coeficientes de minoração da resistência característica ao escoamento do aço passaram a ser função da combinação última utilizada, conforme a Tabela 2.14.

Parâmetros relevantes dos tipos de aço para o projeto de estruturas de concreto armado foram levantados a partir da antiga Especificação Brasileira EB 3 e da atual ABNT NBR 7480 (2007). Resistência característica ao escoamento, resistência convencional à ruptura ou limite de resistência, resistência de cálculo (ou tensão admissível) e módulo de elasticidade foram os parâmetros levantados, dispostos de acordo com a evolução da NB 1, indicados na Tabela 2.15.

Tabela 2.14 – Coeficientes de minoração da resistência do aço a partir da publicação da NBR 6118 (2003)

Combinações	γ_s
Normais	1,15
Especiais ou de construção	1,15
Excepcionais	1,0

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2003)

Tabela 2.15 – Características das categorias de aço, de acordo com cada norma

Norma/ Parâmetro	NB 1 (1940) NB 1 (1950)		NB 1 (1960)				NB 1 (1978) ABNT 6118 (1980)					ABNT 6118 (2003) ABNT 6118 (2007) ABNT 6118 (2014)		
	37 CA	50 CA	37 CA	50 CA	CA-T40	CA-T50	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60	CA-25	CA-50	CA-60
f_{yk} [a)] (MPa)	240	300	240	300	400	500	250	320	400	500	600	250	500	600
f_{st} [b)] (MPa)	370	500	370	500			325	416	440	550	660	300	540	630[1)]
f_{yd} [c)] (MPa)	-	-	-	-	-	-	217[2)]	278[2)]	348[2)]	435[2)]	522[2)]	217[3)]	435[3)]	522[3)]
$\overline{\sigma}_s$ [d)] (MPa)	150[4)]	180[4)]	150	180	240	300	-	-	-	-	-	-	-	-
	120[5)]	150[5)]												
E_s [e)] (GPa)	210[6)]		210[6)]				210					210		

a) Resistência característica ao escoamento

b) Resistência convencional à ruptura ou limite de resistência

c) Resistência de cálculo do aço

d) Tensão admissível do material da armadura

e) Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva

1) f_{st} mínimo de 660 MPa

2) Obedecidas as prescrições quanto ao controle de qualidade da NBR 7480: $\boldsymbol{\gamma_s = 1,15}$

3) Combinação última normal: $\boldsymbol{\gamma_s = 1,15}$

4) Flexão simples ou flexão composta (tensão máxima)

5) Compressão axial ou flexão composta (média das tensões em toda a armadura longitudinal)

6) Não era especificado em norma, porém era o valor adotado nos modelos de dimensionamento da época

2.2.2.2.1 Fadiga

Durante a vigência da Especificação Brasileira EB 3 (1967), para barras e fios das categorias CA-40, CA-50 e CA-60, limitava-se a amplitude máxima das variações de tensão na armadura, oriundas das cargas móveis, conforme a Tabela 2.16.

Tabela 2.16 – Amplitude máxima das variações de tensões na armadura conforme a EB 3 (1967)

Barras retas ou curvadas[a]	220 MPa
Estribos ou barras curvadas[b]	170 MPa

[a] Eixos com raios de curvatura não menores que os indicados na Tabela 2.17

[b] Eixos com raios de curvatura menores que os indicados na Tabela 2.17

Tabela 2.17 – Raios de curvatura conforme a EB 3/1967

CA – 40	CA – 50	CA – 60
12ϕ	15ϕ	18ϕ
$\boldsymbol{\phi}$ – Diâmetro da barra		

Ressalta-se que só se consideravam as variações de tensão devidas às cargas móveis ponderadas pelo coeficiente de impacto, tomado igual a 1,2, e, quando for o caso, à força centrífuga. Não se consideravam as variações de tensão devidas às ações permanentes, como, variações de temperatura, retração e deformação lenta, e a outras ações acidentais como o impacto lateral, frenagem.

A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2004), a verificação da fadiga na armadura se dá quando a máxima variação de tensão calculada $\Delta\sigma s$, para a combinação frequente de ações, não ultrapassar o valor $\Delta fsd,fad$. Os valores mínimos de $\Delta fsd,fad$ para armadura passiva, função do diâmetro da armadura e do caso em que ela se encontra, estão descritos na Tabela 2.18.

Tabela 2.18 – Valores de $\Delta fsd, fad, mín$, em MPa, para $2x10^6$ ciclos, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2003) ou posterior

Caso	ϕ mm								Tipo[a]
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas: $D \geq 25\phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T_1
Barras retas ou dobradas: $D < 25\phi$ $D = 5\phi < 20\ mm$ $D = 8\phi \geq 20\ mm$	105	105	105	105	100	95	90	85	T_1
Estribos: $D = 3\phi \leq 10\ mm$	85	85	85	-	-	-	-	-	T_1
Ambiente marinho: Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T_4
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T_4

[a] Tipos da curva S-N

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2003)

2.3 EVOLUÇÃO DAS AÇÕES NAS PONTES DE CONCRETO

2.3.1 Cargas móveis

A primeira norma brasileira a realizar considerações das cargas móveis em pontes foi a NB 6 (1946). Durante a sua vigência, classificava-se as rodovias conforme o seu respectivo grau de importância, a qual era função da carga máxima permitida para o tráfego. Para cada classe, especificava-se um trem-tipo para o projeto da ponte situada naquela rodovia, composto por um veículo-tipo e por uma carga de multidão.

2.3.1.1 Veículo-tipo

Durante a vigência da NB 6 (1946), em função da classe, o veículo-tipo era composto por um compressor e tantos caminhões quantas forem as faixas de tráfego, menos uma, conforme o Quadro 2.1. Ressalta-se que os compressores possuíam apenas uma roda dianteira. Todos deviam estar orientados na direção do tráfego e colocados na posição mais desfavorável para o cálculo do elemento considerado, com restrição de apenas um veículo por faixa de tráfego.

Na posição mais desfavorável para o elemento estudado, colocava-se um compressor tipo C ou B para a verificação da resistência da estrutura de pontes da classe I e II, respectivamente.

Houveram pequenas alterações com a publicação da NB 6 (1950). A composição do veículo-tipo passou a ser feita pelo Quadro 2.2. Na posição mais desfavorável para o elemento estudado, colocava-se um compressor tipo C ou B para a verificação da capacidade resistente da estrutura das pontes da classe II e III, respectivamente.

Quadro 2. 1 – Composição do veículo-tipo em função da classe da rodovia, conforme a NB 6/1946

Classe	Compressor	Caminhão
I	B	B
II	A	A
III	A	A

Quadro 2. 2 – Composição do veículo-tipo em função da classe da rodovia, conforme a NB 6 (1950)

Classe	Compressor	Caminhão
I	C	C
II	B	B
III	A	A

Com a publicação NB 6 (1960), o veículo-tipo passou a ser constituído de apenas um único veículo e sua largura aumentou de 2,5 m para 3,0 m, dimensões mantidas até a atualidade. As pontes rodoviárias passaram a ser classificadas como de classe 12, 24 e 36, função da classe da rodovia. O veículo-tipo era determinado em função da classe da ponte, conforme apresentado no Quadro 2.3.

Quadro 2. 3 – Veículo-tipo conforme a NB 6 (1950)

Classe da rodovia	Classe da ponte	Veículo tipo
I	36	36
II	24	24
III	12	12

Em 1984, a NB 6 passou a ser chamada de ABNT NBR 7188 (1984). As pontes passaram a ser classificadas de acordo com o veículo-tipo de projeto. Os veículos-tipo das classes 24 e 36 foram substituídas por veículos-tipo das classes 30 e 45, respectivamente. Portanto, as pontes eram classificadas em Classes 12, 30 e 45.

As Classes 12 e 30 foram excluídas com a publicação da ABNT NBR 7188 (2013). A carga móvel rodoviária-padrão foi estabelecida como a TB-450, definida por um veículo tipo de 450 kN. Em obras de estradas vicinais municipais e obras particulares, pode-se considerar o TB-240, definido por um veículo tipo de 240 kN.

Com o intuito de facilitar a comparação entre os veículos-tipo, as características dos veículos-tipos especificados nas normas apresentadas foram ilustradas na Figura 2.6 e estão resumidas na Tabela 2.19.

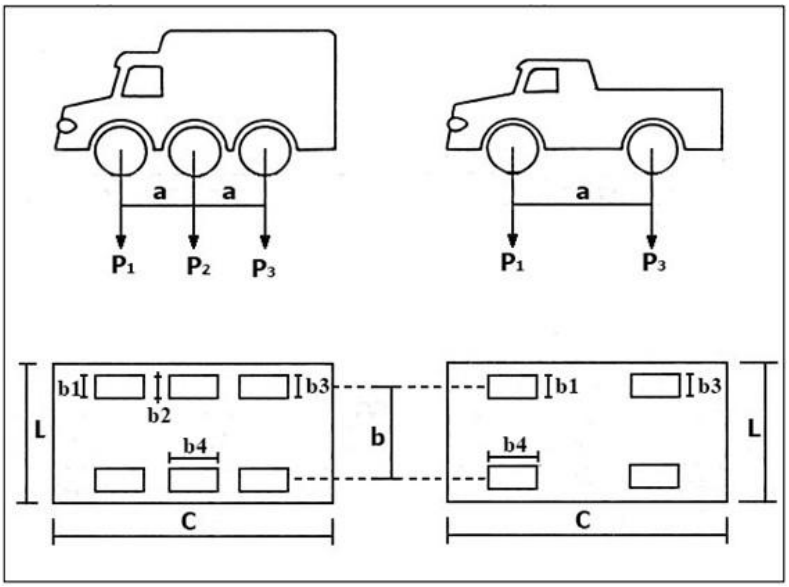


Figura 2.6 – Esquematização das características do veículo-tipo

Fonte: Adaptado da NB 6 (1982)

Tabela 2.19 – Características dos veículos-tipo de acordo com cada norma

NORMA		NB 6 (1946)					NB 6 (1950)						NB 6 (1960)			ABNT NBR 7188 (1984)			ABNT NBR 7188 (2013)	
VEÍCULO-TIPO		Compressor		Caminhão			Compressor			Caminhão										
		A	B	A	B	C	A	B	C	A	B	C	12	24	36	12	30	45	24	45
Eixos	Unid.	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	2	3	3	3	3
P_{TOTAL}	kN	70	160	240	60	90	70	160	240	60	90	120	120	240	360	120	300	450	240	450
P_1	kN	50	70	100	7,5	15	50	70	100	7,5	15	20	20	40	60	20	50	75	40	75
P_2	kN	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	40	60	-	50	75	40	75
P_3	kN	10	45	70	22,5	30	10	45	70	22,5	30	40	40	40	60	40	50	75	40	75
C	m	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0
L	m	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
b_1	m	1,00	1,00	1,00	0,08	0,12	1,00	1,00	1,00	0,08	0,12	0,12	0,20	0,35	0,45	0,20	0,40	0,50	0,50	0,50
b_2	m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,35	0,45	-	0,40	0,50	0,50	0,50
b_3	m	0,10	0,40	0,50	0,18	0,24	0,10	0,40	0,50	0,18	0,24	0,24	0,30	0,35	0,45	0,30	0,40	0,50	0,50	0,50
b_4	m	[a]	[a]	[a]	[a]	[a]	[a]	[a]	[a]	[a]	[a]	[a]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
a	m	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	1,5	1,5	3,0	1,5	1,5	1,5	1,5
b	b	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0

[a]Não foi especificado em norma

Na Figura 2.7 é ilustrada a comparação entre os veículos-tipo de acordo com cada norma, indicando o peso total de cada para pontes rodoviárias de duas faixas de tráfego. Considerando as normas NB 6 (1946) e NB 6 (1950), soma-se o peso de um compressor com um caminhão para a composição do veículo tipo, de acordo com a Classe da ponte.

