



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

PEDRO VINÍCIUS NOGUEIRA DA SILVA

**INFLUÊNCIA DA CORROSÃO DAS ARMADURAS NA SEGURANÇA
ESTRUTURAL DE PONTES DE CONCRETO ARMADO: MODELO ANALÍTICO**

RUSSAS

2021

PEDRO VINÍCIUS NOGUEIRA DA SILVA

INFLUÊNCIA DA CORROSÃO DAS ARMADURAS NA SEGURANÇA ESTRUTURAL
DE PONTES DE CONCRETO ARMADO: MODELO ANALÍTICO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharelado em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Esequiel Fernandes Teixeira Mesquita

RUSSAS

2021

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

- S582i Silva, Pedro Vinícius Nogueira da.
Influência da corrosão das amaduras na segurança estrutural de pontes de concreto armado : modelo analítico / Pedro Vinícius Nogueira da Silva. – 2021.
89 f. : il. color.
- Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Campus de Russas, Curso de Engenharia Civil, Russas, 2021.
Orientação: Prof. Dr. Esequiel Fernandes Teixeira Mesquita.
1. Segurança estrutural. 2. Corrosão. 3. Método analítico. 4. Pontes. 5. Durabilidade. I. Título.
CDD 620
-

PEDRO VINÍCIUS NOGUEIRA DA SILVA

INFLUÊNCIA DA CORROSÃO DAS ARMADURAS NA SEGURANÇA ESTRUTURAL
DE PONTES DE CONCRETO ARMADO: MODELO ANALÍTICO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao curso de Engenharia Civil da Universidade
Federal do Ceará, como requisito parcial para a
obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientador: Prof. Dr. Esequiel Fernandes Tei-
xeira Mesquita

Aprovada em: 18/03/2021.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Esequiel Fernandes Teixeira Mesquita (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Otávio Rangel de Oliveira Cavalcante
Universidade Federal do Ceará (UFC)

RESUMO

Na construção civil, manter e zelar as edificações é tão importante quanto construí-las, pois dessa maneira a qualidade projetada para determinado empreendimento se mantém por períodos mais longos. Nesse contexto, o presente trabalho busca examinar como a segurança das pontes – obras de arte de extrema importância, visto que estão ligadas ao desenvolvimento humano – é afetada pela corrosão. A análise desse tema consistirá na elaboração de uma equação ou método analítico que permita em qualquer situação, se obter o estado de trabalho (E.T) de uma ponte que sofre com ataques corrosivos. A metodologia empregada neste estudo compreende a análise do comportamento do E.T mediante a investigação do modo como a curva deste se comporta com o avanço da corrosão, e com esses resultados elaborar um código computacional que forneça a quantificação do E.T rapidamente. Após a investigação, os resultados demonstraram que a curva do E.T depende das condições iniciais de projeto, e atrelado a isso, observou-se que as estruturas com bitolas de aço maiores são menos tolerantes a redução da área de aço útil devido ao efeito corrosivo, o que implica em um acompanhamento mais próximo dessas estruturas.

Palavras-chave: Segurança estrutural. Corrosão. Método analítico. Pontes. Durabilidade.

ABSTRACT

In civil construction, maintaining and caring for buildings is as important as building them, because in this way the quality projected for a given enterprise is maintained for longer periods. In this context, the present work seeks to examine how the safety of bridges - works of art of extreme importance, since they are linked to human development - is affected by corrosion. The analysis of this theme will consist in the elaboration of an equation or analytical method that allows in any situation, to obtain the working state (ET) of a bridge that suffers from corrosive attacks. The methodology used in this study comprises the analysis of the behavior of E.T through the investigation of how the curve of the latter behaves with the advance of corrosion, and with these results to develop a computational code that provides the quantification of E.T quickly. After the investigation, the results showed that the ET curve depends on the initial design conditions, and coupled with this, it is observed that the structures with larger steel gauges are less tolerant to the reduction of the useful steel area due to corrosive effect, which implies a closer monitoring of these structures.

Keywords: Structural safety. Corrosion. Analytical method. Bridges. Durability.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Ponte sobre o rio Meles, na Turquia	15
Figura 2: Modelo construtivo de arco romano	16
Figura 3: Exemplo de ponte em viga	17
Figura 4: Ponte em modelo treliçado	17
Figura 5: Modelo de Pontes em arco.....	17
Figura 6: Modelo de ponte suspensa	18
Figura 7: Modelo de ponte estaiada	18
Figura 8: Locação com base afastada.....	20
Figura 9: Locação com base afastada.....	20
Figura 10: Locação de pilares da estrutura.....	21
Figura 11: Estrutura geral de uma ponte	21
Figura 12: Fissura típica de assentamento plástico	27
Figura 13: Fissuras típicas de retração plástica do concreto	28
Figura 14: Fissuras precoces	28
Figura 15: Fissuras e trincas na alma devidas à retração e/ou temperatura.....	29
Figura 16: Trincas ou fissuras típicas provocadas por corrosão.....	29
Figura 17: Fissuras de retração na alma da viga	30
Figura 18: Ciclos de tensão de amplitude variável.....	32
Figura 19: Formação de pilha de corrosão em concreto armado.....	35
Figura 20: Queda da ponte Rainbow, sobre o rio Qi.....	36
Figura 21: Queda de ponte em Portugal, ano de 2001	37
Figura 22: Queda de ponte em Daman, Índia.....	37
Figura 23: Queda de ponte sobre o rio Chapare.....	38
Figura 24: Queda de ponte em Mardan, Paquistão	38
Figura 25: Queda de ponte sobre o rio Mississippi	38
Figura 26: Ponte recém-construída ruiu na província de Hunan.....	39
Figura 27: Queda da ponte Getúlio Vargas, em Linhares (ES).....	39
Figura 28: Incidente próximo à cidade de Darjeeling	40
Figura 29: Desplacamento de parte da ponte em Brasília	40
Figura 30: Queda de ponte em Gênova	41
Figura 31: Incidente na ponte de Nanfangao, Taiwan.....	41
Figura 32: Queda de ponte sobre o rio Moju	42
Figura 32: Principais zonas de degradação nas pontes.....	45
Figura 33: Definição das tensões σ_{c1} e σ_{c2}	49
Figura 34: Formato das curvas de resistência característica à fadiga (curvas S-N)	51
Figura 35: Forma da curva característica da resistência à fadiga.....	54
Figura 36: Valor de $\lambda_{s,1}$ para verificação da fadiga na área do apoio intermediário	55
Figura 37: Valor de $\lambda_{s,1}$ para verificação da fadiga no vão ou para elementos locais	56
Figura 38: Localização da seção média e seção de apoio	56
Figura 39: Seção transversal do modelo de ponte trabalhado	59
Figura 40: Seção longitudinal do modelo de ponte trabalhado	59
Figura 41: Sistema biapoiado	60
Figura 42: Sistema com vigas em balanço	60
Figura 43: Sistema Hiperestático	60
Figura 46: Resistências e deformações na seção.....	61
Figura 44: Detalhe viga longarina.....	65
Figura 45: Corte transversal	65
Figura 46: Corte longitudinal	65
Figura 47: Gráfico da variação da vida útil [E.T(%)] mediante a corrosão [T.C(%)].....	72

Figura 48: Comportamento para o caso 2	73
Figura 49: Comportamento para o caso 3	75
Figura 51: Gráfico de k vs C_1	77
Figura 52: Resultado para o caso 1	80
Figura 53: Comportamento do caso 1 para bitola de 16mm	80
Figura 54: Comportamento do caso 1 para bitola de 40mm	81
Figura 55: Comportamento caso 2 para bitola de 16mm	81
Figura 57: Comportamento caso 3 para bitola de 16mm	82
Figura 58: Comportamento do caso 3 para a bitola de 40mm.....	83
Figura 59: Comportamento do caso 4 para a bitola de 16mm.....	83
Figura 60: Comportamento do caso 4 para a bitola de 40mm.....	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Grau de deterioração mediante o microclima.....	24
Tabela 2: Número de acidentes de pontes por causa de 1970 à 2019	43
Tabela 3: Percentual das causas de falha em pontes	44
Tabela 4: Ações permanentes diretas agrupadas na combinação normal, γ_g	46
Tabela 5: Ações variáveis consideradas conjuntamente na combinação normal	46
Tabela 6: Parâmetros para as curvas S-N para os aços dentro do concreto.....	50
Tabela 7: Tipos da curva S-N.....	50
Tabela 8: Número e largura das faixas de projeto	51
Tabela 9: Load model 1: valores característicos	52
Tabela 10: Número esperado de veículos pesados por ano ou por faixa lenta.....	57
Tabela 11: Valores de s	58
Tabela 12: Valores de k e C1.....	77

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	12
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1 Conceitos básicos e histórico das pontes.....	14
2.1.1 Antigo modelo construtivo.....	15
2.2 Tipos de pontes	16
2.2.1. Quanto ao tipo estrutural.....	16
2.2.4. Quanto à finalidade	19
2.2.5. Quanto ao material utilizado	19
2.2.6. Quanto à usabilidade.....	19
2.2.7. Quanto ao desenvolvimento planimétrico e altimétrico.....	19
2.3 Elementos de uma ponte	21
2.4 Durabilidade das pontes.....	22
2.4.1 Princípios e vida útil.....	22
2.4.2 Condições ambientais	24
2.4.3 Formas de deterioração	25
2.5. Principais patologias nas pontes.....	26
2.5.1. Fissuras	26
2.5.2 Falhas no sistema de drenagem.....	30
2.5.3. Falhas na pista de rolamento.....	30
2.5.4. Falhas na concretagem.....	31
2.5.5. Abrasão.....	31
2.5.6 Fadiga	31
2.5.7 Corrosão	33
2.6 Análise de falhas a partir do histórico de acidentes em pontes	36
2.7 Normas brasileiras.....	45
2.7.1 Dimensionamento	45

2.7.2 Análise da fadiga.....	47
2.8 Normas europeias	51
2.8.1 Dimensionamento	51
2.8.2 Análise da fadiga.....	53
2.8.3 Verificação da fadiga no concreto sob compressão	57
3 METODOLOGIA.....	59
3.1 Procedimento adotado.....	60
3.2 Casos estudados	64
3.3 Valor de C1	76
3.4 Valor de C2	78
3.5 Equação final	78
3.6 Programação em Python.....	79
3.7 Outras bitolas.....	80
4. CONCLUSÃO.....	84
REFERÊNCIAS	87
ANEXO – CÓDIGO DO PROGRAMA EM <i>PYTHON</i>	90

1 INTRODUÇÃO

As pontes possuem íntima ligação com o desenvolvimento social, econômico e até mesmo cultural entre vários povos e nações, e a cada dia que passa essa relação vem se estreitando mais e mais. Tal relação por si só é motivo suficiente para justificar um adequado acompanhamento e manutenção dessas obras de artes. Porém, a ela se agrega outro fator, que é a necessidade de prover segurança adequada para todos os usuários, visando a proteção da vida.

Não é novidade que os responsáveis pela manutenção e monitoramento das pontes negligenciam suas obrigações para com a sociedade, o que propicia um ambiente perigoso, e que pode acarretar graves consequências. Vários exemplos de acidentes com pontes, tanto em maior quanto em menor grau, são frequentemente noticiados pela mídia

O acompanhamento por parte dos órgãos competentes requer que os instrumentos utilizados para aferição de problemas em construções possuam a maior eficiência possível, visto a escassez e indisponibilidade de recursos públicos para qualquer tipo de ação administrativa. Diante disso, este trabalho objetiva mostrar uma abordagem determinística, de maneira objetiva sobre a ação da corrosão das armaduras das pontes, de modo a identificar uma forma de equacionar o estado de trabalho a qual a estrutura está submetida em relação a diminuição da sua área útil de aço, tomando como referência todo processo de cálculo da NBR 6118:2014 e NBR 7187:2003, a fim de propiciar maior eficiência nas inspeções de pontes.

Esta pesquisa contribuirá no âmbito técnico através de um levantamento das principais falhas que contribuem para acidentes de pontes de concreto armado, baseando-se no histórico de acidentes com esse tipo de construção ao redor do mundo. Além disso, traz informações a respeito do uso devido e atento das estruturas de concreto armado; como elas podem ser gravemente afetadas e até que ponto uma ação corrosiva pode ser tolerada. Possibilitada uma melhor leitura e quantificação de danos à estrutura, tem-se condições favoráveis a sanar a problemática da exigência da eficiência nas inspeções das estruturas. Assim sendo, os profissionais podem fazer um julgamento mais justo diante de uma situação que se assemelhe ao enfoque desta pesquisa, o que no final culmina com a maior segurança dos usuários, proporcionando um bem-estar à sociedade

Tudo isso é uma visão abrangente de tudo que será abordado ao longo do estudo, bem como seus principais objetivos. Além do enfoque principal no aspecto corrosão *versus* estado de trabalho, temos também suas possíveis contribuições no aspecto técnico como também benefícios na sociedade como um todo.

O segundo capítulo trata de um breve histórico construtivo das pontes, bem como seus diversos tipos de classificações. Será abordado também as possíveis patologias que podem afetar as pontes, trazendo informações como causas e sintomas. Outro ponto abordado é o levantamento do histórico dos mais variados acidentes ocorridos nas estruturas das pontes ao redor do globo, bem como explicando a suas causas e consequências. Esse histórico de acidentes tem a finalidade de observar as regiões mais críticas na estrutura de uma ponte. Mais ao fim haverá uma comparação entre a norma brasileira de dimensionamento e as europeias.

O terceiro capítulo dedica-se a busca de uma lógica matemática entre o estado de trabalho a qual uma ponte está submetida e a porcentagem da área de aço corroída. Para a formulação dessa lógica matemática se utilizará softwares de gráficos e afinamento de equações, em busca da que melhor descreve o comportamento entre essas duas variáveis. Também se utilizará software de programação afim de proporcionar uma solução rápida, sem a necessidade de se recorrer a gráficos ou equações. Por fim, o último capítulo se concentra em expor os resultados da pesquisa bem como abordagens futuras que podem ser realizadas sobre este tema.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Conceitos básicos e histórico das pontes

São denominadas pontes as obras destinadas à transposição de obstáculos que uma via de comunicação qualquer pode possuir. Esses obstáculos podem ser rios, braços de mar, vales profundos, outras vias, etc. Quando o obstáculo transposto for um rio denomina-se ponte, quando o obstáculo trespassado for um vale ou outra via denomina-se viaduto. Essa obra de arte firma uma pista para passagem de veículos e outras cargas móveis, e que possui um vão livre, medido ao longo do eixo transversal da rodovia, de mais de seis metros.

As pontes e viadutos das grandes cidades ou qualquer região de intensa movimentação, são verdadeiros instrumentos urbanos, indispensáveis para a vida cotidiana de suas populações porque, antes de tudo, definem os principais escoamentos de vias, articulando cruzamentos de grandes avenidas, encurtando caminhos, compensando acidentes geográficos e promovendo a integração física entre diferentes regiões, possibilitando por meio de tudo isso o desenvolvimento tanto econômico quanto social das cidades.

A construção dessas obras de artes está intimamente ligada ao desenvolvimento humano, pois na medida em que era necessário que certas comunidades se deslocassem de uma região para outra, como era costume dos nômades, também se fazia indispensável a transposição de obstáculos naturais para alcançarem novas áreas, daí a importância das pontes. Desde que a necessidade por tais obras surgiu, também foram empregados os materiais disponíveis na época em questão, surgindo então pontes feitas de troncos de árvores ou pranchas.

Com o surgimento da idade do bronze, tornou-se mais importante a construção de estruturas duradouras, nomeadamente, pontes de lajes de pedra. Das pontes em arco há vestígios desde cerca de 4000 a.C. na Mesopotâmia e no Egito, e mais tarde na Pérsia e na Grécia (cerca de 500 a.C.). De acordo com Nystrom (1997), a mais antiga estrutura chegada aos nossos dias é uma ponte de pedra, em arco, situada no Rio Meles, na região de Esmirna, na Turquia, e datada do século IX a.C.



Figura 1: Ponte sobre o rio Meles, na Turquia

Por volta de 1900 surge outro tipo de material a ser empregado nas pontes, o concreto, que foi utilizado para a substituição da pedra nos arcos das pontes. O concreto armado foi utilizado, inicialmente, para construção de lajes de tabuleiro. Apenas em 1912 utilizaram na construção de pontes em vigas e pórticos. Em 1948, o concreto protendido já era um material de uso corrente, possuindo obras até mesmo no Brasil. Este material foi utilizado pela necessidade de reconstruir várias pontes em pouco tempo, assim possibilitou vencer grandes vãos, com comprimentos de até 230 metros Leonhardt (1979).

2.1.1 Antigo modelo construtivo

No início da organização das mais primitivas civilizações e impérios, os materiais e as técnicas construtivas eram as mais arcaicas, nessa situação, se utilizavam basicamente madeira e cipós, as pranchas de madeira eram amarradas e posteriormente suspensas com cipós resistentes. Posteriormente, a engenharia egípcia começou a utilizar técnicas mais rebuscadas, como utilização de arco. Porém, o grande avanço na engenharia das pontes foi dado pelos romanos, que ampliaram os modelos de construção observados nas sociedades que os antecederam, como os egípcios e os gregos, inovando na forma de construir, tanto em modelos como em materiais. As pontes construídas pelos antigos romanos foram as primeiras de grandes dimensões, e estão entre as mais duradouras do mundo. Tais pontes, assim como os aquedutos, isentando-se as pontes de madeira, foram construídas com concreto primitivo, alvenaria de tijolos e pedras, além de possuírem o arco como a estrutura fundamental.

Os arcos das pontes eram em sua maioria de volta perfeita, semicirculares, mas podiam ser de arco segmentado, menor que um semicírculo, permitindo vãos maiores e a diminuição

do peso total da estrutura. Esse modelo de distribuição de cargas ainda influencia as construções de pontes até os dias de hoje. O arco romano, por exemplo, funciona através de um sistema de distribuição de cargas que convergem das aduelas para os pilares, travado pela colocação final de uma pedra-chave no meio do vão. Logo, os arcos reduzem os custos de construção por permitirem maiores vãos e menos materiais, além de serem facilmente replicados através das formas de madeira. Tudo isso também era valorizado pela simetria observado nas estruturas, que ajudava a divisão dos esforços. Os arcos e as abóbadas poderiam ser também moldados em concreto e revestidos com alvenaria de tijolos.

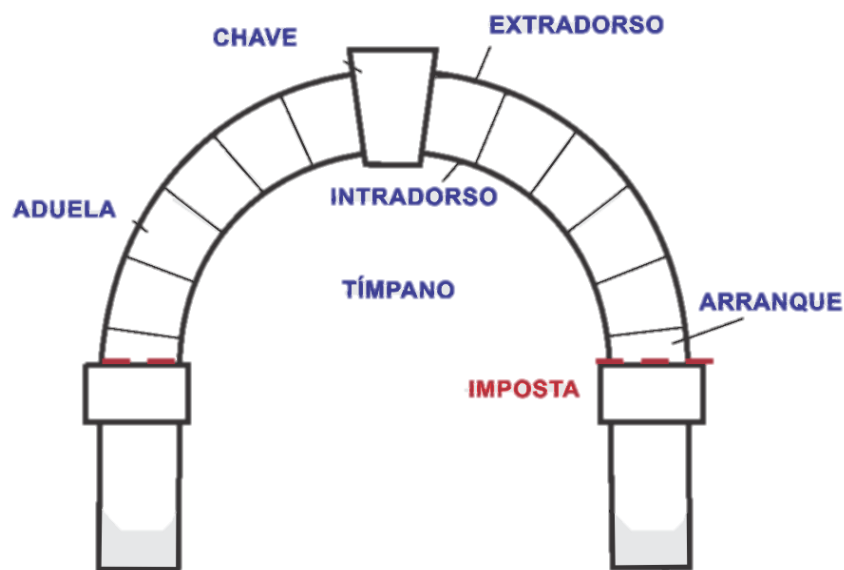


Figura 2: Modelo construtivo de arco romano

2.2 Tipos de pontes

A classificação das pontes é feita levando em consideração diversas maneiras, que leva aos seguintes critérios de classificação, quanto ao tipo estrutural, quanto à finalidade, quanto ao material empregado, quanto a sua durabilidade, quanto ao desenvolvimento planimétrico, e quanto ao desenvolvimento altimétrico. Cada uma dessas será discriminada abaixo.

2.2.1. Quanto ao tipo estrutural

De acordo com El Debs e Takeya (2007), as tipologias estruturais das pontes podem ser categorizadas em pontes de laje/viga, pontes em treliça, pontes em arco, pontes suspensas, pontes estaiadas e pontes em balanço.

O tipo de ponte em laje/viga é o mais barato e mais simples de se construir. Nelas a plataforma é levantada por umas ou mais vigas (as vigas podem ser de aço reforçado, madeira,

concreto protendido ou armado), os esforços de flexão são aplicados nessas vigas e elas distribuem as cargas para os pilares que as suportam em ambas as extremidades.

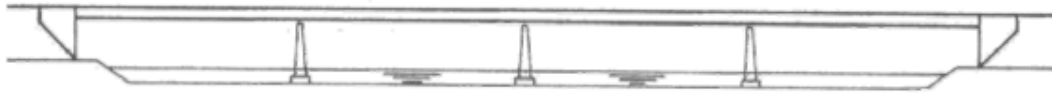


Figura 3: Exemplo de ponte em viga

As pontes em treliça foram muito populares no Estados Unidos entre 1870 e 1930, e se caracterizam pela superestrutura de sustentação de cargas ser constituída por treliças. Esses elementos suportam os esforços de tensão e compressão que são aplicados sobre eles, geralmente as treliças são de aço ou madeira, sendo a madeira mais utilizada em casos de esforços de compressão e o aço mais utilizado quando os esforços são de tração.

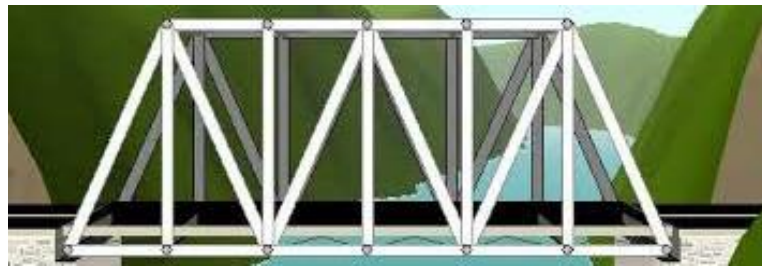


Figura 4: Ponte em modelo treliçado

As pontes em arco apresentam um comportamento estrutural que reduz muito os esforços de flexão, e essa redução acarreta num aumento nos esforços de compressão, por isso o material mais utilizado é concreto, pois possui uma grande resistência a compressão, fazendo com que não seja necessária uma quantidade muito grande de material. Todavia, também são utilizados outros materiais como pedras ou aço.

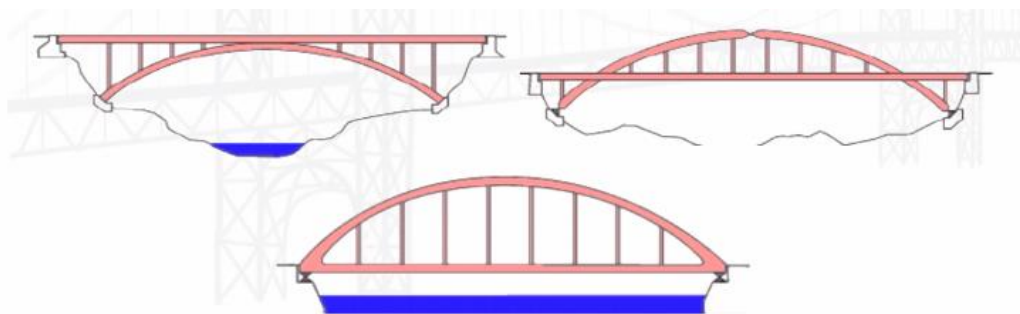


Figura 5: Modelo de Pontes em arco

As pontes suspensas, também chamadas de ponte pênsil, tem seu peso e as cargas aplicadas sobre ela suportadas por torres localizadas nas extremidades e cabos de aço que distribuem o peso da ponte. Os cabos são conectados ao maciço rochoso das extremidades da ponte e em seguida encordoadas sobre os pilares. A plataforma da ponte é ligada ao cabo principal através de cordas ou varas verticais e o peso da plataforma é transferido como esforços de tensão para esses cabos. Essas cargas aplicadas nos cabos principais são transferidas para os pilares e nas extremidades do cabo esses esforços são equilibrados pelo esforço de ancoragem do solo.



Figura 6: Modelo de ponte suspensa

As pontes estaiadas são semelhantes as pontes suspensas, a sua principal diferença está na quantidade de cabos utilizada, nesse tipo de ponte as torres de suporte usadas para cabos são mais curtas, requerendo uma menor quantidade de cabos quando comparamos as pontes suspensas. Diferentemente da ponte suspensa, a ponte estaiada não possui ancoragem e cabos presos aos pilares e se estendendo por todo o comprimento da ponte. Nelas os cabos são ligados aos pilares, geralmente de forma simétrica, segurando a seção da ponte anexa ao pilar. Além disso, a ponte estaiada também se diferencia pelos cabos serem angulados, ou seja, existem forças horizontais e verticais sobre a pista, portanto ela precisa ser forte para suportar os esforços horizontais. As pontes suspensas são sustentadas por forças verticais, logo, são aparentemente mais leves, em contrapartida as estaiadas são mais rígidas e possuem menos balanço e oscilações na pista.



Figura 7: Modelo de ponte estaiada

As pontes em balanço, também conhecidas como pontes cantiléver, são pontes que são apoiadas em estruturas sólidas em uma única extremidade. O tabuleiro das pontes em balanço se apoia em vigas para dissipar a energia gravitacional e cinética proveniente do tráfego de veículos. Elas não costumam precisar de cabos para sustentar os tabuleiros, mas em casos de grandes pontes desse tipo faz-se necessário o uso de treliças em aço estrutural. Assim como nos outros tipos de pontes com tabuleiro suspenso, é necessário utilizar um sistema de protensão com aço para evitar que evitem o aparecimento de fissuras e trincas na estrutura.

2.2.4. Quanto à finalidade

As pontes podem ser destinadas ao tráfego rodoviário, ferroviário, misto de veículos e trens e exclusivas para pedestres. Quando o tráfego for rodoviário, se diz que é uma ponte rodoviária, quando for um tráfego ferroviário, se trata de uma ponte ferroviária. Tratando-se de um tráfego misto, a ponte é denominada rodoferroviária, e uma ponte exclusiva para tráfego de pedestres é chamada de passarela.