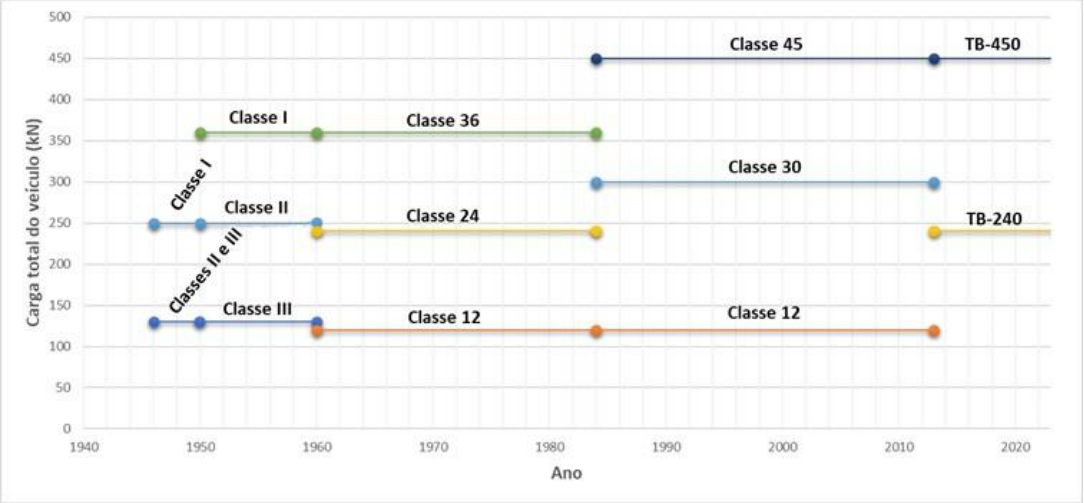


Figura 2.7 – Evolução do peso total do veículo-tipo de projeto conforme cada norma, para pontes rodoviárias com duas faixas de tráfego

2.3.1.2 Carga de multidão

A carga de multidão tem o objetivo de representar o tráfego de veículos de pequeno porte no entorno do veículo-tipo. É uma carga uniformemente distribuída e ocupa a região do tabuleiro que não é ocupada pelo veículo tipo, inclusive os passeios, salvo em situações de cálculo nas quais a carga de multidão reduza os esforços solicitantes.

Durante a vigência das normas NB 6 (1946) e NB 6 (1950), a carga de multidão era função do parâmetro g_0, conforme a Tabela 2.20, distribuída em toda a pista, incluindo os passeios. Esse parâmetro possuía valor de 4,5 kN/m^2 para a Classe I e de 4,0 kN/m^2 para as Classes II e III durante a vigência da NB 6 (1946). Com a publicação da NB 6 (1950), tomava-se valores de 5,0 kN/m^2, 4,5 kN/m^2 e 4,0 kN/m^2 para as Classes I, II e III respectivamente.

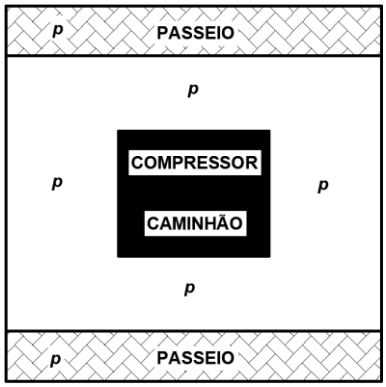
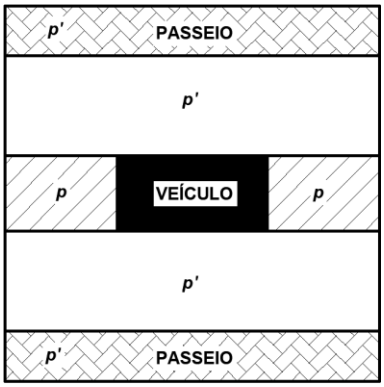
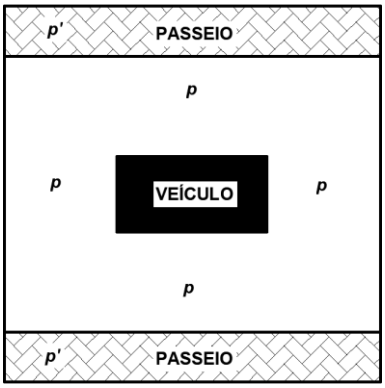
Com a publicação da NB 6 (1960), a carga de multidão, função da classe da ponte, passou a ser dividida em duas parcelas, a carga p à frente e atrás do veículo e a carga p', no restante da pista e passeios.

Durante a vigência da ABNT NBR 7188 (1984) e da ABNT NBR 7188 (2013), alterou-se a disposição das cargas: a carga p passou a estar disposta em toda a pista, e a p' somente nos passeios. Na Tabela 2.21 é mostrada a evolução da disposição da carga de multidão conforme cada norma.

Tabela 2.20 – Carga de multidão conforme as normas NB 6 (1946) e NB 6 (1950)

Elemento	Carga de multidão (kN/m²)	
Arcos ou vigas principais	$L < 25$	g_0
	$25 \leq L \leq 125$	$g_0 - \frac{(L-25)}{100}$
	$L > 125$	$g_0 - 1$
Demais elementos da construção	g_0	

Tabela 2.21 – Evolução da disposição da carga de multidão

NB 6 (1946) NB 6 (1950)	NB 6 (1960)	ABNT NBR 7188 (1984) ABNT NBR 7188 (2013)
		

Na Figura 2.8 é representada a evolução das cargas de multidão de acordo com cada norma. Para facilitar a construção do gráfico, dividiu-se o carregamento em duas parcelas: *p*, que representa o carregamento na frente e atrás do veículo; e *p'*, que representa o carregamento no restante da pista, excluindo o passeio. Ressalta-se que o carregamento durante a vigência da NB 6 (1946) também era função do vão, portanto o esse gráfico representa os valores dos carregamentos para vãos de até 25 metros de acordo com cada norma e cada veículo-tipo.

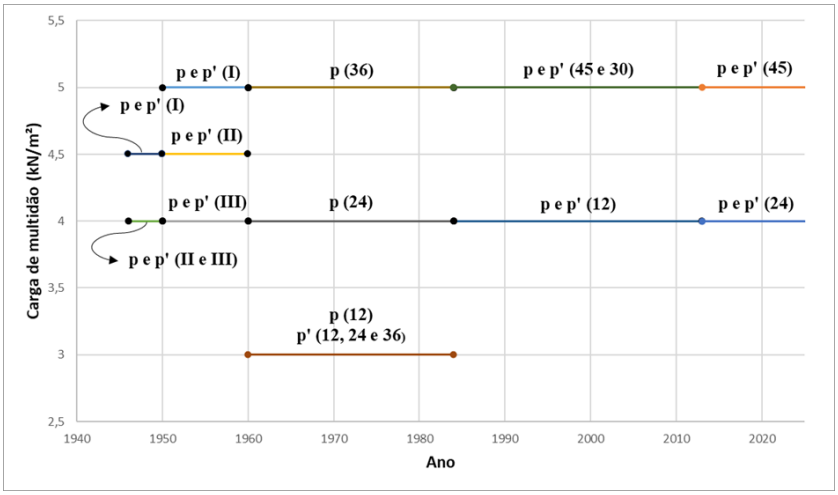


Figura 2.8 – Evolução da carga de multidão conforme cada norma, para pontes com vãos de até 25 metros, excluindo os passeios e de acordo com a classe da ponte/rodovia

A partir da publicação da NB 6 (1960), a carga de multidão nos passeios passou a ter valor fixo de 3 kN/m^2 para todos os trens-tipo, valor que continua sendo adotado na ABNT NBR 7188 (2013).

2.3.2 Coeficiente de impacto

A complexidade da consideração dos efeitos dinâmicos no cálculo estrutural fez com que as cargas móveis fossem simplificadamente associadas às cargas estáticas, sendo seus efeitos majorados por meio de um coeficiente maior que 1, denominado coeficiente de impacto (Silva *et al.*, 2014).

Durante a vigência das normas NB 2 (1946) e NB 2 (1950), o coeficiente de impacto para pontes rodoviárias era tomado como 1,3 para peças do estrado (lajes, transversinas, longarinas, montantes e pendurais) e para vigas retas principais com vãos até 20 m, e como 1,0 para vigas retas principais com vãos de 70 m ou maiores. O coeficiente de impacto passou a ser função do vão teórico do elemento carregado a partir da publicação da NB 2 (1961).

Com a publicação da ABNT NBR 7188 (2013), o coeficiente de impacto passou a ser composto por três parcelas: o Coeficiente de Impacto Vertical (CIV), o Coeficiente de Número de Faixas (CNF) e o Coeficiente de Impacto Adicional (CIA). O CIV é função dos comprimentos dos vãos presentes na estrutura, o CNF relaciona a probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas (excluídas o acostamento e as faixas de segurança) e o CIA leva em consideração as imperfeições e/ou descontinuidades da pista de rolamento, na região das juntas estruturais e extremidades da obra.

Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0 m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majoradas pelo CIA. Segundo

Carneiro e Bittencourt (2018), os coeficientes citados acima não foram baseados em análises dinâmicas que abrangessem a obtenção de amplificações representativas da natureza do tráfego e nas condições das rodovias do país. Resultado disso, observa-se o grande aumento no valor do coeficiente de impacto adotado a partir de 2013.

Na Figura 2.9 é mostrada a comparação dos coeficientes de impacto de acordo com o ano de projeto da ponte e seu respectivo vão teórico para as pontes de concreto armado com duas faixas de tráfego.

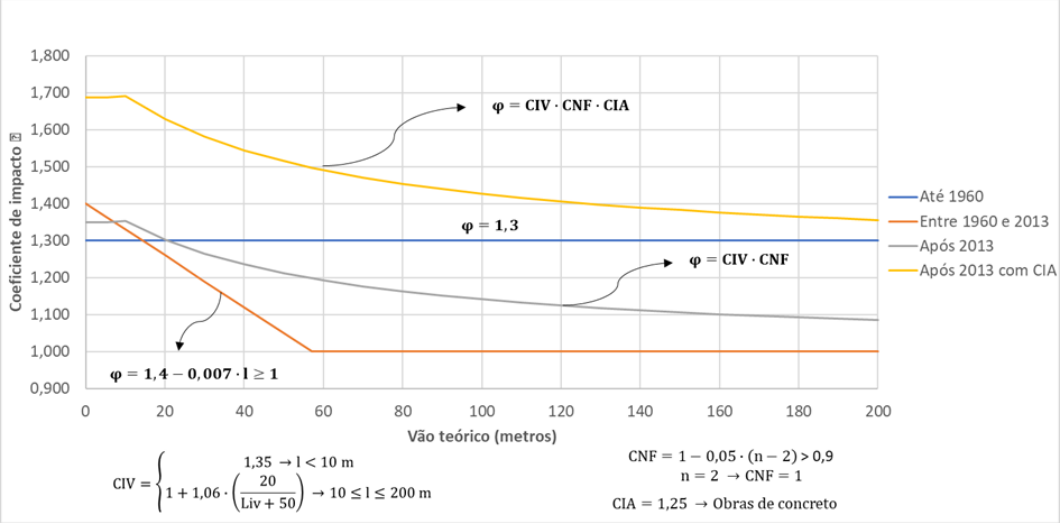


Figura 2.9 – Coeficiente de impacto em função do vão teórico, de acordo com a época de projeto da ponte, para pontes de concreto armado com duas faixas de tráfego

Carneiro e Bittencourt (2018) fizeram uma comparação entre os coeficientes de impacto normativos para projeto de pontes em aço e concreto no Brasil, Estados Unidos, Canadá, China, Nova Zelândia, Austrália, Reino Unido, Japão, Coréia, África do Sul e código Europeu, a fim de fornecer subsídios para trabalhos relacionados com a análise dinâmica de pontes rodoviárias, especialmente aqueles relacionados com a calibração dos coeficientes de impacto da norma brasileira. A comparação se baseou em um modelo de ponte em concreto com vão biapoiado e com juntas estruturais nas extremidades, onde são apresentados os coeficientes de impacto ponderadores da força cortante no apoio e do momento fletor no meio do vão, conforme Figura 2.10. Por não serem utilizados para consideração dos efeitos dinâmicos, o Coeficiente de Número de Faixas (CNF) não foi considerado.