2.2.5. Quanto ao material utilizado

Quanto ao material utilizado nas superestruturas, as pontes podem ser: de madeira, de pedra, metálicas, em concreto armado, em concreto protendido, pré-moldadas. Para a infraestrutura das pontes, geralmente emprega-se concreto armado.

2.2.6. Quanto à usabilidade

Mediante a durabilidade de uma ponte Barbosa (2017) diz que elas podem ser permanentes, provisórias e desmontáveis.

Pontes permanentes são aquelas construídas em caráter definitivo, sendo que sua durabilidade deverá atender até que forem alteradas as condições da estrada. Pontes provisórias são as construídas para uma duração limitada, geralmente até que se construa a obra definitiva, prestam-se quase sempre a servir como desvio de tráfego. Pontes desmontáveis são construídas para uma duração limitada, sendo que diferem das provisórias por serem reaproveitáveis.

2.2.7. Quanto ao desenvolvimento planimétrico e altimétrico

Os desenvolvimentos planimétrico e altimétrico são obtidos mediante métodos topográficos como triangulação, poligonação e nivelamento geométrico, sempre se buscando a

maior precisão possível, pelo fato de construções como pontes requererem um grande dispêndio financeiro. Alguns fatores são de extrema importância se observar no momento do levantamento.

Segundo Corrêa (2010), a locação de eixos de pontes deve ser efetuada através do processo da triangulação, controlado a partir de uma ou duas bases. Para vãos de pequena amplitude (menor que 300 metros), a locação do eixo pode ser efetuada medindo-se uma única base, em uma das margens do rio, com erro relativo menor que 1:20.000, conforme a Fig. 8. Caso não seja possível utilizar uma base próxima da margem deve-se aumentar o número de triangulações, aumentando também a precisão das medidas, conforme a Fig. 9. Para eixos maiores ou havendo a necessidade de maiores níveis de precisão deve-se utilizar duas bases, a fim de se verificar os erros de fechamento linear e angular, os quais deverão ser distribuídos entre todos os pontos da poligonal.

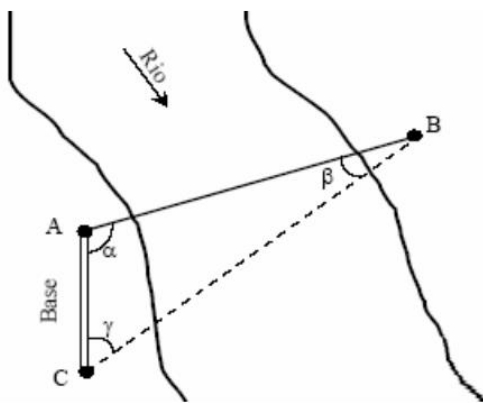


Figura 8: Locação com base afastada

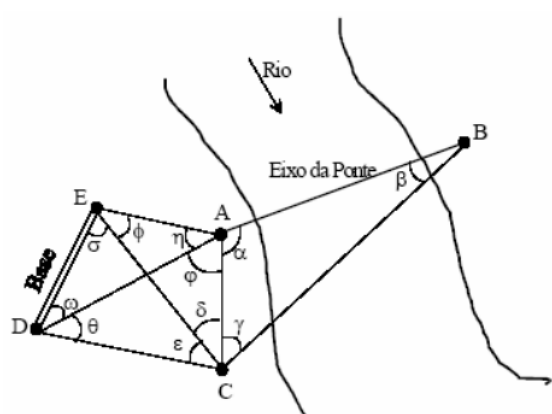


Figura 9: Locação com base afastada

Através do comprimento da base medida em campo e dos ângulos internos, a triangulação possibilitará determinar as coordenadas de cada estação e, por fim as coordenadas dos extremos da ponte, permitindo assim calcular o vão.

A Fig. 10 demonstra uma maneira de se locar os pilares da estrutura a partir dos vértices das triangulações, utilizando-se o método das intersecções. Cada ponto pode ser locado a partir de ambas as bases. Considerando-se esta possibilidade recomenda-se:

- Descartar as configurações de triângulos de má geometria;
- A utilização de técnicas de ajustamento de observações para resolver a redundância de soluções;

Cabe observar que se deve manter o alinhamento entre os pontos locados com a máxima rigidez possível

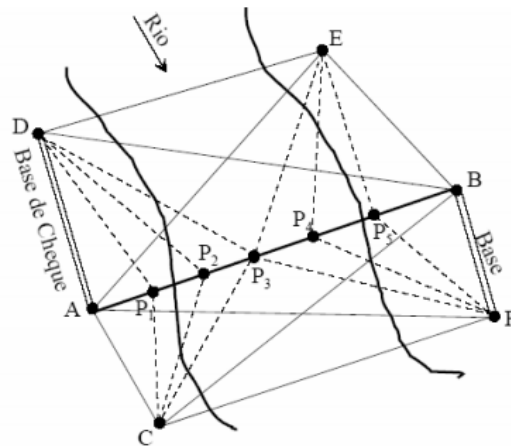


Figura 10: Localização de pilares da estrutura

Os cálculos de precisão seguem os princípios gerais da topografia.

Por fim, quanto ao desenvolvimento planimétrico, as pontes são retas, quando apresentam o eixo reto e formam um ângulo de 90° com a linha de apoio da superestrutura. São escondas, quando apresentam o eixo reto e formam um ângulo diferente de 90° com a linha de apoio. E, são curvas, quando apresentam eixo curvo.

Quanto ao desenvolvimento altimétrico, as pontes podem ser horizontais, em rampa, com o tabuleiro convexo e com o tabuleiro côncavo.

2.3 Elementos de uma ponte

A construção e a distribuição de cargas em uma ponte dependem da sua estrutura de transmissão de esforços, que geralmente são divididos em três grandes grupos que são a superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura. Todos esses serão definidos de uma forma geral abaixo, além de outros elementos estruturais importantes, tais como a longarina e o encontro.

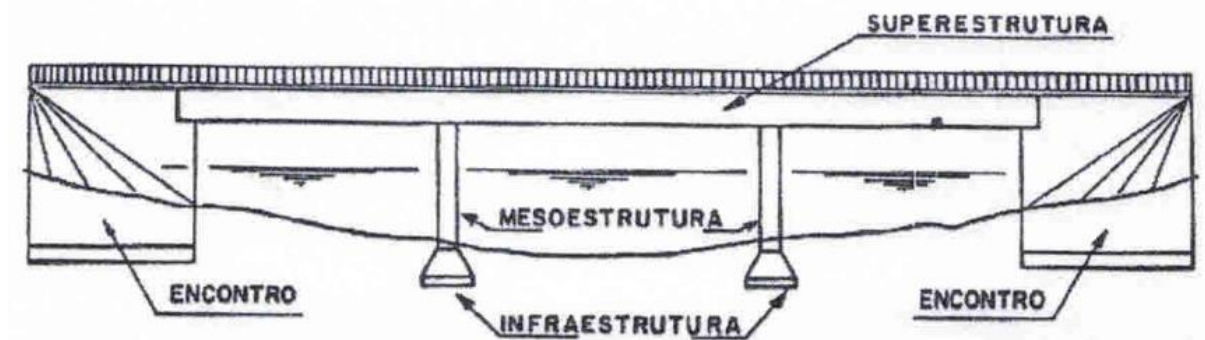


Figura 11: Estrutura geral de uma ponte

A superestrutura pode ser definida como o conjunto de elementos estruturais localizados na porção superior de uma ponte, que são responsáveis pelo transporte horizontal das cargas e sua transmissão à mesoestrutura, absorvendo diretamente os esforços resultantes do tráfego rodoviário, ferroviário, cicloviário ou pedonal. Pode ser subdividida em elementos estruturais e utilitários.

- Elementos estruturais: Laje do tabuleiro e vigamento
- Elementos utilitários: Pista de rolamento, passeios, barreiras de proteção, guarda-corpo, juntas, dispositivos de drenagem, dispositivos de iluminação, tubulações para utilidade pública, placas de transição.

A mesoestrutura é definida pelo agrupamento de elementos estruturais localizados na porção média da estrutura de uma ponte, que são responsáveis pela transmissão dos esforços da superestrutura para a infraestrutura. A mesoestrutura de uma ponte é, em geral, formada pelos pilares, aparelhos de apoio e encontros, estando frequentemente sujeita a forças externas hidráulicas e eólicas relevantes.

A infraestrutura é um componente estrutural localizado na porção inferior da estrutura de uma ponte, sendo responsável pela transmissão dos esforços da mesoestrutura para o solo. A infraestrutura de uma ponte é, em geral, formada pelos elementos de fundação, como sejam sapatas, tubulões ou estacas.

A longarina é a viga de sustentação em que se apoiam uma série de estacas. Cada uma das vigas sobre as quais repousa o tabuleiro das pontes, pode ser entendida como a designação da viga que se situa ao longo de uma estrutura resistente da ponte.

Os Encontros são elementos estruturais que possibilitam uma transição entre a via de tráfego e a obra de arte. São simultaneamente os apoios extremos da ponte e elementos de contenção e estabilização dos aterros de acesso. Podem ser leves e de grande peso, a depender do tipo de contenção que proporcionam e do seu peso.

2.4 Durabilidade das pontes

2.4.1 Princípios e vida útil

As pontes, como quaisquer outras construções, necessitam de devida atenção na fase concepção, elaboração do projeto, execução e manutenção para que possam funcionar com a devida durabilidade as condições de serviços pelo maior tempo possível. Nesse contexto, podem-se citar três critérios muito importantes para a análise de qualquer empreendimento na engenharia civil, que são os conceitos de vida útil, desempenho em serviço e durabilidade.

Vida útil é o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção. Enquanto desempenho em serviço consiste na capacidade de a estrutura manter-se em condições plenas de utilização durante sua vida útil, não podendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada (Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, 2014).

A durabilidade do concreto confeccionado com cimento hidráulico é definida pela sua capacidade de resistir às intempéries, ataques químicos, abrasão e outros processos de deterioração; o concreto durável deve conservar sua forma original, qualidade e boas condições de utilização (Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, 2014).

Na fase de projeto, todos os elementos de projeto, topográficos, geológicos, hidrológicos, viários e normativos devem ser do pleno conhecimento do projetista; a obra projetada deve ser robusta, estética e funcional. O detalhamento do projeto deve considerar as necessidades do fácil acesso a toda a obra, do bom escoamento das águas pluviais, de evitar superfícies horizontais, da previsão de drenos em pontos baixos, da previsão de drenos internos nas obras em caixão e da drenagem dos aterros de acesso, tudo isso para promover no futuro uma menor suscetibilidade aos agentes degradantes.

Na fase de construção, os materiais empregados na obra devem ser de boa qualidade e adequados à agressividade do meio ambiente, variável localmente e regionalmente, as fundações devem ser compatíveis com o perfil geológico, as sondagens e as cargas da fase construtiva e da fase de utilização, escoramento e fôrmas devem ser suficientemente rígidos, para não permitir assentamentos e deformações. É uma fase bem voltada à praticabilidade.

A fase de manutenção é uma fase que se estende por toda a vida útil da obra de arte após ela ser concluída. Essa fase é indispensável, preventiva e rotineira; a falta de manutenção é uma das causas principais da redução da vida útil das pontes. Segundo Vitório (2006), no Brasil, a falta de programas e políticas integradas voltados à manutenção de pontes e viadutos é um dos maiores problemas enfrentados pelo sistema rodoviário. Um dos fatores que contribui para isso, é a ausência de políticas e estratégias voltadas para a conservação dessas obras, que, por sua vez, estão sendo sobrecarregadas pelo grande fluxo de veículos pesados e com sobrecargas. De acordo com Vitório (2006), ao realizar manutenções adequadas e periódicas que fazem parte de um processo de gestão mais amplo, admite a garantia de maior vida útil e de satisfatório desempenho estrutural e funcional, identificando, através de vistorias periódicas, os danos existentes e os diagnosticando, e indicando as ações de recuperação.

2.4.2 Condições ambientais

As condições ambientais estão ligadas às atividades químicas e físicas que incidem sobre a estrutura de concreto exposta. Condições ambientais muito severas podem deteriorar a estrutura, resultando no aparecimento de falhas e fissuras, podendo chegar nos casos mais graves ao colapso total ou parcial da edificação.

De acordo com Brandão (1998), para que os processos de deterioração se desenvolvam, é imprescindível que haja interações entre os materiais componentes do concreto e do aço e o ambiente onde se encontram as estruturas. A gravidade de tais interações depende das propriedades dos constituintes, da forma estrutural, da posição das armaduras, medida de recobrimento, do grau de agressividade do ambiente entre outros.

Em relação ao grau de agressividade ambiental, um grande fator de influência é o clima, que pode apresentar diferentes variações de temperatura e umidade. Assim sendo, é de extrema importância se identificar o clima em que o empreendimento está inserido, afim de se tomar medidas mínimas de proteção da estrutura. O clima pode ser dividido em macro e microclima. O macroclima, possui uma determinação relativamente fácil, através de métodos tradicionais e pouco influi na durabilidade das estruturas. O microclima, por sua vez, exerce uma grande influência na durabilidade da edificação, no entanto ainda não há um método bem definido para a determinação rigorosa de tais condições. A NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) utiliza a seguinte tabela para a definição de agressividade mediante o microclima.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 1: Grau de deterioração mediante o microclima

Como exemplificação, se uma estrutura estiver em uma zona industrial ou muito próxima ao mar, ela estará incorrendo em um alto risco de deterioração da estrutura, por vários processos como lixiviação, expansão por sulfatos, carbonatação ou despassivação por ação de cloretos.