Nota-se um acentuado conservadorismo da ABNT NBR 7188 (2013) com a consideração do Coeficiente de Impacto Adicional (CIA) ao admitir uma amplificação dinâmica próxima de 70% no caso de vãos de até 10 metros, enquanto esse valor se reduz a valores máximos de 33% quando se considera normas de outros países nas outras normas comparadas. Já o coeficiente de impacto para a solicitação de momento fletor em vãos maiores do que 10 metros da ABNT NBR 7188 (2013) se aproxima dos valores das outras normas, ainda sendo conservadora em alguns casos.

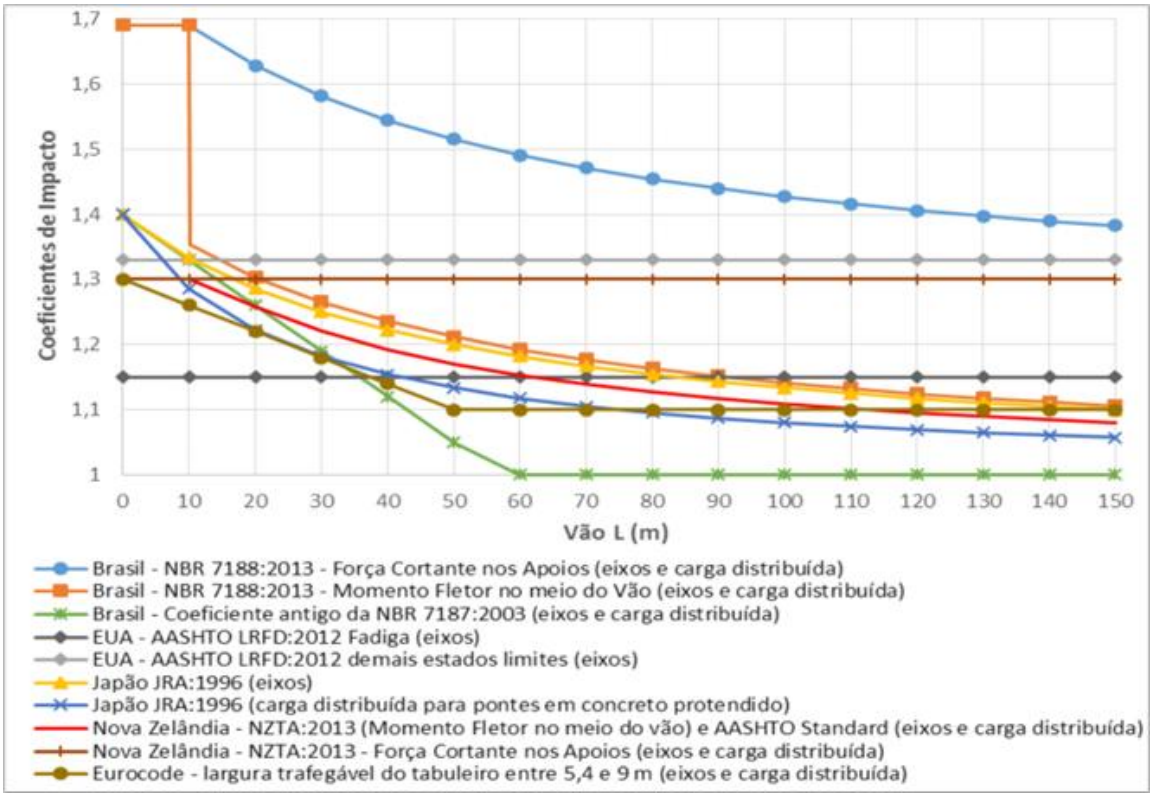


Figura 2.10 – Comparativo entre coeficientes de impacto normativos

2.3.3 Força centrífuga

Nas pontes rodoviárias em curva, as forças horizontais provenientes da força centrífuga, função do raio da curva, são consideradas normais ao seu eixo e atuam no nível da pista de rolamento, sendo o seu valor característico um percentual da carga do veículo tipo. É considerando o efeito dinâmico das cargas móveis, aplicado na posição mais desfavorável, concomitante com a respectiva carga. Na Figura 2.11 é mostrado como a força centrífuga tem aumentado com a evolução das normas.

2.3.4 Efeitos da frenagem e aceleração

A forças de frenagem e aceleração podem ser consideradas como uma força longitudinal, aplicada no nível do pavimento, e seu valor característico pode ser tomado como uma fração das cargas móveis, sem impacto. Durante a vigência das normas NB 2 (1960), ABNT NBR 7187 (1987) e ABNT NBR 7187 (2003), essa força longitudinal deve ser igual ao maior dos seguintes valores:

$$H_f \geq \begin{cases} 5\% \text{ da carga de multidão do tabuleiro, excluídos os passeios} \\ 30\% \text{ do peso do veículo} - \text{tipo} \end{cases}$$

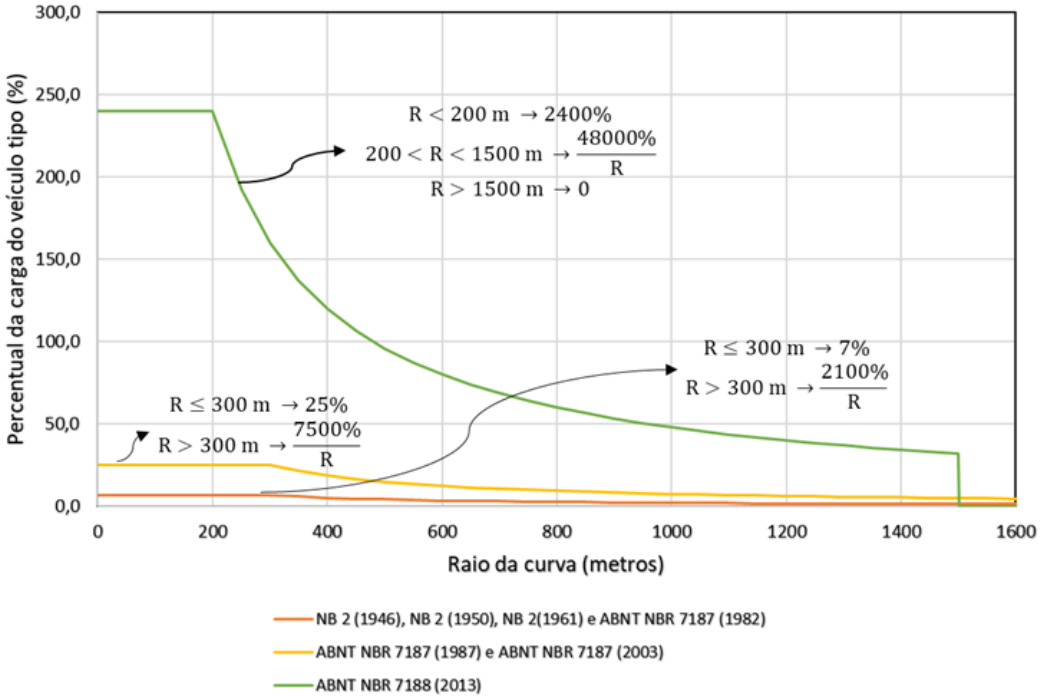


Figura 2.11 – Força centrífuga em função do raio de curvatura

A partir da publicação da ABNT NBR 7188 (2013), essa força passou a ser calculada através da Equação 2.15.

$$H_f = 0{,}25 \cdot B \cdot L \cdot CNF \geq 135 \text{ kN} \tag{2.15}$$

Onde:

B é a largura efetiva da carga distribuída de 5 kN/m^2, expressa em metros (m);

L é o comprimento concomitante da carga distribuída, expresso em metros (m).

2.3.5 Ação do vento

Até a publicação da NB 2 (1961), a pressão do vento sobre a estrutura das pontes era considerada como uma ação horizontal, avaliada separadamente para os casos de pontes carregadas e de pontes descarregadas. Considerava-se como superfície de incidência a projeção das partes expostas da estrutura sobre o plano normal à direção do vento.

Durante a vigência da NB 2 (1970) e da ABNT NBR 7187 (1982) foi adicionado o caso de pontes só para pedestres, além disso, a superfície de incidência passou a ser limitada superiormente por uma linha paralela ao estrado a 2,0 metros da superfície de rolamento nos casos de pontes rodoviárias carregadas, e a 1,7 metros do piso nos casos de pontes só para pedestres, conforme as Figura 2.12, Figura 2.13 e Figura 2.14.

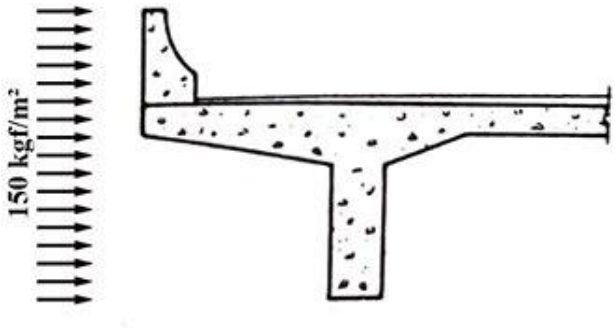


Figura 2.12 – Pontes rodoviárias descarregadas

Fonte: Adaptado de Pfeil (1985)

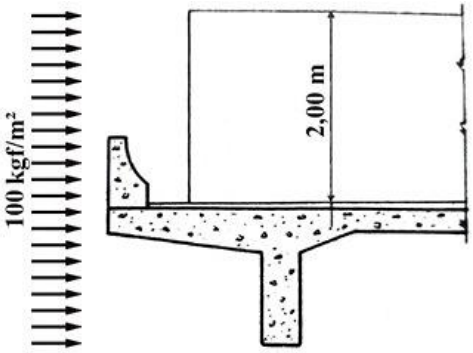


Figura 2.13 – Pontes rodoviárias carregadas

Fonte: Adaptado de Pfeil (1985)

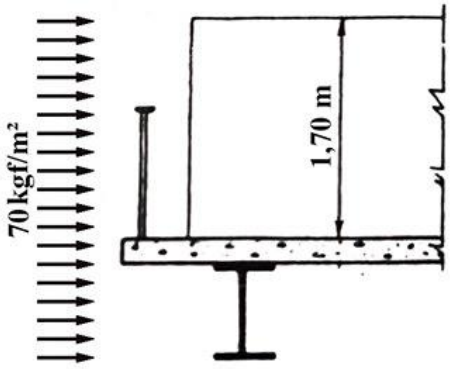


Figura 2.14 – Pontes só para pedestres

Fonte**:** Adaptado de Pfeil (1985)

Segundo El Debs e Takeya (2010), não existe nenhum procedimento analítico específico para a determinação da ação do vento em pontes a partir da publicação da ABNT NBR 7187 (1987), apenas a recomendação para seguir o que está disposto na ABNT NBR 6123 (1988). Portanto, o procedimento adotado será o descrito anteriormente.

2.3.6 Combinação de ações

Para a verificação da segurança, um carregamento precisa ser definido através da combinação de ações, que considera as probabilidades, não desprezíveis, de atuarem simultaneamente sobre a estrutura. A combinação de ações deve determinar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

Antes da publicação da NB 1 (1960), que se baseava no método das tensões admissíveis, não existiam coeficientes ponderadores das ações, que eram consideradas todas atuando de forma simultânea, com seus valores nominais.