2.4.3 Formas de deterioração

Inicialmente, a deterioração do concreto pode ocorrer a partir da degradação da pasta, do agregado ou de ambos, simultaneamente ou não. Brandão (1998) diz que na prática a degradação da pasta é apontada como a principal causa da degradação do concreto, uma vez que, sendo o agregado um tipo de rocha, possui maior resistência ao ataque químico. Além disso, os danos na pasta são, em geral, mais severos e mais danosos ao componente do que nos agregados.

A deterioração do concreto é iniciada, geralmente, por processos químicos, embora fatores físicos e mecânicos também possam estar envolvidos, em combinação ou não, com os processos químicos. Podem-se distinguir outros tipos de processo de deterioração, como, por exemplo, os desencadeados por processos biológicos ou, ainda, eletroquímicos, como é o caso da corrosão de armaduras em bebidas nos concretos. Na maioria dos processos físicos e químicos que podem afetar a durabilidade das estruturas de concreto, dois fatores predominantes estão envolvidos, a saber: os mecanismos de transporte através dos poros e das fissuras – por difusão, sucção capilar ou pressão hidráulica – e a presença de água.

Segundo (Helene, 1997), as principais formas de deterioração sobre a estrutura de concreto são:

- Lixiviação, cuja sintomatologia básica é uma superfície arenosa ou com agregados expostos sem a pasta superficial, eflorescências de carbonato, elevada retenção de fuligem e risco de desenvolvimento de fungos, com conseqüente redução do pH do extrato aquoso dos poros superficiais;
- Expansão por sulfatos, cuja sintomatologia é uma superfície com fissuras aleatórias, esfoliação e redução significativa da dureza e resistência superficial do concreto, com conseqüente redução do pH do extrato aquoso dos poros superficiais. Os sulfatos presentes na água do mar, nas águas servidas, nas águas industriais e nos solos úmidos e gessíferos, podem acarretar reações deletérias de expansão, com formação de compostos expansivos do tipo etringita e gesso secundário;

- Expansão por reação álcali-agregado: dentre os agregados reativos pode-se destacar a opala, a calcedônia, as sílicas amorfas, certos calcários, que, para conduzir a reações significativamente deletérias, requerem estar em presença de elevada umidade. A sintomatologia básica é uma expansão geral da massa de concreto, com fissuras superficiais e profundas;
- Reações superficiais deletérias: destaca-se os problemas oriundos com agregados que contém pirita, que pode acarretar manchas, cavidades e protuberâncias na superfície dos concretos.

Quanto aos mecanismos de deterioração relativos à armadura Helene (Helene, 1997) aponta:

- Despassivação por carbonatação: o fenômeno não é perceptível a olho nu, não reduz a resistência do concreto e até aumenta a sua dureza superficial. A identificação da frente ou profundidade de carbonatação requer ensaios específicos. Ao atingir a armadura, dependendo das condições de umidade ambiente, pode promover séria corrosão, com aparecimento de manchas, fissuras, destacamentos de pedaços de concreto e até perda da seção resistente e da aderência, promovendo o colapso da estrutura ou de suas partes;
 - Despassivação por cloretos: eventualmente, teores elevados de cloreto podem ter sido introduzidos durante o amassamento do concreto, geralmente através do excesso de aditivos aceleradores de endurecimento. O fenômeno não é perceptível a olho nu, não reduz a resistência do concreto, nem altera seu aspecto superficial. A identificação da frente ou da profundidade de penetração de certo teor crítico de cloreto requer ensaios específicos. Ao atingir a armadura, pode promover séria corrosão, com aparecimento de manchas, fissuras, destacamentos de pedaços de concreto e até perda da seção resistente e da aderência, promovendo o colapso da estrutura ou de suas partes.

2.5. Principais patologias nas pontes

2.5.1. Fissuras

As fissuras são comuns nas estruturas de concreto e são resultantes da fragilidade do concreto, material com baixa resistência à tração. Entretanto, o número de fissuras, localização e abertura são fatores decisivos para degradação das estruturas (Zanirate, 2017).

Segundo Custódio (1998), as fissuras por deficiências de projeto são aquelas decorrentes de erros em dimensionamento de elementos estruturais ou, então, por falta de detalhamento destes projetos para a orientação da execução. São erros que, normalmente, resultam na manifestação de fissuras nas estruturas.

A manifestação de fissuras é indício de que a estrutura perde sua durabilidade e o nível de segurança, comprometendo sua utilização tanto na redução de sua vida útil quanto no prejuízo ao seu funcionamento e estética, podendo causar a corrosão da armadura, quando estas se encontram em ambiente agressivo.

De acordo com Brandão (1998), a fissuração proporciona de igual modo facilidades para que os agentes agressivos penetrem no concreto e iniciem sua ação de degradação na estrutura. As fissuras vão ocorrer sempre que a tensão no concreto for maior do que a sua resistência à tração, que é reconhecidamente baixa. A estrutura dos poros e a configuração das fissuras são os principais fatores intervenientes na velocidade, na extensão e nos efeitos dos mecanismos de transporte de agentes agressivos no interior do concreto, exposto às condições ambientais (umidade e temperatura).

Segundo DNIT (2010) as fissuras podem derivar e ocorrer de quatro fases, a primeira categoria decorre durante a fase plástica do concreto, segunda ocorre no concreto já no seu estado endurecido. A terceira é relacionada as fissuras que são ocasionadas pela utilização e a última classe compreendem as fissuras que são causadas pelo deslocamento das cargas móveis na ponte

2.5.1.1 Fissuras do concreto na fase plástica

As fissuras no concreto na fase plástica pode se dar por três causas diferentes, a primeira é por meio do assentamento plástico do concreto, que é ocasionado pela excessiva exsudação do concreto, nas primeiras horas após a concretagem. Geralmente, essas fissuras se concentram ao longo das barras das armaduras e nas mudanças de forma das seções.

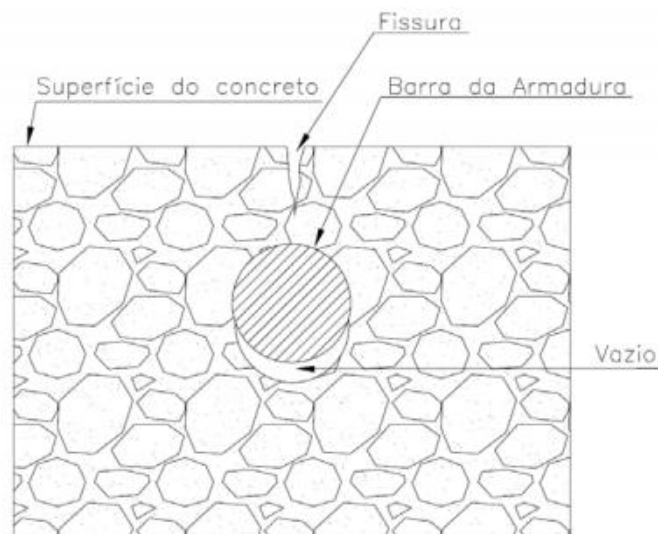


Figura 12: Fissura típica de assentamento plástico

A segunda causa pode ser por retração plástica do concreto. Ela é ocasionada pela evaporação rápida e cura inadequada e também ocorre nas primeiras horas de concretagem, ocorre nas superfícies dos elementos concretados com pouca umidade e em ambientes muito secos.

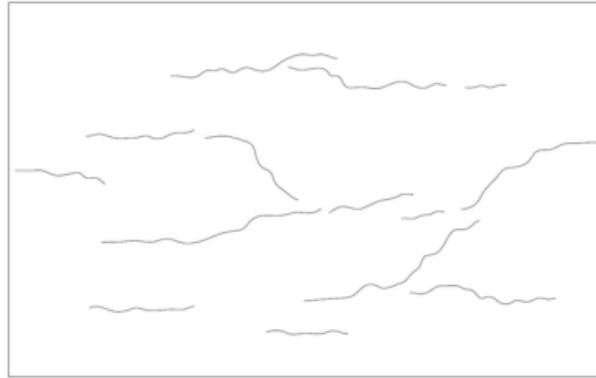


Figura 13: Fissuras típicas de retração plástica do concreto

O último modo de aparecimento é a retração térmica inicial, que é ocasionada por uma taxa de armadura insuficiente ou inadequada nas juntas de construção, ocorrendo nos primeiros dias após a concretagem, já na fase de endurecimento. Geralmente se localiza perpendicularmente às juntas de construção.

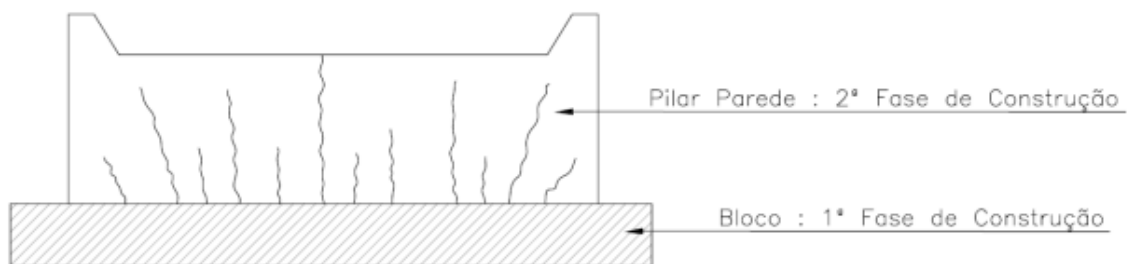


Figura 14: Fissuras precoces

2.5.1.2 Fissuras no concreto endurecido

A retração é causada pelo encurtamento normal do concreto, com a perda de umidade, se não for controlada e minimizada pelas armaduras, as fissuras aparecem alguns meses após a concretagem, se localizando perpendicularmente aos encurtamentos.

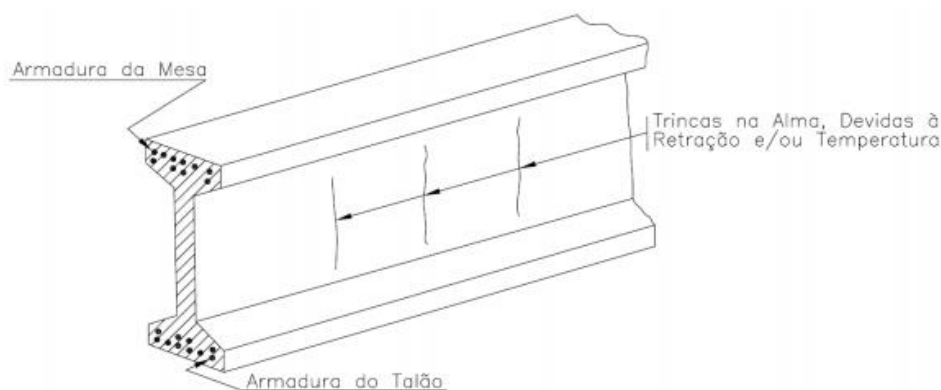


Figura 15: Fissuras e trincas na alma devidas à retração e/ou temperatura

Outro modo de aparecimento de fissuras no estado endurecido é devido a corrosão das armaduras. A armadura do concreto pode corroer devido a agentes químicos e físicos que agem sobre a peça, acarretando um aumento de volume das armaduras, que originam tensões internas na peça gerando fissuras. Segundo Vitório (2003), fatores como a porosidade do concreto, a existência de trincas e a deficiência no cobrimento são responsáveis pela oxidação da armadura, quando esta é atingida por elementos agressivos. A parte que sofre oxidação tem seu volume aumentado em cerca de 8 vezes, e a força da expansão expelle o concreto do cobrimento, deixando a armadura totalmente exposta à ação agressiva do meio. A continuidade desse fenômeno acarreta a total destruição da armação. O seu tempo de formação pode ser de meses ou anos após o término da construção, as fissuras se localizando ao longo das armaduras.

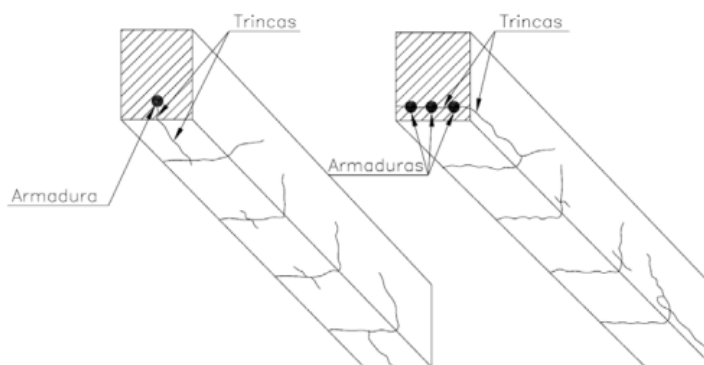


Figura 16: Trincas ou fissuras típicas provocadas por corrosão

2.5.1.3 Fissuras do concreto na fase de utilização da estrutura

A principal manifestação dessa classe de fissura é devida a retração residual, que é oriunda das restrições ou impedimentos à livre movimentação da estrutura, causada por aparelhos de apoio desgastados ou bloqueados. O tempo de formação pode variar, se atendo ao momento

que a estrutura ficar impedida de se movimentar, as fissuras se localizam normais à direção dos impedimentos.