Durante a vigência da NB 1 (1960), os elementos estruturais eram calculados em função da carga de ruptura (Estádio III) com a utilização de coeficientes de segurança para as ações ou eram calculadas no Estádio II, com base nas tensões admissíveis.

Nos casos das peças calculadas em função da carga de ruptura (Estádio III), os coeficientes de segurança eram os descritos no Quadro 2.4, conforme prescrito na NB 2 (1961).

Quadro 2. 4 – Coeficientes de segurança para peças calculadas em função da carga de ruptura (Estádio III), conforme NB 2 (1961)

Coeficiente de segurança (v)	Ações
	Flexão simples ou composta
1,65	Todas as cargas permanentes, esforços devidos à retração e à variação de temperatura, deslocamento das fundações e ao empuxo de terra ou água
2,00	Carga móvel, impacto lateral, força longitudinal, força centrífuga e o vento, considerando o coeficiente de impacto vertical
	Compressão axial e tração axial
2,00	Todas as cargas permanentes, esforços devidos à retração e à variação de temperatura, deslocamento das fundações e ao empuxo de terra ou água
2,40	Carga móvel, impacto lateral, força longitudinal, força centrífuga e o vento, considerando o coeficiente de impacto vertical[a]
[a] Multiplicar por 1,2 quando os elementos estruturais forem calculados no estádio II, solicitados a flexão simples ou composta. Multiplicar por 1,2 os coeficientes de segurança (ou dividir por 1,2 as tensões admissíveis) quando houver a necessidade de adotar medidas especiais de proteção dos elementos da estrutura expostos à ação prejudicial de agentes externos.	

Com a publicação da NB 1 (1978), o dimensionamento e a verificação de elementos estruturais de concreto armado passaram a ser feitos pelo Método dos Estados Limites. Basicamente, uma estrutura, ou parte dela, atinge um estado limite quando, de modo efetivo ou convencional, se torna inutilizável, ou quando deixa de satisfazer às condições previstas para a sua utilização. Durante a sua vigência, eram considerados os Estados Limites Últimos (ruína) e de Utilização (serviço), devendo ser levados em conta outros, além destes, em casos especiais que assim exijam. O Estado Limite de Utilização é dividido em três: Estado de Limite de Formação de Fissuras, Estado de Limite de Fissuração Inaceitável e Estado Limite de Deformação Excessiva.

Para o Estado Limite Último, deve-se considerar o valor mais desfavorável das duas primeiras equações apresentadas na Tabela 2.22, e quando existirem ações acidentais de diferentes origens, considerar a terceira equação. Para o Estado Limite de Utilização, considerar as duas últimas equações apresentadas na Tabela 2.22.

Tabela 2.22 – Valores de cálculo da solicitação conforme a NB 1 (1978)

Estado limite	Valores de cálculo da solicitação
ELU	$S_d = 1{,}4 \cdot S_{gk} + 1{,}4 \cdot S_{qk} + 1{,}2 \cdot S_{\varepsilon k}$
	$S_d = 0{,}9 \cdot S_{gk} + 1{,}4 \cdot S_{qk} + 1{,}2 \cdot S_{\varepsilon k}$
	$S_{qk} = S_{qk1} + 0{,}8 \cdot (S_{qk2} + S_{qk3} + \cdots)$ *para* $S_{qk1} \geq S_{qk2} \geq S_{qk3} \cdots$
ELS	$S_d = S_{gk} + \chi \cdot S_{qk} + S_{\varepsilon k}$
	$S_d = S_{gk} + \chi \cdot S_{qk1} + 0{,}8 \cdot (\chi \cdot S_{qk2} + \chi \cdot S_{qk3} + \cdots) + S_{\varepsilon k}$

Onde:

S_d é a solicitação de cálculo;

S_{gk} são as solicitações devido às ações permanentes;

S_{qk} são as solicitações devido às ações acidentais;

$S_{\varepsilon k}$ é a solicitação devido à fluência.

O valor do coeficiente χ era 0,7 para as estruturas de edifícios e 0,5 para as demais. Em geral, não era necessário considerar a ação do vento nos Estados Limites de Utilização.

No mesmo ano da publicação da ABNT NBR 6118 (2003) ocorreu a publicação da ABNT NBR 8681 (2003), norma que trata das ações e segurança nas estruturas. Portanto, as combinações de ações e seus coeficientes, indicados a seguir, serão tirados desta norma.

De acordo com a ABNT NBR 8681 (2003), uma Combinação Última pode ser classificada em Normal, Especial ou de Construção e Excepcional. A Combinação Última Normal se divide em três: esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado, esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido e perda do equilíbrio como corpo rígido.

Somente as Combinações Última Normal, referente ao esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado, e Especial ou de Construção tem relevância para o estudo em análise. A Combinação Última Normal para o esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado é expressa pela Equação 2.16.

$$F_d = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (2.16)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

Os coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas agrupadas (γ_g) e para ações variáveis consideradas conjuntamente (γ_q), bem como o fator de combinação (ψ_0) para a Combinação Última Normal de pontes, estão descritos na Tabela 2.23.

Tabela 2.23 – Coeficientes de ponderação e fator de combinação para combinação última normal de acordo com a ABNT NBR 8681 (2003)

Tipo de estrutura	γ_g Efeito		γ_q	ψ_0
	Desfavorável	Favorável		
Grandes pontes[a]	1,30	1,0	1,5	0,7
Pontes em geral	1,35	1,0		

[a] Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75 % da totalidade das ações permanentes

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 8681 (2003)

Uma análise baseada na Combinação Última Especial ou de Construção é utilizada no caso em que veículos especiais necessitem transpor uma OAE, conforme expresso na Equação 2.17.

$$F_d = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^{n} \psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (2.17)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável admitida como principal para a situação transitória considerada;

$\psi_{0j,ef}$ é o fator de combinação efetivo de cada uma das demais ações variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal, durante a ação transitória.

Os coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas agrupadas (γ_g) e para ações variáveis consideradas conjuntamente (γ_q), bem como o fator de combinação (ψ_0) para a Combinação Última Especial de pontes, estão descritos na Tabela 2.24.

Tabela 2.24 – Coeficientes de ponderação e fator de combinação para combinação última especial de acordo com a ABNT NBR 8681 (2003)

Tipo de estrutura	γ_g Efeito		γ_q	ψ_0
	Desfavorável	Favorável		
Grandes pontes[a]	1,20	1,0	1,3	0,7
Pontes em geral	1,25	1,0		

[a] Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75 % da totalidade das ações permanentes

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 8681 (2003)

As combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura, resultando em Combinações Quase Permanentes (CQP), Combinações Frequentes (CF) e Combinações Raras (CR). Para o estudo em análise, somente a Combinação Frequente de ações será relevante, para a análise da fadiga, expressa pela Equação 2.18. Nessa combinação a ação variável principal é tomada com seu valor frequente e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,k} + \psi_1 \cdot F_{Q1k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (2.18)$$

Onde:

ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;

ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

Os valores dos fatores de redução ψ_1 e ψ_2 para pontes rodoviárias no estado limite de serviço aplicável à verificação da fadiga estão apresentados na Tabela 2.25.

2.3.7 Análise de estruturas existentes

Segundo a ABNT NBR 7187 (2021), para obras rodoviárias existentes, sem limitações estruturais identificadas, é permitida a redução dos coeficientes de majoração de esforços, quando forem atendidas as seguintes condições:

a) Classificação igual ou superior a 4 para parâmetros estruturais e de durabilidade, obtida em inspeção especial, conforme a ABNT NBR 9452 (2019). A confirmação da classificação estrutural deve sempre ser feita mediante a uma verificação estrutural, considerando a caracterização geométrica e dos materiais na condição atual;

b) Casos de inexistência de limitação de acesso a todos os elementos estruturais, exceto quando forem adotadas providências destinadas a sanar essa deficiência;

c) Obras com bom desempenho estrutural, no mínimo ao longo de 30 anos após o início da operação, obrigatoriamente comprovado por meio de verificação estrutural.

Para obras rodoviárias, quando atendido integralmente todos os requisitos acima, permite-se a adoção dos coeficientes de majoração de esforços apresentados na Tabela 2.26.

Tabela 2.25 – Fatores de redução para pontes rodoviárias no ELS aplicável à verificação da fadiga

Elemento estrutural	Ψ_1	Ψ_2
Laje do tabuleiro	0,80	1,0
Vigas transversinas	0,70	1,0
Vigas longitudinais		
- vão até 100 m	0,5	0,3
- vão de 200 m	0,4	
- vão ≥ 300 m	0,3	
- meso e infraestrutura[a]	0	

[a] Desde que ligadas à super apenas por aparelhos de apoio. Não é o caso, por exemplo, de pontes em pórtico ou estaiadas.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 8681 (2003)

Tabela 2.26 – Coeficientes de majoração de esforços para estruturas existentes, conforme a ABNT NBR 7188 (2021)

Ações permanentes agrupadas	$\gamma_g = 1{,}20$
Ações variáveis	$\gamma_q = 1{,}35$

2.4 EVOLUÇÃO DOS CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS DE PONTES DE CONCRETO ARMADO

2.4.1 Largura colaborante

Para considerar o comportamento conjunto da laje e da viga, é permitido a adoção de uma largura colaborante das lajes associadas à viga, formando uma seção T. Na Figura 2.15 é representado um esquema genérico da largura colaborante a ser adotada.

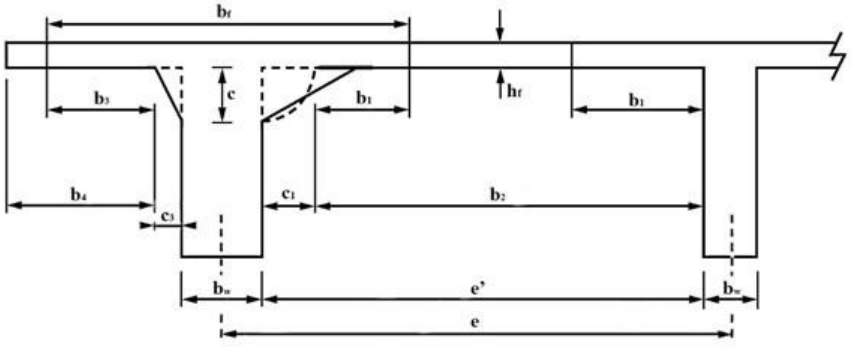


Figura 2.15 – Esquematização da largura colaborante

Fonte**:** Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014)

Na Tabela 2.27 são mostrados os limites da largura colaborante que pode ser considerada, medida para cada lado, a partir do eixo da nervura, e de acordo com cada norma.