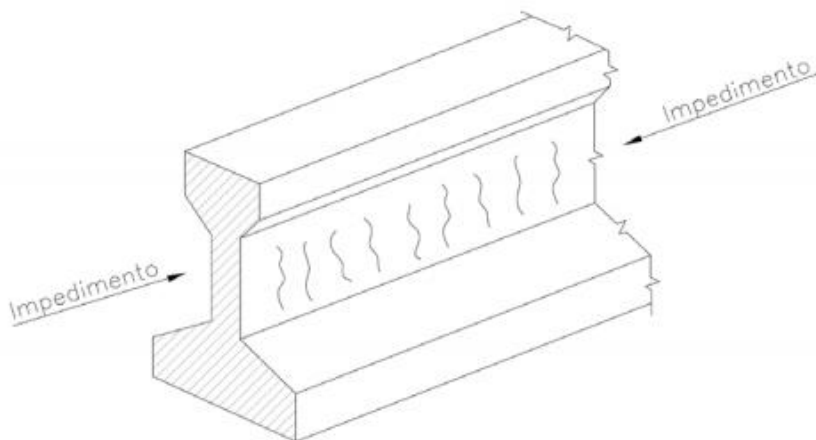


Figura 17: Fissuras de retração na alma da viga

2.5.1.4 Fissuras do concreto causadas pelo tráfego de cargas móveis

Essa fissura ocorre quando se dá o aparecimento de cargas móveis que não estavam previstas ou devido a dimensionamento da peça insuficiente. O tempo de formação das fissuras, nesse caso, compreende todo período de utilização da estrutura sob condições inadequadas. As fissuras geralmente ficam posicionadas nos elementos estruturais que são excessivamente solicitados.

2.5.2 Falhas no sistema de drenagem

Segundo Laner (2001), as falhas em instalações de drenagem, são fatores que também influenciam na degradação do concreto e das armações. Por esse motivo, elas devem ser evitadas para que, de fato, não se deixe água acumular em pontos críticos como, por exemplo, encontros de apoio de vigas, nos caixões, nos encontros com tabuleiros, na pista de rolamento, nos aparelhos de apoio, entre outros.

2.5.3. Falhas na pista de rolamento

Falhas sobre a pista de rolamento das pontes geram acréscimos de solicitações para as estruturas destas obras e, segundo manual do DNIT (2010), os ressaltos, depressões e desníveis de juntas, produzem importantes efeitos dinâmicos, que aumentam as solicitações de cargas móveis, muitas vezes provocando deslocamento do tabuleiro quando os aparelhos de apoio estão em más condições.

2.5.4. Falhas na concretagem

Segundo Bauer (1994), as falhas na concretagem é um fator preocupante para os engenheiros, podendo haver segregação dos materiais do concreto na hora de seu lançamento, o que pode gerar diversas falhas posteriores na estrutura. Por esse motivo, devem existir procedimentos para evitar essas falhas, lançando o concreto logo após o amassamento num intervalo de no máximo 1 hora, e a altura de queda livre do concreto não podendo ultrapassar 2 metros de altura.

2.5.5. Abrasão

Dentre as causas da deterioração do concreto destacamos o desgaste superficial: os elementos de concreto estão susceptíveis a ações de desgaste por agente abrasivo ocasionando perdas de material na superfície. A abrasão é um desgaste em que ocasiona perda de desempenho mecânico, o atrito entre diversos objetos e o concreto (Amorim, 2010).

Mediante todas as patologias apresentadas, é necessário que haja uma gestão eficaz das pontes, como também um rigoroso cadastro de todas as obras nos trechos de sua jurisdição e basear-se em um programa de vistorias sistemáticas. Deverá, ainda, incluir diversas atividades técnicas, organizacionais e administrativas com o objetivo de instruir e colocar em prática ações que busquem a conservação, a recuperação, a ampliação e a substituição de obras. Com isso, na elaboração de novos projetos devem ser previstas medidas com o objetivo de aumentar a durabilidade das estruturas e de dotá-las de disposições construtivas que permitam e facilitem as ações de recuperação e manutenção (Vitório, 2006).

2.5.6 Fadiga

A fadiga nas armaduras de aço de pontes de concreto armado é um fenômeno associado a ações dinâmicas e repetitivas, que podem causar perda progressiva de resistência do material.

Segundo Belisário (2015), as pontes e viadutos estão sujeitas a variações cíclicas de tensões devido à passagem do tráfego de veículos, de variados pesos, além das variações derivadas do efeito da temperatura. A vida útil destes tipos de estruturas está diretamente relacionada a estas variações de tensão que após um determinado número de ciclos causam a geração e propagação de fissuras por fadiga, podendo levar a estrutura ao seu colapso. O desenvolvimento do tráfego rodoviário aumenta as possíveis configurações dos veículos e faz com que as estradas estejam sujeitas a acréscimos de peso e volume de tráfego.

Ainda de acordo com Belisário (2015) pode-se separar o processo de ruptura por fadiga em três etapas, são elas: (a) origem da fissura ou fratura – localizado nos pontos de concentração

de tensão, nesta etapa os danos na peça se desenvolvem de forma lenta; (b) propagação da fissura – o dano é incrementado a cada ciclo de tensão suportado pelo material; (c) ruptura final – ocorre quando a fissura atinge um estado de abertura crítica.

As pontes, devido a sua função de permitir a circulação de pessoas e veículos de transporte, sofrem diversas ações provenientes de carregamentos dinâmicos. As cargas permanentes, não variam durante a vida útil da estrutura, se mantendo estáveis num determinado patamar, portanto não gerando flutuação de tensão. Já as ações variáveis, como passagem de veículos (carga móvel), vento e temperatura, podem ter intensidades diferentes ao longo da vida útil da estrutura, causando variações de tensão, como apresentado na Figura 18. Quando comparadas às cargas dinâmicas geradas pelo do tráfego de veículos, em se tratando de pontes de concreto armado as ações produzidas pelo vento, temperatura e frenagem não são tão significativos.

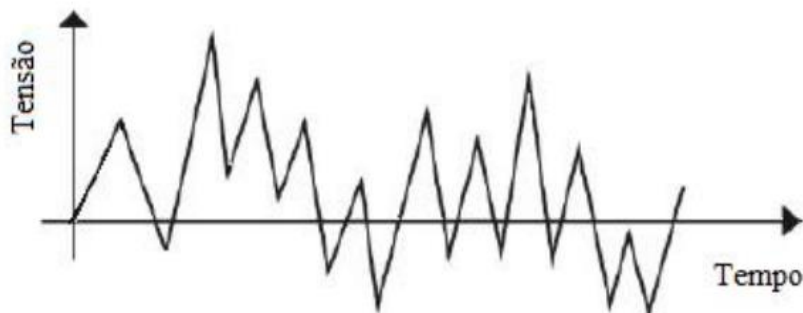


Figura 18: Ciclos de tensão de amplitude variável

A amplitude da resposta dinâmica da ponte está associada às características da ponte e dos veículos que por ela circulam. Dentre essas características podem ser citadas as frequências naturais da estrutura e do veículo, a geometria da ponte, a velocidade dos veículos, o índice de rugosidade do pavimento e a existência de ressaltos na cabeceira da ponte, além das eventuais deformações residuais causada pelo fenômeno de fluência do concreto.

A análise dos carregamentos móveis pode ser feita com a aplicação de cargas estáticas majoradas através do coeficiente de amplificação dinâmica que devem levar em consideração as frequências naturais da estrutura e do veículo, a geometria da ponte, a velocidade dos veículos, o índice de rugosidade do pavimento e a existência de ressaltos na cabeceira da ponte. Em uma análise consistente de fadiga, além de majorar os esforços com o coeficiente de impacto, os ciclos adicionais de menor tensão, gerados como forma de resposta da estrutura, deveriam ser avaliados, pois contribuem com o dano acumulado da estrutura.

2.5.7 Corrosão

A corrosão é a deterioração espontânea do material, por vezes metálico, podendo assumir duas formas: corrosão química ou corrosão eletroquímica. A resistência à corrosão é intrínseca a cada estrutura, e decai ao longo do tempo.

Na corrosão química, o metal interage diretamente com os gases do meio, o que dá origem à produtos de corrosão. Esse tipo de corrosão é pouco importante para as obras civis, considerando que o processo é lento e os óxidos formados criam uma película sobre o metal, que reduz, ainda mais, a velocidade das reações.

A corrosão eletroquímica é a mais importante para as obras civis, pois ocorre nas estruturas de concreto armado e pode atingir graus de deterioração bastante significativos. (Meira, 2006)

2.5.7.1 Camada passivadora

O concreto representa não apenas uma proteção física, que separa o aço do meio externo, como também uma proteção química, em função do seu elevado pH, que contribui para a formação e estabilidade da capa passiva que protege a armadura da corrosão futura.

A grande concentração de hidróxidos no concreto resulta em uma alta alcalinidade, apresentando um $\text{pH} \geq 12,5$. O contato do aço com o concreto alcalino forma uma camada superficial na barra denominada superfície passivante. Essa camada é constituída por um óxido transparente de pequena espessura, podendo ser desfeita por agentes agressivos, num processo chamado de despassivação. Após essa etapa, os agentes agressivos atacam o aço, provocando o processo de corrosão. (SARTORTI, 2008)

O problema pode ser acelerado por agentes agressivos presentes no concreto como sulfetos, cloretos, dióxido de carbono, nitritos, gás sulfídrico, cátion amônio, os óxidos de enxofre e a fuligem. A relação água-cimento e a espessura do recobrimento são fatores determinantes no processo de corrosão, porque o primeiro define a porosidade do concreto e o segundo influencia na velocidade de carbonatação. (CURCIO, 2008)

A NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto recomenda medidas preventivas que dificultem o ingresso dos agentes agressivos ao interior do concreto. O cobrimento das armaduras e o controle da fissuração minimizam este efeito, sendo recomendável um concreto de baixa porosidade.

2.5.7.2 Corrosão eletroquímica

O mecanismo de corrosão eletroquímica, ocorre (como na maioria das reações corrosivas) na presença de água ou ambiente úmido. A umidade exerce forte influência na ação corrosiva da atmosfera. Segundo Gentil (1996), o ferro em atmosfera de baixa umidade relativa praticamente não sofre corrosão, enquanto que em umidade acima de 70% o processo se torna acelerado.

Este tipo de corrosão produz óxidos e hidróxidos de ferro, chamados de ferrugem, caracterizados por serem pulverulentos, porosos e apresentarem cor avermelhada. Para esse fenômeno, são necessárias três condições: existência de um eletrólito, diferença de potencial e presença de oxigênio.

O eletrólito permite a mobilidade de íons que se combinam para formar os produtos da corrosão. Um bom eletrólito, é formado pela solução aquosa dos poros do concreto saturada por produtos de hidratação. A diferença de potencial pode ser causada por vários fatores como diferenças de umidade, aeração, concentração salina, solicitações mecânicas distintas no concreto e aço, variações significativas nas características superficiais do aço, metais diferentes embutidos no concreto, entre outros. (HELENE, 1986).

O oxigênio é necessário porque participa das reações químicas envolvidas na formação da ferrugem (óxidos e hidróxidos de ferro) e sua presença está ligada ao teor de umidade do concreto.

No caso de concretos totalmente úmidos, a propagação do gás carbônico é muito lenta e para que o oxigênio seja consumido, ele precisa estar dissolvido. (CASCUDO, 1997)

De acordo com Cascudo (1997), o mecanismo de corrosão eletroquímica promove a formação de pilhas eletroquímicas, que se estabelecem entre dois metais diferentes de uma mesma solução ou em regiões diferentes de um mesmo metal, como é o caso da armadura no interior do concreto. Uma pilha eletroquímica é formada pelos seguintes componentes:

- ânodo: eletrodo onde ocorre oxidação e a corrente elétrica entra no eletrólito, na forma de íons metálicos positivos;
- cátodo: eletrodo onde ocorre redução por meio das cargas negativas (elétrons) e a corrente elétrica sai do eletrólito;
- eletrólito: condutor (normalmente líquido) contendo íons que transportam a corrente elétrica do ânodo para o cátodo;
- circuito metálico: ligação metálica entre o ânodo e o cátodo por onde escoam os elétrons, no sentido ânodo-cátodo. (GENTIL, 1996)

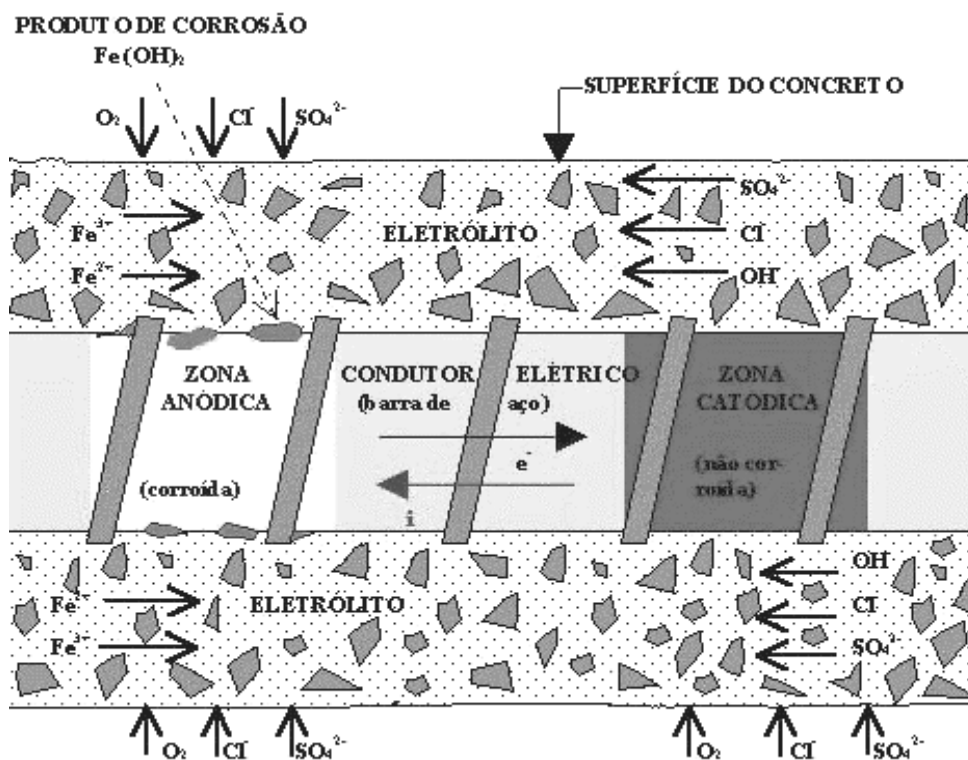


Figura 19: Formação de pilha de corrosão em concreto armado

Qualquer diferença de potencial entre as zonas anódicas e catódicas causa o surgimento de corrente elétrica. A corrosão acontece de acordo com o tamanho dessa corrente e o livre acesso de oxigênio. A Figura 19 representa a formação de uma célula de corrosão no concreto armado, com armadura despassivada. A camada passivadora da armadura é destruída pela ação conjunta de umidade, oxigênio e agentes agressivos (principalmente os cloretos), que penetram o concreto. A ação destes elementos ocorre de forma variável ao longo da armadura, formando assim, uma pilha de corrosão, devido a diferença de potencial entre os diferentes trechos da armadura (ânodo e cátodo).

A corrente elétrica (fluxo de íons) formada sai das áreas anódicas para o eletrólito (vazios do concreto) e penetra nas áreas catódicas. Nesse processo, as áreas anódicas corroem (oxidação) e as áreas catódicas ficam protegidas (redução). Esta mesma corrente que penetra área catódica retorna as áreas anódicas pelos ferros da armadura fechando o circuito. (FORTES; ANDRADE, 2001)

2.5.7.3 Causas de corrosão


A corrosão de armaduras é um caso frequentemente verificado nas estruturas e fortemente influenciada por ambientes agressivos, umidade, alta porosidade, alta capilaridade, deficiência de cobrimento, materiais de construção contestáveis e fissuração acentuada.

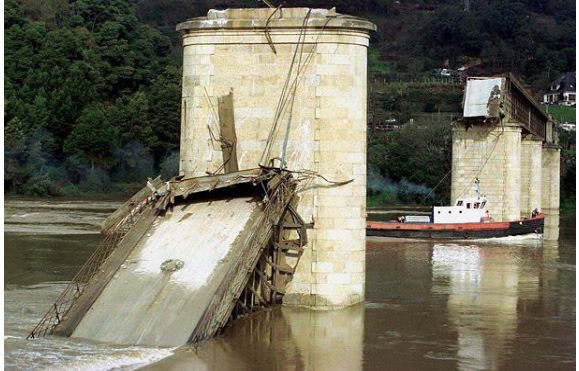

Os agentes causadores podem ser o ataque por águas sulfatadas, reação álcaliagregado, retração por secagem, penetração de cloretos, carbonatação, entre outros. Um dos principais causadores é a penetração de cloretos, advinda de maresia ou contato direto com a água do mar. Os íons cloreto no estado sólido adentram progressivamente na superfície do concreto. Eles são transportados para o interior da estrutura por meio de mecanismos como absorção capilar ou difusão, provocando a corrosão das armaduras, no decorrer dos anos. A carbonatação é comum em ambientes com alto grau de poluição, como cidades muito populosas, áreas de garagem e zonas industriais.

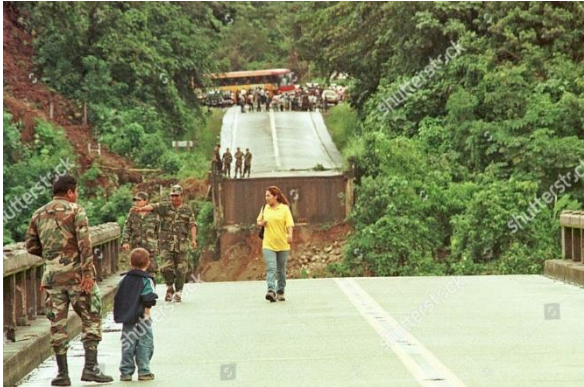


Há de se considerar que, o eletrólito integrante da pilha eletroquímica influencia fortemente o processo de corrosão instalado, sendo que quanto mais eletrólito presente, mais propícia é a passagem de corrente iônica, acelerando o processo de corrosão. Analogamente, a presença de pouco eletrólito aumenta a resistividade do sistema. Considerando o concreto armado, o eletrólito está presente nos poros do concreto, sendo que em ambientes de baixa umidade relativa, o processo de corrosão da armadura é dificultado pela carência de eletrólito.

2.6 Análise de falhas a partir do histórico de acidentes em pontes



Neste tópico será apresentado uma descrição breve de acidentes que ocorreram em pontes dos mais variados tipos nos últimos vinte anos, tal como suas consequências e intensidade de danificação da estrutura. Todos esses desastres citados ocorreram ao redor de todo mundo. Após será analisada esses acidentes em conjunto com outros, para identificar quais as principais causas e incidência das falhas que ocasionam a ruína dessas estruturas. A amostragem irá expor os dados na ordem dos mais antigos para os mais recentes.


Local e ano	Incidente	Imagens
China, 1999	Uma ponte pedonal do arco-íris sobre o rio Qi, na província de Sichuan, entrou em colapso três anos depois de sua construção. O colapso da ponte Rainbow levou a 40 mortes e 14 feridos. As causas apontadas foram a corrosão da estrutura, utilização de concreto de baixa	 <p data-bbox="922 1937 1422 1966"><i>Figura 20:</i> Queda da ponte Rainbow, sobre o rio Qi</p>


	<p>qualidade e uma série de problemas com soldagem.</p>	
<p>Portugal, 2001</p>	<p>Nesta tragédia, 58 pessoas morreram quando quatro veículos caíram no rio Douro, após a queda de uma ponte centenária de Castelo de Paiva, perto do Porto. De acordo com os habitantes, a ponte já estava degradada, durante uma cheia, o quarto pilar ruiu o que levou a destruição do tabuleiro</p>	 <p><i>Figura 21:</i> Queda de ponte em Portugal, ano de 2001</p>
<p>Índia, 2003</p>	<p>Em 28 de agosto, 20 pessoas, 19 delas crianças, morreram na Índia quando uma ponte caiu em Daman (oeste), provocando a queda de um ônibus escolar e outros quatro veículos em um rio. A principal causa apontada foi a erosão e Infraescavação provocada pelas chuvas no período, visto que a ponte já estava deteriorada.</p>	 <p><i>Figura 22:</i> Queda de ponte em Daman, Índia</p>

<p>Bolívia, 2003</p>	<p>Em 24 de dezembro, uma forte cheia do rio Chapare (centro) destruiu uma ponte no momento em que um ônibus a cruzava. O acidente causou a morte de 29 passageiros. A principal causa foi a erosão e Infraescavação acumulada ao longo dos anos, que atingiu seu limiar durante a forte chuva que ocorria.</p>	 <p><i>Figura 23:</i> Queda de ponte sobre o rio Chapare</p>
<p>Paquistão, 2006</p>	<p>Em 5 de agosto, no Paquistão, a queda de uma ponte em Mardan, uma cidade situada a 50 km de Peshawar, no noroeste do país, golpeada pelas intensas chuvas das monções, deixou 40 mortos e várias pessoas desaparecidas.</p>	 <p><i>Figura 24:</i> Queda de ponte em Mardan, Paquistão</p>
<p>EUA, 2007</p>	<p>Durante a hora do rush da noite, os principais vãos da ponte desabaram, caindo no rio e em suas margens. Treze pessoas morreram e aproximadamente outras cem ficaram feridas. A ponte de 581 metros caiu no rio Mississippi. A equipe de engenharia concluiu que a causa do colapso prendia-se</p>	 <p><i>Figura 25:</i> Queda de ponte sobre o rio Mississippi</p>

	<p>com o facto da capacidade de carga das placas <i>gusset</i> nos nós de encontro das treliças serem inadequadas.</p>	
<p>China, 2007</p>	<p>Em 13 de agosto, na China, 64 pessoas morreram e 22 ficaram feridas quando uma ponte caiu na província de Hunan (centro). A construção, de 328 metros de comprimento, acabava de ser terminada. O principal motivo para a falha foi displicência no processo construtivo.</p>	 <p><i>Figura 26:</i> Ponte recém-construída ruiu na província de Hunan</p>
<p>Brasil, 2009</p>	<p>Os bombeiros informaram que a ponte, que passa sobre o Rio Doce, estava interdita desde 1991 pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), para o trânsito de veículos e a passagem de pedestres. De acordo com o superintendente do DNIT, Élio Bahia, a correnteza da última cheia do Rio Doce pode ter desgastado a estrutura, provocando o desabamento de parte da ponte.</p>	 <p><i>Figura 27:</i> Queda da ponte Getúlio Vargas, em Linhares (ES)</p>

<p>Índia, 2011</p>	<p>Em 23 de outubro, também na Índia, uma ponte veio abaixo pelo peso das pessoas que se dirigiam a um festival perto da cidade de Darjeeling (nordeste). O acidente deixou ao menos 32 mortos. Menos de uma semana depois, cerca de trinta de pessoas perderam a vida na queda de uma ponte de pedestres que atravessava um rio no estado de Arunachal Pradesh (nordeste).</p>	 <p><i>Figura 28:</i> Incidente próximo à cidade de Darjeeling</p>
<p>Brasil, 2018</p>	<p>Em Brasília, no dia 6 de fevereiro, um bloco de concreto de 300 metros quadrados e 45 toneladas se destacou de uma ponte no coração da capital federal. Uma cratera se abriu em duas das três faixas do Eixo Sul, uma das principais vias expressas da cidade.</p>	 <p><i>Figura 29:</i> Desplacamento de parte da ponte em Brasília</p>

<p>Itália, 2018</p>	<p>Uma parte de uma ponte de Gênova, na Itália, desmoronou e deixou 37 mortos, de acordo com a prefeitura local. O incidente ocorreu por volta das 11h15 (por volta de 7h15 no horário de Brasília) durante uma forte chuva que atingia a região. A causa apontada para o acidente foi corrosão excessiva na estrutura, principalmente nos tirantes da ponte.</p>	 <p><i>Figura 30:</i> Queda de ponte em Gênova</p>
<p>Taiwan, 2019</p>	<p>Uma ponte desmoronou, na cidade de Nanfangao, leste de Taiwan, deixando 12 feridos e seis desaparecidos. A construção ligava dois lados de uma baía. No momento do desmoronamento, um caminhão-tanque passava pela estrutura e caiu sobre três barcos na água. A principal causa do acidente foi que a estrutura não era compatível para suportar os esforços a que estava submetida.</p>	 <p><i>Figura 31:</i> Incidente na ponte de Nanfangao, Taiwan</p>

<p>Brasil, 2019</p>	<p>Cinco pessoas ficaram desaparecidas após a queda de uma parte da ponte que cruza o rio Moju, próximo ao município de Acará, no estado do Pará. O trecho da estrutura, com cerca de 200 metros, caiu na madrugada, após uma balsa colidir com um dos pilares centrais de sustentação. Os prejuízos, segundo o governo, giram em torno de R\$100 milhões.</p>	 <p><i>Figura 32:</i> Queda de ponte sobre o rio Moju</p>
---------------------	--	---

Como se pode observar, os fatores para o colapso de uma ponte podem ser vários, com base nos exemplos acima e em outros acidentes que ocorreram ao longo da história. Podemos elencar que as principais causas de ruína e degradação das pontes são:

- Colisões de comboios
- Colisões de barcos
- Infraescavação
- Colapso durante a construção
- Colapso durante a reconstrução
- Excesso de carga
- Corrosão
- Erros de projeto
- Cheias
- Explosões;
- Incêndios;
- Sismos;
- Tornados, ventos fortes;
- Falta de inspeção/manutenção

De 1970 até 2019, já foram notificados cerca de cento e trinta e quatro casos de queda parcial ou total de pontes ao redor de todo globo terrestre, tais como as citadas acima, em maior ou menor grau. As causas são as mais variadas possíveis, mas a esmagadora maioria se encaixa nos itens citados anteriormente. A tabela abaixo indica as ocasiões de acidentes divididas pelos continentes Americano e Europeu e também pelo resto do mundo, abrangendo majoritariamente África e a Ásia.

Principais causas	Américas	Europa	Resto do Mundo	Total
Colisões de comboios	3	2	4	9
Colisões de barcos ou carros	11	3	4	18
Infraescavação	3	6	1	10
Falha na construção	3	3	12	18
Falha na reconstrução	1	0	2	3
Excesso de carga	5	2	17	24
Corrosão	2	1	2	5
Erro de projeto	4	2	1	7
Cheia	5	4	3	12
Desconhecido	1	3	7	11
Outro	9	5	3	17
Total	47	31	56	134

Tabela 2: Número de acidentes de pontes por causa de 1970 à 2019

Os dados levantados e mostrados na tabela acima são mostrados graficamente abaixo, afim de ampliar a visão e noção dos fatos mostrados.