A largura colaborante (b_f) pode ser calculada por meio da Equação 2.19.

$$b_f = b_w + b_1 + b_3 + c_1 + c_3 \tag{2.19}$$

Tabela 2.27 – Largura colaborante

Norma	c_1 ou c_3	b_1	b_3	Observações
NB 1 (1940) NB 1 (1943) NB 1 (1946) NB 1 (1950)	$\leq 3 \cdot h_f$	$\leq k \cdot h_f$		$\frac{b_f}{2} \leq \begin{cases} 0{,}5 \cdot e \\ 0{,}25 \cdot \ell' \\ 0{,}5 \cdot b_w + c_i + k \cdot h_f \end{cases}$
NB 1 (1960)	$\leq 3 \cdot h_f$			$\frac{b_f}{2} \leq \frac{b_w}{2} + \frac{e'}{2 \cdot \sqrt{1 + 25 \cdot (e'/a)^2}}$
NBR 6118 (1978) NBR 6118 (1980)	$\leq c$	$\leq \begin{cases} 0{,}10 \cdot a \\ 8 \cdot h_f \\ 0{,}5 \cdot b_2 \end{cases}$	$\leq \begin{cases} 0{,}10 \cdot a \\ 6 \cdot h_f \end{cases}$	
NBR 6118 (2003) NBR 6118 (2007) NBR 6118 (2014)	$\leq c$	$\leq \begin{cases} 0{,}5 \cdot b_2 \\ 0{,}1 \cdot a \end{cases}$	$\leq \begin{cases} b_4 \\ 0{,}1 \cdot a \end{cases}$	

$k = 1$ para vigas isoladas
$k = 4{,}5$ para vigas de extremidade
$k = 6$ para vigas intermediárias
$a = \ell$ para vigas simplesmente apoiadas
$a = 0{,}75 \cdot \ell$ para tramo com momento em uma só extremidade
$a = 0{,}60 \cdot \ell$ para tramo com momento nas duas extremidades
$a = 2 \cdot \ell$ para vigas em balanço
ℓ' é o vão livre da viga

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2003)

2.4.2 HIPÓTESES SIMPLIFICADORAS DE CÁLCULO

Durante a vigência da NB 1 (1940), o cálculo de peças submetidas a esforços de flexão simples ou composta podia ser feito nos estádios II e III. Para as peças calculadas no estádio II, era suposto:

- A Resistência do concreto à tração é nula, exceto quando a máxima tensão de tração não ultrapassar 25 % da máxima tensão de compressão na mesma seção transversal (a armadura deve ser capaz de resistir, em qualquer caso, a todos os esforços de tração);
- Deformações proporcionais à distância à linha neutra (seção plana e distribuição linear de deformação na seção transversal);
- Concreto com módulo de elasticidade quinze vezes menor que o do aço, ambos constantes.

Para estruturas não sujeitas a vibrações ou choques, era permitido o dimensionamento de peças solicitadas à flexão simples no Estádio III (função da carga de ruptura) desde que o coeficiente de segurança não fosse inferior a dois. Além das hipóteses acima, eram feitas as seguintes considerações:

- Ruptura do concreto quando as tensões atingirem, simultaneamente, o limite de escoamento no aço e três quartos da resistência à compressão no concreto;
- Distribuição uniforme das tensões de compressão no concreto.

Com a publicação da NB 1 (1960), para peças solicitadas à flexão simples ou composta, era permitido o cálculo no estádio III (função da carga de ruptura), com os devidos coeficientes de segurança, e no estádio II, com as tensões admissíveis. As hipóteses de cálculo no estádio II são as mesmas da NB 1 (1940). Para o cálculo no estádio III, desde que não se tome valores de tensão mínima de ruptura do concreto à compressão (σ_R) superiores a 22 MPa, eram supostas as seguintes considerações:

- Resistência à tração do concreto nula;
- Ruptura quando a tensão de compressão do concreto, admitida uniformemente distribuída, atingir σ_R;
- Deformações proporcionais à distância à linha neutra;
- Encurtamento de ruptura convencional do concreto de $0{,}15\%$;
- Tensão na armadura de tração constante a partir da tensão de escoamento real ou convencional;
- Tensão na armadura de compressão, na ruptura, igual ao limite correspondente à deformação total de $0{,}2\ \%$ (σ'_e), desde que a distância do centro de gravidade da armadura à borda comprimida seja no máximo igual à metade da distância da linha neutra à mesma borda;

A partir da publicação da NB 1 (1978), as peças passaram a ser calculadas pelo Método dos Estados Limites. Para o Estado Limite Último, nos casos de flexão simples ou composta, normal ou oblíqua, e de compressão ou tração uniforme, tem-se as seguintes hipóteses simplificadoras:

- Seções transversais permanecem planas, e todos os possíveis domínios de deformação estão representados na Figura 2.16;
- A fim de prevenir deformação plástica excessiva, o máximo alongamento permitido ao longo da armadura de tração é de 10 ‰ (domínios 1 e 2);
- Um diagrama parábola-retângulo representa a distribuição de tensões do concreto na seção, sendo permitida a sua substituição por um diagrama retangular de altura $0{,}8 \cdot \mathrm{x}$, conforme a Figura 2.17.
- Resistência à tração do concreto é desprezada;

- A tensão na armadura é a correspondente à deformação determinada de acordo com as alíneas anteriores e obtida no diagrama tensão-deformação.

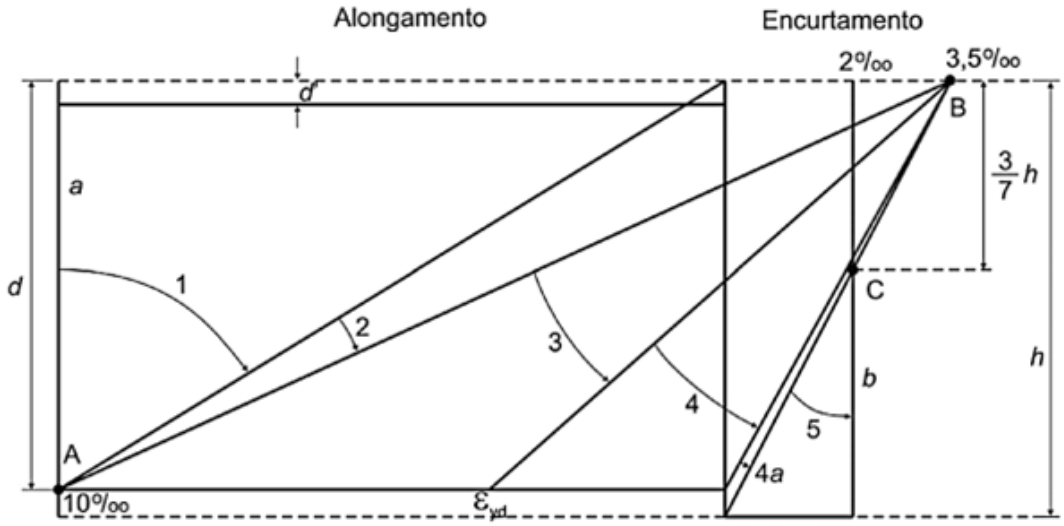


Figura 2.16 – Domínios de deformação no ELU

Fonte**:** ABNT NBR 6118 (2007)

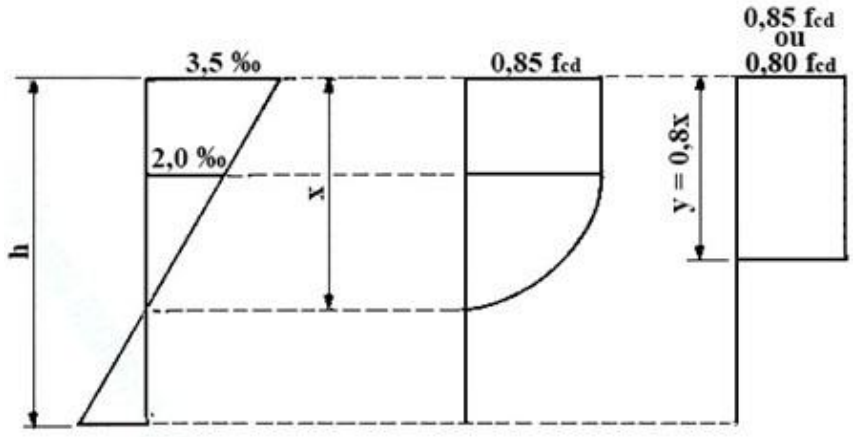


Figura 2.17 – Distribuição de tensões no concreto

Fonte**:** Adaptado da ABNT NBR 6118 (1980)

2.4.3 Artifícios de cálculo

2.4.3.1 Flexão

2.4.3.1.1 Diagrama de distribuição de tensões no concreto

O diagrama parábola-retângulo que representa a distribuição das tensões de concreto na seção pode ser substituído por um diagrama retangular, desde que a resultante de compressão do concreto seja a mesma do diagrama real. Pfeil (1969) utilizava um diagrama retangular de altura $y = 0{,}75 \cdot x$, onde x é a altura da linha neutra, enquanto após a publicação da NB 1 (1978) esse valor passou a constar em norma e igual $0{,}8 \cdot x$, para concretos com f_{ck} de até 50 MPa, conforme indicado na Figura 2.17.

2.4.3.1.2 Dimensionamento para momento fletor – seção retangular

Em situações em que o elemento esteja solicitado por um momento fletor negativo, ou por um momento fletor positivo, no qual a linha neutra passa pela mesa, dimensiona-se o elemento com uma seção retangular. O dimensionamento pode ser feito através do equilíbrio de forças entre a resultante das tensões de compressão no concreto (R_{cc}) e a resultante das tensões de tração na armadura (R_{st}), conforme mostrado na Figura 2.18 e nas Equações 2.20 a 2.24. De acordo com Pfeil (1983), a Equação 2.25 representa um critério determinado por pesquisadores russos, que é aplicável a uma seção de forma qualquer para que a armadura tracionada escoe antes da ruptura do concreto.

$$R_{cc} = f_c \cdot y \cdot b_w \tag{2.20}$$

$$R_{st} = f_s \cdot A_s \tag{2.21}$$

$$M_{Rd} = R_{cc} \cdot z = R_{st} \cdot z \tag{2.22}$$

$$M_{Rd} = f_c \cdot y \cdot b_w \cdot (d - 0{,}5 \cdot y) \tag{2.23}$$

$$A_s = \frac{M_{Rd}}{f_s \cdot (d - 0{,}5 \cdot y)} \tag{2.24}$$

$$M_{Rd} = f_c \cdot y \cdot b_w \cdot (d - 0{,}5 \cdot y) \tag{2.25}$$

Onde:

f_c é a resistência à compressão do concreto, conforme Tabela 2.28, expressa em quilonewtons por metro quadrado (kN/m²);

f_s é a resistência à tração da armadura (ao escoamento), expressa em quilonewtons por metro quadrado (kN/m²);

z é o braço de alavanca entre as resultantes, expresso em metros (m);

d é a altura útil, expressa em metros (m);

b_w é a largura da viga, expressa em metros (m);

A_s é a área da armadura de tração, expressa em metros (m);

S_0 é o momento estático da seção de altura d em relação a armadura tracionada, expresso em metros (m).

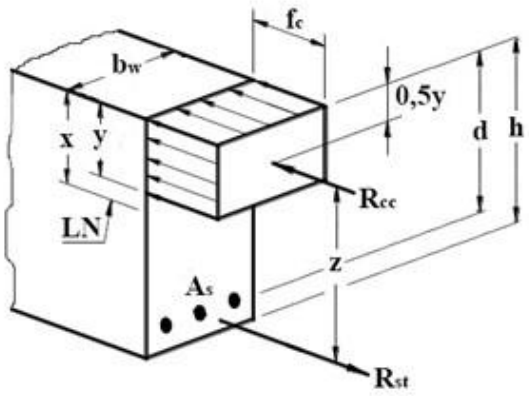


Figura 2.18 – Distribuição de tensões de compressão no concreto segundo o diagrama retangular simplificado

Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

Tabela 2.28 – Fatores de redução para pontes rodoviárias no ELS aplicável à verificação da fadiga

Norma	f_c
NB 1 (1940), NB 1 (1943), NB 1 (1946) e NB 1 (1950)	$f_c = \bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_{c28}}{C.S.}$
NB 1 (1960)	$f_c = \bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_R}{C.S.}$
NB 1 (1978), ABNT NBR 6118 (1980), ABNT NBR 6118 (2003), ABNT NBR 6118 (2007) e ABNT NBR 6118 (2014)	$f_c = \sigma_{cd} = \alpha_c \cdot f_{cd} = \alpha_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

2.4.3.1.3 Dimensionamento para momento positivo – Seção T

Segundo Pfeil (1983), o caso mais geral é quando a linha neutra passa pela alma da seção transversal. Bastos (2020) diz que para simplificar a dedução das equações, subdivide-se a seção em duas seções equivalentes, conforme a Figura 2.19 e as Equações 2.26 a 2.31.

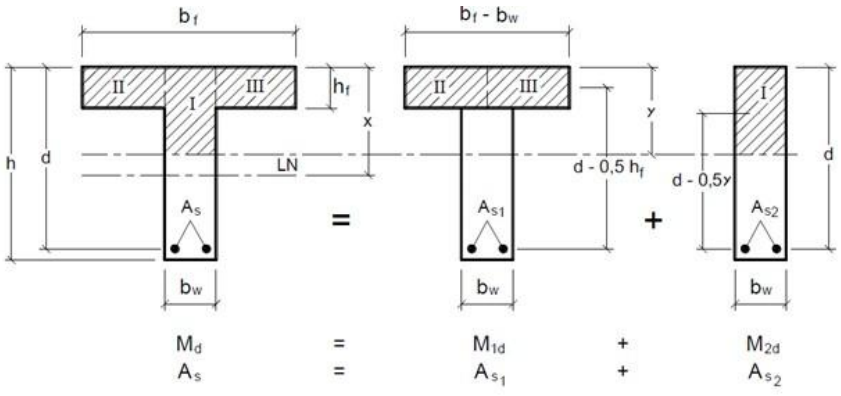


Figura 2.19 – Simplificação para o dimensionamento da seção T

Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

$$M_{Rd} = M_{Rd1} + M_{Rd2} \quad (2.26)$$

$$M_{Rd1} = f_c \cdot h_f \cdot (b_f - b_w) \cdot (d - 0{,}5 \cdot h_f) \quad (2.27)$$

$$M_{Rd1} + M_{Rd2} \leq 0{,}75 \cdot f_c \cdot S_0 \quad (2.28)$$

$$y < 0{,}5 \cdot d \quad (2.29)$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Rd1}}{f_s \cdot (d - 0{,}5 \cdot h_f)} \quad (2.30)$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Rd2}}{f_s \cdot (d - 0{,}5 \cdot y)} \quad (2.31)$$

Onde h_f é a espessura da mesa colaborante, expressa em metros (m).

2.4.3.2 Cisalhamento

2.4.3.2.1 Modelos

Até a publicação da ABNT NBR 6118 (1980), não se especificavam modelos de dimensionamento e de verificação de peças solicitadas ao esforço cortante. Apenas verificava-se a tensão de cisalhamento no concreto que era, por sua vez, atrelada à presença de armaduras para resistir todos os esforços de tração provenientes do cisalhamento.

A ABNT NBR 6118 (1980) especificava a teoria clássica de Mörsch para o cálculo da armadura transversal de peças lineares. A tensão convencional de cisalhamento no concreto (τ_{wd}), na alma da peça também era verificada, de modo a impedir que o esmagamento das bielas ocorra antes do escoamento da armadura transversal.

A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), a verificação da compressão diagonal do concreto e o cálculo da armadura passaram a ser feitos segundo dois modelos, o Modelo I, que admite a treliça clássica de Ritter-Mörsch (Figura 2.20), e o Modelo II, que admite a treliça generalizada (Figura 2.21).

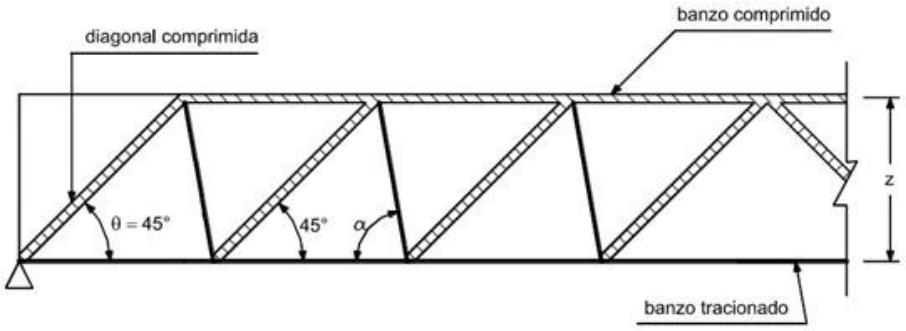


Figura 2.20 – Treliça Clássica de Ritter-Mörsch

Fonte**:** Adaptado de Bastos (2021)

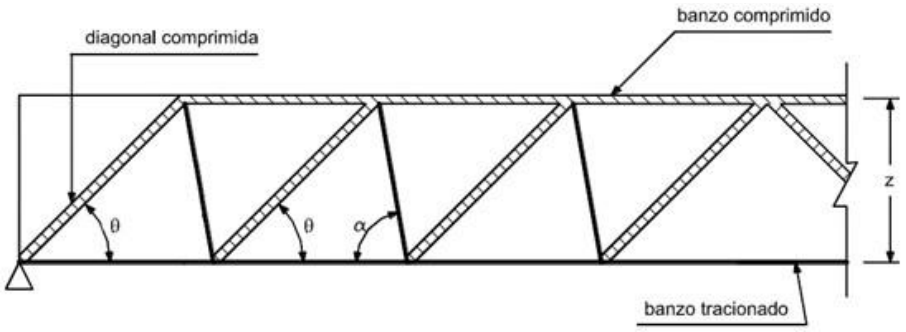


Figura 2.21 – Treliça Generalizada

Fonte**:** Adaptado de Bastos (2021)

2.4.3.2.2 Verificação da compressão diagonal do concreto

Durante a vigência da NB 1 (1978) e da ABNT NBR 6118 (1980), a verificação das bielas comprimidas de concreto era feita apenas pela verificação da tensão de cisalhamento, expressa na Equação 2.32.

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu} \tag{2.32}$$

Onde:

τ_{wd} é a tensão convencional de cisalhamento de cálculo na alma da peça, obtida a partir da teoria de flexão de vigas (MPa);

τ_{wu} é o valor último da tensão convencional de cisalhamento na alma da peça (MPa).

Após a publicação da ABNT NBR 6118 (2003), a verificação da compressão diagonal do concreto passou a ser feita pelos Modelos I e II, sendo que o Modelo I considera uma inclinação das diagonais de compressão (θ) fixa de $45°$, já o Modelo II a inclinação pode ser arbitrada livremente entre $30°$ e $45°$. A parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça (V_c) é admitida constante no Modelo I, e para o Modelo II admite-se que essa parcela sofra redução com o aumento de V_{Sd}.

Para o Estado Limite Último, a verificação da compressão diagonal do concreto é feita conforme as Equações presentes na Tabela 2.29.

Tabela 2.29 – Verificação da compressão diagonal do concreto a partir da ABNT NBR 6118 (2003)

Modelo	$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$
I	$V_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$
II	$V_{Rd2} = 0{,}54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot sen^2\,\theta \cdot (cotg\,\alpha + cotg\,\theta)$
$\alpha_{V2} = (1 - f_{ck}/250)$ com f_{ck} em MPa α é a inclinação da armadura transversal	

2.4.3.2.3 Cálculo da armadura transversal

Pfeil (1969) indicava que o dimensionamento das armaduras transversais podia ser feito pela Treliça Clássica de Mörsch que considera uma inclinação de $45°$ para as bielas comprimidas de concreto. Aplicando os esquemas da treliça clássica e admitindo $z \cong 0{,}9 \cdot h$, obtém-se a porcentagem geométrica de armadura transversal (ω_t), expressa pela Equação 2.33.

$$\omega_t = 1{,}10 \cdot \frac{\tau_u}{\sigma_e} \tag{2.33}$$

Onde:

τ_u é a tensão convencional de cisalhamento na ruptura, expressa em megapascals (MPa), conforme a Equação 2.34;

σ_e é a tensão de escoamento do aço, expressa em megapascals (MPa).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_w \cdot h} \tag{2.34}$$

Onde:

T_u é o esforço cortante último, expresso em quilonewtons (kN).

Pfeil (1978) admitia $z = d/1{,}15$, portanto, a porcentagem geométrica da armadura transversal (ω_t), segundo a treliça clássica de Mörsch, para estribos verticais é dada pela Equação 2.35.

$$\omega_t = 1{,}15 \cdot \frac{\tau_{0d}}{f_s} \tag{2.35}$$

Onde:

τ_{0d} é a tensão convencional média de cisalhamento no estado-limite de projeto, expressa em megapascals (MPa), conforme a Equação 2.36;

$f_s = f_{yd}$ é a resistência de cálculo da armadura transversal, expressa em megapascals (MPa).

$$\tau_{0d} = \frac{V_d}{b_w \cdot d} \tag{2.36}$$

Para armaduras inclinadas, obtém-se a Equação 2.37.

$$A_{t\alpha} = \frac{A_{t90}}{(sen\,\alpha + cos\,\alpha)} \tag{2.37}$$

Onde:

α é a inclinação da armadura transversal.

Durante a vigência da NB 1 (1978) e da ABNT NBR 6118 (1980), o cálculo da armadura transversal necessária era feito determinando-se a tensão na armadura transversal (τ_d), obtida subtraindo uma parcela devido a contribuição do concreto na capacidade de absorver essas tensões (τ_c), conforme Equações 2.38 e 2.39. A equação é válida para os casos de flexão simples.

$$\tau_d = 1{,}15 \cdot \tau_{wd} - \tau_c \geq 0 \tag{2.38}$$

$$\tau_c = \psi_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \tag{2.39}$$

Tabela 2.30 – Coeficiente de ponderação da contribuição do concreto na capacidade de absorver tensões de cisalhamento

$\rho_1 \leq 0{,}001$	$\psi_1 = 0{,}07$
$\rho_1 \geq 0{,}015$	$\psi_1 = 0{,}14$
$0{,}001 < \rho_1 < 0{,}015$	*Interpolar linearmente*

Onde:

ρ_1 é a menor taxa da armadura longitudinal de tração no trecho de comprimento 2 h a partir da face do apoio.

A tensão na armadura não pode ultrapassa f_{yd} no caso de estribos e $0{,}7 \cdot f_{yd}$ no caso de barras dobradas, não se tomando valores superiores a 435 MPa.

A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), o cálculo da armadura transversal passou a ser feita pelos Modelos de cálculo I e II. Para o Estado Limite Último, de peças solicitadas à flexão simples com a linha neutra cortando a seção, tem-se o cálculo da armadura transversal, conforme a Tabela 2.31 e a Figura 2.22.

Tabela 2.31 – Cálculo da armadura transversal a partir da ABNT NBR 6118 (2003)

Modelo	$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$
I	$V_c = V_{c0} = 0{,}6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sw}}{0{,}9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (sen\,\alpha + cos\,\alpha)}$
II	$V_c = V_{c1}$ (Figura 2.22) $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sw}}{0{,}9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (cotg\,\alpha + cotg\,\theta) \cdot sen\,\alpha}$

$f_{ctd} = \frac{0{,}21 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$

$f_{ywd} = f_{yd} \leq 435$ MPa para estribos

$f_{ywd} = 0{,}7 \cdot f_{yd} \leq 435$ MPa para barras dobradas

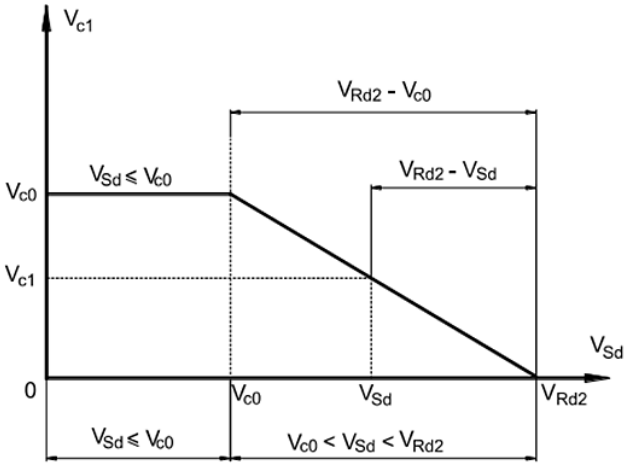


Figura 2.22 – Demonstração da variação de V_{c1} com V_{Sd}

Fonte: Bastos (2021)

Na Tabela 2.32 é mostrado o resumo dos critérios de verificação das tensões no concreto e de cálculo da armadura, conforme normas e autores.