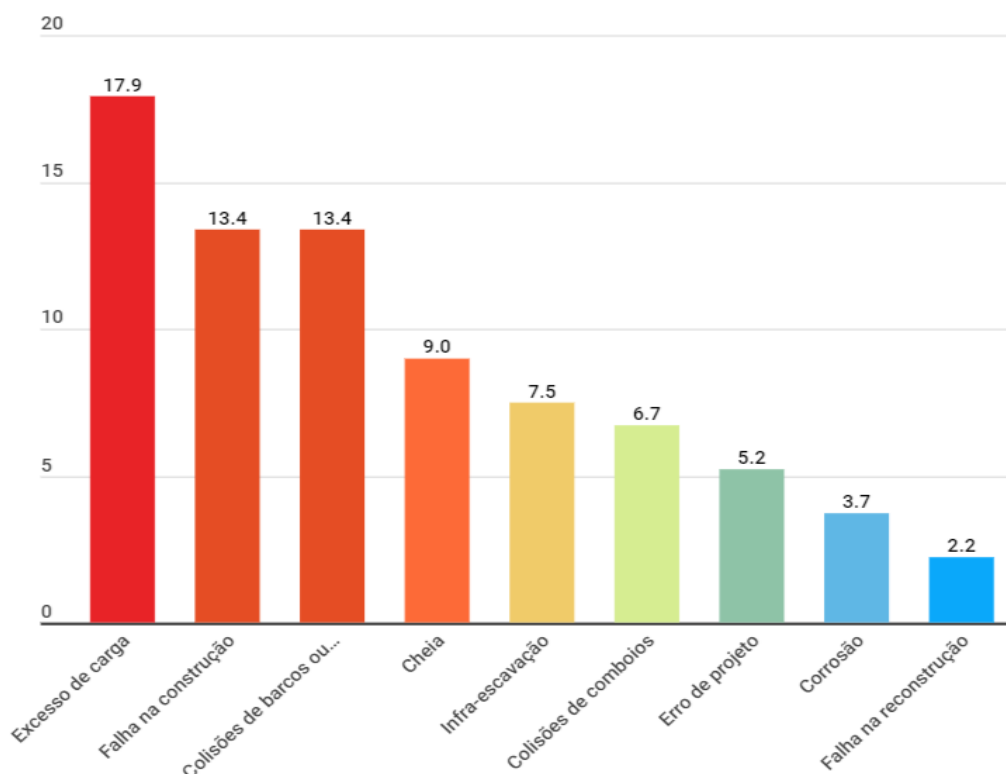


Tabela 3: Percentual das principais causas de falha em pontes

De acordo com o gráfico mostrado, infere-se que os principais motivos para quedas ou rompimentos de pontes são quatro:

1. Excesso de carga
2. Falha no processo de construção
3. Colisões de barcos ou carros
4. Cheias do curso do rio

O excesso de carga, o maior motivo de acidentes, é majoritariamente devido a pontes projetadas para suportar um tráfego leve, mas com o passar do tempo começa a ocorrer um fluxo de veículos pesados, o que ocasiona a ação de cargas que não eram previstas, culminando na ruína da estrutura.

Com base nos principais mecanismos de falhas das pontes ao redor do mundo, e seu processo de deterioração, pode-se fazer uma ilustração das zonas mais afetadas por esses agentes agressivos, em uma estrutura padrão de uma ponte qualquer, dividida na sua superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura. Na imagem abaixo, as zonas vermelhas são as mais afetadas, geralmente por excessos de carregamento, em seguida as zonas laranja que decorrem de falhas

construtivas ou colisões, após as zonas amarelas, que se caracterizam por fenômenos de Infra-escavação ou erosão associada as cheias.

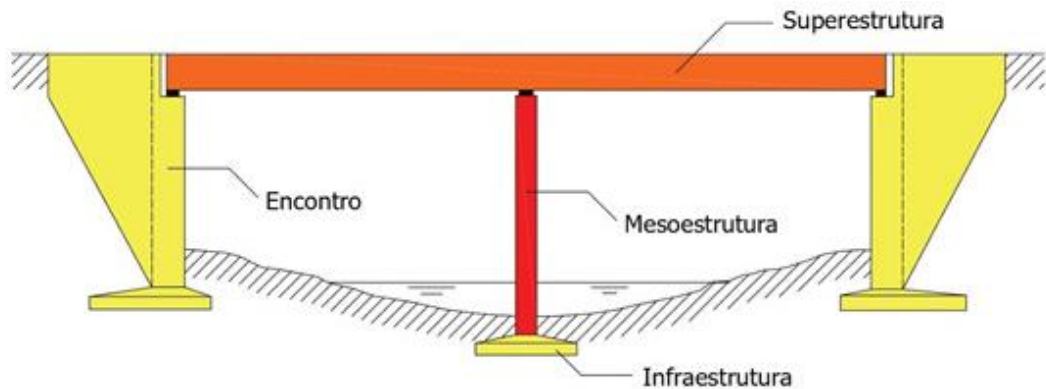


Figura 33: Principais zonas de degradação nas pontes

2.7 Normas brasileiras

2.7.1 Dimensionamento

Braz (2017) definiu os seguintes passos para o dimensionamento de uma ponte pela normatização brasileira, que envolve o estudo das seguintes normas:

- NBR 6118:2014 Projeto de estruturas de concreto - Procedimento;
- NBR 7187:2003 Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento;
- NBR 7188:2013 Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas;
- NBR 8681:2003 Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.

Para o dimensionamento, será utilizada a combinação última normal, dada pela expressão:

$$F_d = \sum \gamma_g F_{gik} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk})$$

Onde:

F_d : combinação última normal;

F_{gik} : ação permanente direta com seu valor característico;

F_{q1k} : ação variável principal com seu valor característico;

$\psi_{0j} F_{qjk}$: o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis;

γ_g : ações permanentes diretas na combinação normal;

γ_q : ações variáveis conjuntas com a combinação normal;

De acordo com a NBR 8681:2003 (ABNT, 2003), para ações permanentes diretas e ações variáveis agrupadas, os coeficientes γ_g e γ_q assumem os valores apresentados respectivamente nas Tabelas 4 e 5 para a combinação normal.

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,0

¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações permanentes.

²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m².

³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

Fonte: adaptado da NBR 8681:2003.

Tabela 4: Ações permanentes diretas agrupadas na combinação normal, γ_g

Combinação	Tipo de estrutura	Coefficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4

Fonte: adaptado da NBR 8681:2003.

Tabela 5: Ações variáveis consideradas conjuntamente na combinação normal, γ_q

A NBR 7188:2013 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas (ABNT, 2013) define como carga rodoviária padrão TB-450 - veículo tipo de 450 kN, com seis rodas ($P = 75$ kN), com área de ocupação de 18,0 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5$ kN/m². Além do veículo de projeto, esta norma define os seguintes coeficientes de ponderação das cargas verticais: coeficiente de impacto vertical CIV, coeficiente de número de faixas CNF e coeficiente de impacto adicional CIA.

a) Coeficiente de Impacto Vertical

As cargas móveis verticais características devem ser majoradas para o dimensionamento de todos os elementos estruturais pelo CIV, dado por:

$CIV = 1,35$, para estruturas com vão menor que 10,0 m;

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{Liv + 50} \right)$$

Onde:

Liv usado para estruturas de vão isostático.

Liv é a média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos;

Liv é o comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço;

L é o vão, expresso em metros (m).

b) Coeficiente de Número de Faixas

As cargas móveis características devem ser ajustadas pelo CNF, dado por:

$$\text{CNF} = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9$$

Onde n é o número inteiro de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia. Este coeficiente não se aplica ao dimensionamento de elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego.

c) Coeficiente de Impacto Adicional

Os esforços das cargas móveis definidas devem ser majorados na região das juntas estruturais e extremidades da obra. Todas as seções dos elementos estruturais distantes horizontalmente em até 5,0 m de cada lado da junta ou descontinuidade estrutural devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo CIA, definido a seguir.

CIA = 1,25, para obras em concreto ou mistas;

CIA = 1,15, para obras em aço;

2.7.2 Análise da fadiga

O tratamento normativo destaca, de início, que a verificação da fadiga pode ser feita considerando uma única intensidade de sollicitação, expressa pela combinação frequente de ações conforme a expressão abaixo, embora o fenômeno seja controlado pela acumulação do efeito deletério de sollicitações repetidas. É interessante notar que, apesar de ser considerada como um estado limite último, a norma brasileira adota uma combinação de ações de estado limite de serviço.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} F_{qjk}$$

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{gik} é a valor característico das ações permanentes principais diretas;

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

F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;

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

Para pontes rodoviárias, objeto deste estudo, temos:

$\psi_1 = 0,5$ para verificação das vigas;

$\psi_1 = 0,7$ para verificação das transversinas;

$\psi_1 = 0,8$ para verificação das lajes de tabuleiro.

A NBR 6118:2014 permite que os esforços solicitantes sejam calculados em regime elástico. No caso das tensões decorrentes da força cortante em vigas, devem ser aplicados os modelos I ou II, respeitando-se as seguintes condições:

- No modelo I, o valor de V_c deve ser multiplicado pelo fator redutor 0,5;
- No modelo II, o valor de V_c deve ser multiplicado pelo fator redutor 0,5 e a inclinação das diagonais de compressão, θ , deve ser corrigida pela equação $\text{tg}\theta_{\text{cor}} = \sqrt{\text{tg}\theta} \leq 1$.

Devem ser adotados:

$$\gamma_f = 1,0 \quad \gamma_c = 1,4 \quad \gamma_s = 1,0$$

Para o cálculo dos esforços solicitantes e verificações das tensões, admite-se o modelo linear elástico com relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto $\alpha_e = 10$.

2.7.2.1 Verificação da fadiga do concreto em compressão

A verificação é satisfeita se:

$$\eta_c \cdot \gamma_f \cdot \sigma_{c,\text{máx}} \leq f_{cd,\text{fad}}$$

sendo:

$$f_{cd,\text{fad}} = 0,45 \cdot f_{cd}$$

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

onde:

γ_f é o coeficiente de ponderação das ações;

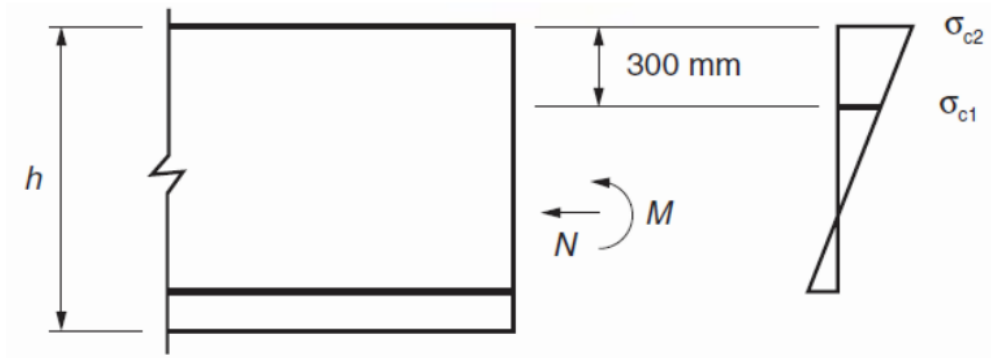
$\sigma_{c,\text{máx}}$ é a máxima tensão a compressão;

$f_{cd,\text{fad}}$ é a resistência de cálculo para a fadiga;

η_c é um fator que considera o gradiente de tensões de compressão no concreto;

$|\sigma_{c1}|$ é o menor valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 300 mm da face sob a combinação relevante de cargas (Figura 33);

$|\sigma_{c2}|$ é o maior valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 300 mm da face sob a mesma combinação de carga usada para cálculo de $|\sigma_{c1}|$.



Fonte: NBR 6118:2014.

Figura 34: Definição das tensões σ_{c1} e σ_{c2}

2.7.2.2 Verificação da fadiga da armadura

A verificação da fadiga é satisfeita se a máxima variação de tensão calculada $\Delta\sigma_s$, para a combinação frequente de cargas satisfizer:

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

Os valores de $\Delta f_{sd,fad}$ são dados na Tabela 6 a partir de parâmetros fornecidos na Tabela 7, ambas adaptadas, respectivamente, das Tabelas 23.2 e 23.3 contidas na NBR 6118:2014. As constantes k apresentadas na Tabela 7 são obtidas a partir de gráficos da função da resistência à fadiga para o aço, representada em escala log.log. Esta função consiste em segmentos de reta da forma $(\Delta f_{sd,fad})^m \cdot N = \text{constante}$, conforme a figura 34.

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}^c$, para 2×10^6 ciclos (MPa)									
Caso	ϕ (mm)								Tipo ^b
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: D < 25 ϕ D = 5 ϕ < 20 mm D = 8 ϕ \geq 20 mm	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estribos D = 3 ϕ \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
Armadura ativa									
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,min}^c$, para 2×10^6 ciclos (MPa)								
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110								T ₂
Cabos retos	150								T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T ₃

^a Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80% da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz.

^b Ver Tabela 4.

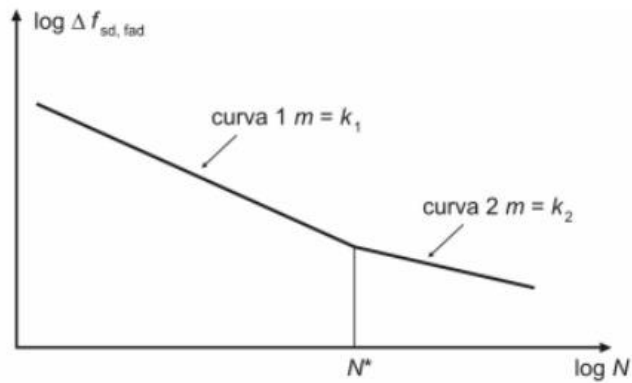
Fonte: adaptado da NBR 6118:2014.