Tabela 2.32 – Verificação das tensões no concreto e cálculo da armadura transversal (continua)

Norma	Verificação das tensões no concreto	Cálculo da armadura
NB 1 (1940), NB 1 (1943), NB 1 (1946) e NB 1 (1950)	$\tau \leq \bar{\tau} = \frac{\sigma_{c28}}{C.S.}$	-
NB 1 (1960)	$\sigma_I = \frac{\sigma_R}{C.S.}$	-
Pfeil (1969)	-	$\omega_t = 1{,}10 \cdot \frac{\tau_u}{\sigma_e}$
Pfeil (1978)	-	$\omega_t = 1{,}15 \cdot \frac{\tau_{0d}}{f_s}$

Tabela 2.32 – Verificação das tensões no concreto e cálculo da armadura transversal (conclusão)

Norma	Verificação das tensões no concreto	Cálculo da armadura
NB 1 (1978) e ABNT NBR 6118 (1980)	$\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$	$\tau_d = 1{,}15 \cdot \tau_{wd} - \tau_c \geq 0$
ABNT NBR 6118 (2003), ABNT NBR 6118 (2007) e ABNT NBR 6118 (2014)	$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$	$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$

2.4.3.2.4 REDUÇÃO DO ESFORÇO CORTANTE EM REGIÕES PRÓXIMAS AOS APOIOS

A NB 1(1978) permitia a redução do esforço cortante em seções próximas aos apoios, para o cálculo da armadura transversal, se a carga e a reação de apoio forem aplicadas em faces opostas da peça, comprimindo-as. Existem duas situações, descritas a seguir:

- Força cortante oriunda de carga distribuída: no trecho entre o apoio e a seção situada à distância $\mathrm{h}/2$ da face do apoio, pode-se considerar a força cortante constante e igual a desta seção.
- Força cortante devido a uma carga concentrada aplicada a uma distância $\mathrm{a} \leq 2\mathrm{h}$ do centro do apoio: no trecho de comprimento a, pode-se considerar a força cortante reduzida, multiplicando-se por $\mathrm{a}/2\mathrm{h}$.

Manteve-se esse critério a partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), porém trocou o termo referente à altura total da seção transversal (h) pela altura útil (d).

2.4.4 Fadiga

Antes da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), a fadiga no concreto era verificada a partir de recomendações de alguns autores ou por meio de normas internacionais. A fadiga na armadura passiva era tratada em normas internacionais e em normas nacionais que tratavam de barras e fios de aço para peças de concreto armado.

A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003) as ações de fadiga de média e baixa intensidade passaram a ser tratadas, com número de repetições até $2\text{x}10^6$ de ciclos. Considera-se uma única intensidade de solicitação para a verificação da fadiga, expresso pela combinação frequente de ações.

Permite-se o cálculo no estádio II das tensões decorrentes da flexão composta, desprezando a resistência à tração do concreto. Os modelos I e II devem ser utilizados para o cálculo das tensões decorrentes da força cortante em vigas, com redução da contribuição do concreto conforme a Tabela 2.33.

Tabela 2.33 – Cálculo das tensões decorrentes da força cortante em vigas

Modelo I	$0{,}5 \cdot V_c$	
Modelo II	$0{,}5 \cdot V_c$	$\text{tg}\,\theta_{cor} = \sqrt{\text{tg}\,\theta} \leq 1$

Ainda deve-se adotar os valores dos coeficientes $\gamma_f = \gamma_s = 1{,}0$ e $\gamma_c = 1{,}4$.

2.4.4.1 Concreto

A verificação da fadiga do concreto em compressão, a partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), é satisfeita quando obedecida a condição da Equação 2.40.

$$\eta_c \cdot \gamma_f \cdot \sigma_{c,máx} \leq f_{cd,fad} = 0{,}45 \cdot f_{cd} \quad (2.40)$$

Onde:

$$\eta_c = \frac{1}{1{,}5 - 0{,}5 \cdot (|\sigma_{c1}|/|\sigma_{c2}|)}$$

f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto, expressa em megapascals (MPa);

$f_{cd,fad}$ é a resistência de cálculo à fadiga do concreto na compressão, expressa em megapascals (MPa);

γ_f é coeficiente ponderador das ações de fadiga;

$\sigma_{c,máx}$ é tensão solicitante máxima de compressão do concreto na fadiga, expressa em megapascals (MPa).

A verificação da fadiga do concreto em tração, a partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), é satisfeita se obedecida a condição da Equação 2.41.

$$\gamma_f \cdot \sigma_{ct,máx} \leq f_{ctd,fad} = 0{,}3 \cdot f_{ctd,inf} \quad (2.41)$$

Onde:

$f_{ctd,inf}$ é resistência inferior de cálculo do concreto à tração, expressa em megapascals (MPa);

$f_{ctd,fad}$ é a resistência de cálculo à fadiga do concreto na tração, expressa em megapascals (MPa);

$\sigma_{ct,máx}$ é tensão solicitante máxima de tração do concreto na fadiga, expressa em megapascals (MPa).

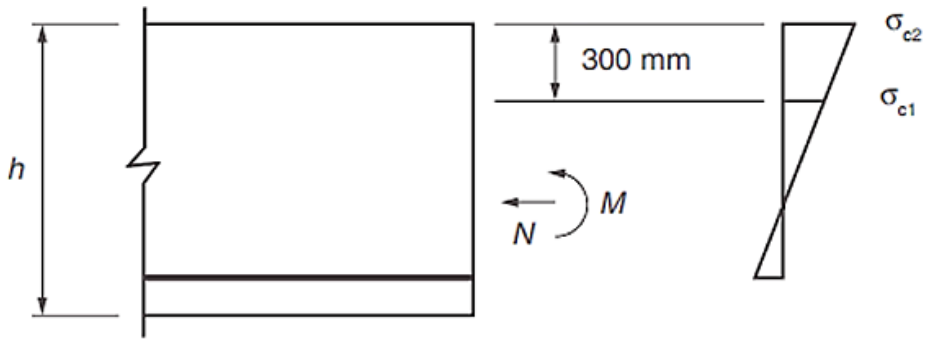


Figura 2.23 – Menor e maior valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 300 mm da face sob a combinação relevante de cargas

Fonte**:** ABNT NBR 6118 (2003)

2.4.4.2 Armadura

Durante a vigência da EB 3 (1967), limitava-se a amplitude das variações de tensões na armadura em função da curvatura da armadura. O cálculo da variação de tensões era feito no estádio II, com a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto (α_e) de 7,5 ou 15, considerando-se neste último caso, apenas a metade das tensões de compressão que possam ocorrer na armadura em virtude de alternância do sentido dos momentos fletores.

No cálculo baseado na ruptura (Estádio III) de peças solicitadas à flexão simples, considerava-se atendidas as exigências de fadiga quando se multiplicava as áreas das seções de armadura de tração calculadas pelos coeficientes indicados nas Equações 2.42 e 2.43.

$$\frac{M_1 - M_2}{M_1} \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_1} \geq 1 \qquad (2.42)$$

$$\frac{Q_1 - Q_2}{Q_1} \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_1} \geq 1 \qquad (2.43)$$

Onde:

M_1 é o maior momento fletor em valor absoluto, expresso em quilonewton metro (kN.m);

M_2 é o menor momento fletor em valor absoluto, expresso em quilonewton metro (kN.m);

Q_1 é a maior força cortante em valor absoluto, expressa em quilonewton (kN);

Q_2 é a menor força cortante em valor absoluto, expressa em quilonewton (kN);

σ_e é a tensão de escoamento do aço, expressa em megapascals (MPa).

Tabela 2.34 – Valores de σ_1 (MPa) conforme a EB 3 (1967)

Barras retas ou curvadas[a]	$\sigma_1 = 360/\psi$
Estribos ou barras curvadas[b]	$\sigma_1 = 280/\psi$

[a]Eixos com raios de curvatura não menores que os indicados na Tabela 2.35.
[b]Eixos com raios de curvatura menores que os indicados na Tabela 2.35.

Tabela 2.35 – Limite inferior do raio de curvatura interno de uma barra curvada conforme a EB 3 (1967)

CA-40	CA-50	CA-60
12ϕ	15ϕ	18ϕ

Tabela 2.36 – Valores de ψ conforme a EB 3 (1967)

Pontes rodoviárias com tráfego preponderante de veículos de carga pesados	$\psi = 1$
Demais pontes	$\psi = 0{,}75$

Havendo a alternância de esforços, obedecer às Equações 2.44 e 2.45.

$$M_2 = {}^{1}/_{2} \cdot M_2 \tag{2.44}$$

$$Q_2 = 0 \tag{2.45}$$

A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), a verificação da fadiga na armadura passiva se dá satisfeita se:

$$\gamma_f \cdot \Delta\sigma_s \leq \Delta f_{sd,fad} \tag{2.46}$$

Tabela 2.37 – Valores de $\Delta f_{sd,fad,mín}$, para $2x10^6$ ciclos de acordo com a ABNT NBR 6118 (2003) ou posterior (valor em MPa)

Caso	ϕ								Tipo[a]
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas: $D \geq 25\phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T_1
Barras retas ou dobradas com: $D < 25\phi$ $D = 5\phi < 20\ mm$ $D = 8\phi \geq 20\ mm$	105	105	105	105	100	95	90	85	T_1
Estribos: $D = 3\phi \leq 10\ mm$	85	85	85	-	-	-	-	-	T_1
Ambiente marinho: Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T_4
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T_4
a) Tipos da curva S-N									

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2003)

3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esse estudo apresentou e comparou critérios normativos para o dimensionamento e verificação de longarinas de concreto armado desde a publicação da primeira norma brasileira destinada ao projeto de estruturas de concreto armando, a NB 1 (1940). De modo adicional, abordou critérios e artifícios de cálculo que alguns autores utilizavam em cada época.

A revisão apresentada neste estudo evidencia que os esforços solicitantes nas pontes aumentaram consideravelmente desde a publicação dos primeiros normativos, tanto em decorrência do aumento das cargas quanto da incorporação de seus efeitos dinâmicos. Além disso, os critérios para a verificação da segurança estrutural também sofreram alterações significativas, com a introdução das combinações de ações e mudanças nos coeficientes de ponderação aplicáveis às ações e às resistências dos materiais. Soma-se a isso a degradação progressiva dessas estruturas ao longo do tempo e o desenvolvimento de manifestações patológicas que podem comprometer seu desempenho. Apesar dessas mudanças, diversas pontes concebidas no Brasil com base nos critérios estabelecidos pelas primeiras normas permanecem em operação até os dias atuais. Essa constatação leva à formulação de uma hipótese que pode nortear estudos posteriores de que “Existe uma reserva estrutural em algumas pontes antigas, no que tange à capacidade portante”. Essa hipótese foi levantada considerando as seguintes ponderações, e que deverão ser verificadas em etapas posteriores, por meio de estudos de caso reais:

a) **Resistencia dos materiais:** As resistências dos materiais aço e concreto eram consideradas por meio de tensões admissíveis ou tensões resistentes demasiadamente conservadoras em relação aos valores que eles realmente resistem e aos valores adotados atualmente. Essa diferença pode indicar uma reserva de resistência do material existente nas pontes quando estas forem analisadas por meio da normatização atual.

b) **Efeito das cargas móveis:** Para as pontes mais antigas, as cargas móveis tinham valores reduzidos, em relação aos valores atuais. Em contrapartida, eram considerados coeficientes majoradores das ações superiores aos considerados atualmente, como por exemplo um coeficiente majorador de 2,0 para carga móvel, como indicava a NB 2 (1961). Isso pode conduzir a uma reserva de resistência quando comparada às solicitações conforme indicado na normatização atual e quando forem analisadas situações especiais de EVE’s para AET’s.

c) **Dimensionamento à força cortante:** Até a norma de NB 1 (1978) não era considerada a contribuição dos mecanismos auxiliares do concreto em relação ao modelo de treliça, sendo necessário a disposição de armaduras para resistir a todo o esforço cortante. Isso conduzia a uma taxa de armadura transversal superior ao que é praticado atualmente, visto que atualmente a taxa de armadura é reduzida pela contribuição da parcela V_c, conforme ABNT NBR 6118 (2023). Além disso, era verificada apenas a tensão de

cisalhamento na alma da viga de concreto e não as tensões nas bielas de compressão. Com isso, pontes projetadas antes de 1978 devem possuir uma reserva de resistência ao esforço cortante, por terem sido detalhadas com elevadas taxas de armadura transversal.

d) **Dimensionamento à flexão:** A obtenção das envoltórias de esforços de momento fletor e força cortante eram feitas a partir de linhas de influência teóricas, obtidas a partir da teoria das estruturas. Era considerado um trem-tipo transversal ao eixo do tabuleiro para, posteriormente, considerar um trem-tipo longitudinal, com a laje apoiada sobre as longarinas. Isso conduzia a linhas de influência teóricas em que os vértices indicavam o efeito máximo da solicitação, conforme indicado na Figura 3.1. Por outro lado, sabe-se que os tabuleiros das pontes possuem um comportamento de grelha altamente hiperestática, com longarinas engastadas na laje, o que conduz não mais a linhas e sim superfícies de influência com picos suavizados, como mostra a análise de elementos finitos indicada na Figura 3.2. Essa diferença entre o vértice teórico e a suavização traz consigo uma reserva de capacidade portante dessas pontes antigas que foram projetadas conforme a teoria das estruturas, sem auxílio de modelos robustos em elementos finitos.

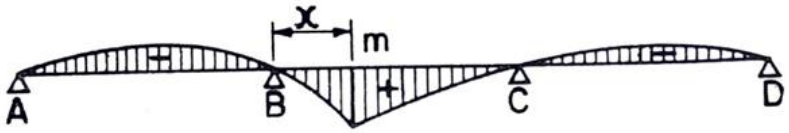


Figura 3.1 – Linha de influência teórica do Momento Fletor na seção com distância x do apoio B de uma viga contínua

Fonte**:** Pfeil (1985)

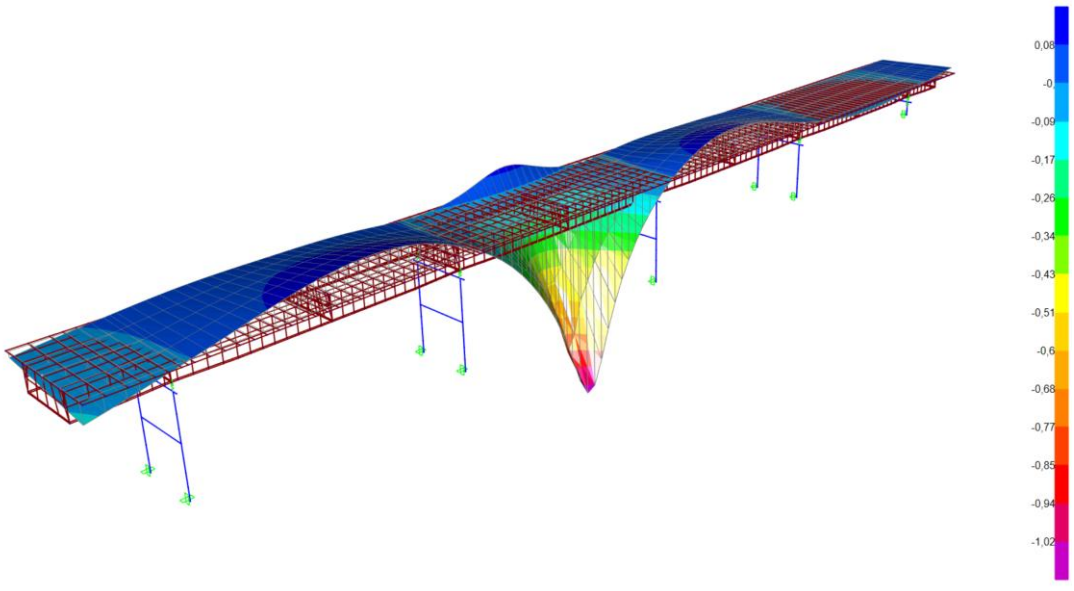


Figura 3.2 – Superfície de influência teórica do Momento Fletor, na seção do centro de vão, de uma das duas longarinas de um tabuleiro de ponte

Por fim, a ABNT NBR 7187 (2021) recomenda que, para situações de estruturas existentes que não existam projetos originais executivos e sem detalhes construtivos existentes, o projeto deve ser reconstituído utilizando critérios, recomendações e normas da época de sua construção e verificado, em seguida, para as condições atuais de esforços e normas vigentes. Assim, o presente trabalho pode contribuir com estudos futuros servindo como fonte de pesquisa bibliográfica em consonância com a normatização mais recente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT EB 3: Barras de Aço Destinadas a Armaduras de Peças de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1939.

_____ . ABNT EB 3: Barras de Aço Destinadas a Armaduras de Peças de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1967.

_____. ABNT NB 1: Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1940.

_____ . ABNT NB 1: Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1943.

_____ . ABNT NB 1: Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1946.

_____ . ABNT NB 1: Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1950.

_____ . ABNT NB 1: Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1960.

_____ . ABNT NB 1: Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1978.

_____ . ABNT NB 2: Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1946.

_____ . ABNT NB 2: Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1950.

_____ . ABNT NB 2: Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1961.

_____ . ABNT NB 2: Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1970.

_____ . ABNT NB 6: Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre. Rio de Janeiro: ABNT, 1982.

_____ . ABNT NB 6: Carga Móvel em Pontes Rodoviárias. Rio de Janeiro: ABNT, 1946.

_____ . ABNT NB 6: Carga Móvel em Pontes Rodoviárias. Rio de Janeiro: ABNT, 1950.

_____ . ABNT NB 6: Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias. Rio de Janeiro: ABNT, 1960.

_____ . ABNT NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

_____ . ABNT NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

_____ . ABNT NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

_____ . ABNT NBR 6118: Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.

_____ . ABNT NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

_____ . ABNT NBR 7187: Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1982.

_____ . ABNT NBR 7187: Projeto de Pontes de Concreto Armado e Concreto Protendido - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

_____ . ABNT NBR 7187: Projeto de Pontes de Concreto Armado e Concreto Protendido - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

_____ . ABNT NBR 7187: Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.

_____ . ABNT NBR 7188: Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

_____ . ABNT NBR 7188: Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

_____ . ABNT NBR 7480: Aço Destinado a Armaduras para Estruturas de Concreto Armado - Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

_____ . ABNT NBR 7480: Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras para Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

_____ . ABNT NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

_____ . ABNT NBR 9452: Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

_____ . ABNT NBR 12655: Concreto de Cimento Portland – Preparo, Controle, Recebimento e Aceitação - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

_____. ABNT NBR 14931: Execução de estruturas de concreto-Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

_____. ABNT NBR 14931: Execução de estruturas de concreto-Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

ANDRADE, R. G. M. Monitoramento de curta duração de uma ponte curva em concreto armado: Um estudo de caso. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2012.

ANDRADE M. S. et al., A framework for load rating existing reinforced concrete bridges. IBRACON Structures and Materials Journal. Vol. 18. n.4.

ARAÚJO J. M. Estruturas de Concreto: A resistência à compressão e critérios de ruptura para o concreto, vol. 1. Rio Grande: DUNAS, 2001.

BASTOS, P. C. Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante. Apostila do curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual Paulista – *Campu*s de Bauru/SP, 2021.

BASTOS, P. C. Flexão simples – Vigas. Apostila do curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual Paulista – UNESP, Campus de Bauru/SP, 2020.

CARNEIRO, A. L; BITTENCOURT, T. N. Coeficientes de Impacto Normativos em Pontes Rodoviárias: Uma Avaliação da Norma Brasileira em relação aos Códigos Estrangeiros. In: X Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2018, Rio de Janeiro. Anais do X Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2018.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO. Resolução n° 211. Requisitos necessários à circulação de Combinações de Veículo de Carga – CVC, a que se referem os arts. 97, 99 e 314 do Código de Trânsito Brasileiro – CTB. 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Resolução DN n° 1 de 8 de janeiro de 2021. Estabelece normas sobre o uso de rodovias federais por veículos ou combinações de veículos e equipamentos, destinados ao transporte de cargas indivisíveis e excedentes em peso ou dimensões, observados os limites e os requisitos estabelecidos pelo Conselho Nacional de Trânsito. Diário Oficial da União. 2021.

EL DEBS, M. K.; MALITE, M.; TAKEYA, T.; MUNAIR NETO, J.; HANAI, J. B. Análise das consequências do tráfego de combinações de veículos de carga (CVCs) sobre as obras de arte da rede viária do DER-SP. São Carlos: EESC-USP, 2001. (Relatório Técnico).

EL DEBS, M.K.; TAKEYA, T. Introdução às pontes de concreto armado. Apostila do curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia de São Carlos, 2010.

GOMES, D. N.; RIBEIRO, L. P. C.; RANGEL, R. C.; HORA, H. R. M. da; COSTA, H. G. Uma avaliação integrada com o CEQ, Ishikawa e AHP em uma empresa de concretagem. *Cadernos do IME – Série Estatística*, v. 35, 2013. DOI: 10.12957/cadest.2013.15769.

MENDES, P. T. C. Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras. 2009. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2009.

MENDES, P. T. C.; MOREIRA, M. L. T.; PIMENTA, P. M. Pontes de concreto armado: efeitos da corrosão e da variação do módulo de elasticidade do aço. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v. 5, n. 3, p. 388-419, jun. 2013.

OLIVEIRA, C. B. L.; CALIXTO, J. M. F. Análise da Eficácia de Métodos de Reforço em Ponte Rodoviária de Concreto Armado - Estudo de Caso. In: VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2014, Rio de Janeiro. Anais do VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2014.

PFEIL, W. Concreto armado – Dimensionamento. 1. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1969.

PFEIL, W. Concreto armado – Dimensionamento. 2. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1976.

PFEIL, W. Concreto armado. 3. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1978.

PFEIL, W. Concreto armado. Volume 1. 5. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1984.

PFEIL, W. Concreto armado. Volume 2. 4. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1983.

PFEIL, W. Concreto armado. Volume 3. 4. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1989.

PFEIL, W. Pontes em concreto armado. Volume 1. 3. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1985.

PFEIL, W. Pontes em concreto armado. Volume 2. 4. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

SILVA, P. F.; BRITO, M. A. N.; SANTOS, I. C.; SILVA, R. S. Y. C.; SOBRINHO, B. E. Efeitos da Mudança da NBR 7188:2013 nos Projetos de Pontes. Estudo de Caso: Projeto de Recuperação da Ponte sobre o Rio Correias na BR 101/SC. In: VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, [...]. 2014.

VITÓRIO, J. A. P. Uma contribuição ao estudo da avaliação da segurança de pontes existentes. Revista Engenharia Estudo e Pesquisa, v. 15, n. 2, p. 03-13, jul./dez. 2015.