Tabela 6: Parâmetros para as curvas S-N para os aços dentro do concreto

Tipo	N*	k ₁	k ₂
T ₁	10 ⁶	5	9
T ₂	10 ⁶	3	7
T ₃	10 ⁶	3	5
T ₄	10 ⁷	3	5

Fonte: adaptado da NBR 6118:2014.

Tabela 7: Tipos da curva S-N



Fonte: NBR 6118:2014.

Figura 35: Formato das curvas de resistência característica à fadiga (curvas S-N)

2.8 Normas europeias

As normas europeias relevantes para a análise proposta são:

- Eurocode: Basis of structural design (EN 1990:2002+A1:2005).
- Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges (EN 1991-2:2003);
- Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings (EM 1992-1-1:2004)
- Eurocode 2 - Design of concrete structures - Concrete bridges - Design and detailing rules (EM 1992-2:2005).

2.8.1 Dimensionamento

O processo de dimensionamento requer inicialmente a divisão da largura de rodagem w , medida entre os meios-fios ou barreiras de proteção, em faixas de projeto, conforme a Tabela 8. A localização e numeração das faixas de projeto devem ser escolhidas de modo a gerar o efeito mais adverso possível. A numeração é feita considerando a faixa 1 como a mais desfavorável, a faixa 2 como a segunda mais desfavorável e assim por diante.

Largura de rodagem w	Número de faixas de projeto	Largura da faixa de projeto w_l	Largura restante
$w < 5,4$ m	$n_l = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4$ m $\leq w < 6$ m	$n_l = 2$	$w/2$	0
6 m $\leq w$	$n_l =$ Inteiro da razão ($w/3$)	3 m	$w - 3 \times n_l$

Fonte: adaptado da EN 1991-2:2003.

Tabela 8: Número e largura das faixas de projeto

Sobre cada uma das faixas de projeto determinadas, devem ser aplicados, de forma centralizada, modelos de carga para se obter o efeito mais adverso possível. A norma define quatro modelos de carga vertical, sendo:

- a) *Load model 1*: cargas concentradas e uniformemente distribuídas, destinado a abranger a maioria dos efeitos do tráfego de caminhões e carros. Este modelo é utilizado em verificações gerais e locais;
- b) *Load model 2*: carga de eixo simples em áreas específicas de contato de pneu para cobrir efeitos dinâmicos do tráfego normal em elementos estruturais pequenos;
- c) *Load model 3*: série de associações de eixos carregados para representar veículos especiais;
- d) *Load model 4*: carga de multidão para verificações gerais.

Dos modelos expostos, o *Load model 1* será o utilizado para a análise deste trabalho. Este modelo é constituído de duas partes: eixo duplo de cargas concentradas $\alpha_Q Q_k$ (*tandem system TS*) e carga uniformemente distribuída $\alpha_q q_k$ (*UDL system*). Os coeficientes de ajuste α_Q e α_q serão tomados iguais a 1,0. A superfície de contato de cada roda é tomada como um quadrado de 0,40 m de lado. Na tabela e figura a seguir, apresentam-se os valores característicos de Q_{ik} e q_{ik} com amplificação dinâmica inclusa. O peso por roda é igual a 0,5 $\alpha_Q Q_k$.

Localização	<i>Tandem system TS</i>	<i>UDL system</i>
	Carga do eixo Q_{ik} (kN)	q_{ik} (kN/m ²)
Faixa 1	300	9
Faixa 2	200	2,5
Faixa 3	100	2,5
Outras faixas	0	2,5
Área restante	0	2,5

Fonte: adaptado da EN 1991-2:2003.

Tabela 9: Load model 1: valores característicos

A norma estabelece que em situações onde efeitos gerais e locais podem ser calculados separadamente, os efeitos gerais podem ser calculados a partir de simplificações. Uma das simplificações é que para pontes de vãos maiores que 10 m, cada tandem system em cada faixa de projeto pode ser substituído por um eixo simples de carga concentrada de peso igual ao total de dois eixos. Desta forma, os pesos correspondentes dos eixos simples nas faixas 1, 2 e 3 serão, respectivamente, 600 kN, 400 kN e 200 kN. A combinação de ações utilizada para o dimensionamento é dada pela expressão:

$$F_d = \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Onde:

$G_{k,j}$ é o valor característico da ação permanente direta;

$Q_{k,1}$ é o valor característico da ação variável principal;

$Q_{k,i}$ é o valor característico da ação variável secundária.

No Anexo A2 da EN 1990:2002+A1:2005, definem-se os seguintes coeficientes de ponderação:

$\gamma_{G,sup} = 1,05$ para ações permanentes desfavoráveis;

$\gamma_{G,inf} = 0,95$ para ações permanentes favoráveis;

$\gamma_Q = 1,35$ para ações de tráfego rodoviárias (0 quando favoráveis);

$\psi_{0,TS} = 0,75$ para ações secundárias geradas pelas cargas concentradas do *Load Model*;

$\psi_{0,UDL} = 0,40$ para ações secundárias geradas pela carga uniformemente distribuída do *Load Model*.

2.8.2 Análise da fadiga

A norma europeia EN 1991-2:2003 traz cinco modelos de carga específicos para a análise da fadiga. Os modelos (1), (2) e (3) são utilizados na determinação das tensões máximas e mínimas resultantes dos possíveis arranjos de cargas na ponte por qualquer um destes modelos. Os modelos (4) e (5) são utilizados na determinação de amplitudes de espectro de tensões resultantes da passagem de caminhões pela ponte. O modelo (5) é o mais geral e usa dados de tráfego reais. Dos cinco modelos, o *Fatigue Load Model 3* será o utilizado. Este modelo, ilustrado na Figura 10, é o único aplicável para a verificação da fadiga pela variação da tensão equivalente em relação ao dano, dado pela expressão, segundo o Anexo NN da EN 1992-2:2005. É constituído por quatro eixos, cada um com duas rodas idênticas. A carga por eixo é de 120 kN e a superfície de contato da roda é um quadrado de 0,40 m de lado.

De acordo com a seção 4.6 *Fatigue load models* da EN 1991-2:2003, os modelos de carga de fadiga 1 a 4 incluem amplificação dinâmica de carregamento apropriados para pavimentos de boa qualidade. Segundo o Anexo B da mesma norma, camadas novas de pavimento são consideradas de boa rugosidade. Para esta característica, recomenda-se fator de amplificação dinâmica de $\varphi_{fat} = 1,2$.

2.8.2.1 Combinações de ações a considerar

Para o cálculo das ações de fadiga, segundo a EN 1992-1-1:2004, considera-se a combinação frequente de estado-limite de serviço exposta em

$$F_d = \sum G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,i} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + Q_{fat}$$

Onde:

$Q_{k,1}$ e $Q_{k,i}$ são ações variáveis não cíclicas;

Q_{fat} é a ação de fadiga considerada, por exemplo, a ação do tráfego.

2.8.2.2 Verificação da fadiga da armadura

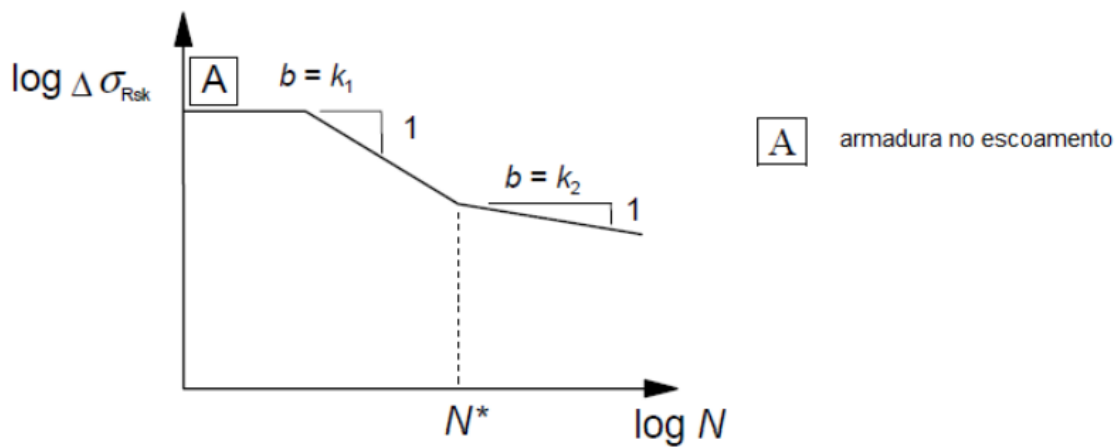
Na seção 6.8.4 da EN 1992-1-1:2004, estabelece-se a amplitude resistente de tensão $\Delta\sigma_{Rsk}$, para barras retas e dobradas, de 162,5 MPa, considerando 106 ciclos, conforme a Figura 11 ($k_1 = 5$ e $k_2 = 9$). Para verificações de fadiga, o *Eurocode 2* recomenda a utilização dos fatores $\gamma_{C,fat} = 1,5$ e $\gamma_{S,fat} = 1,15$. A resistência à fadiga para armadura longitudinal é assumida satisfeita quando:

$$\gamma_{C,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,eq}(N^*) \leq \Delta\sigma_{Rsk}(N^*) / \gamma_{S,fat}$$

Onde:

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ é a amplitude de tensões para a curva S-N apropriada, segundo a Figura 11;

$\Delta\sigma_{s,eq}(N^*)$ é a amplitude de tensão equivalente em relação ao dano para diferentes tipos de armadura, correspondente ao número de ciclos de carga N^* .



Fonte: EN 1992-1-1:2004.

Figura 36: Forma da curva característica da resistência à fadiga

A amplitude de tensão $\Delta\sigma_{s,eq}$ é calculada segundo procedimentos do Anexo NN da EN1992-2:2005. Para este cálculo, as ações de eixo do *Fatigue Load Model 3* devem ser multiplicadas pelos seguintes fatores:

1,75 para verificação da tensão em apoios intermediários em pontes contínuas;

1,40 para verificação em outras áreas.

$\Delta\sigma_{s,eq}$ é determinada de acordo com a expressão.

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \Delta\sigma_{s,Ec} \cdot \lambda_s$$

Onde:

$\Delta\sigma_{s, Ec}$ é a amplitude de tensão causada pelo *Fatigue Load Model 3* com ações de eixo amplificadas;

λ_s é a fator de dano equivalente para fadiga que leva em conta condições específicas, como volume de tráfego, vida de projeto e vão, dado por:

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4}$$

Onde:

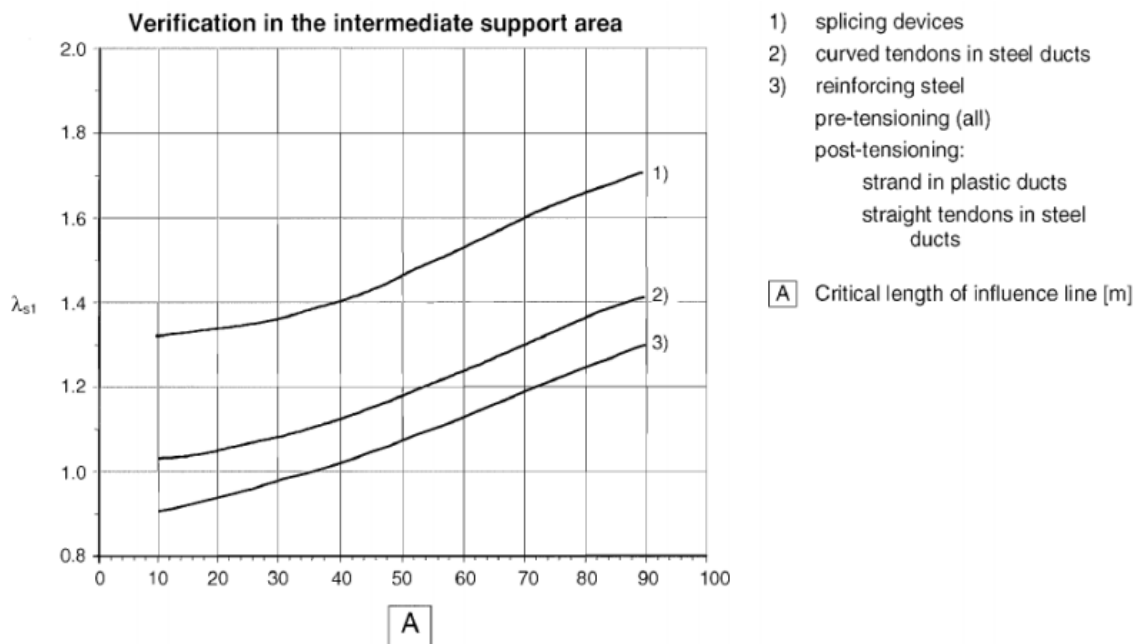
$\lambda_{s,1}$ é o fator que considera o tipo do elemento (e.g. viga contínua) e leva em conta o efeito danoso do tráfego dependendo do comprimento crítico da linha ou área de influência “A” (Figuras 36 e 37);

$\lambda_{s,2}$ é o fator que leva em conta o volume de tráfego;

$\lambda_{s,3}$ é o fator que leva em conta a vida útil de projeto da ponte;

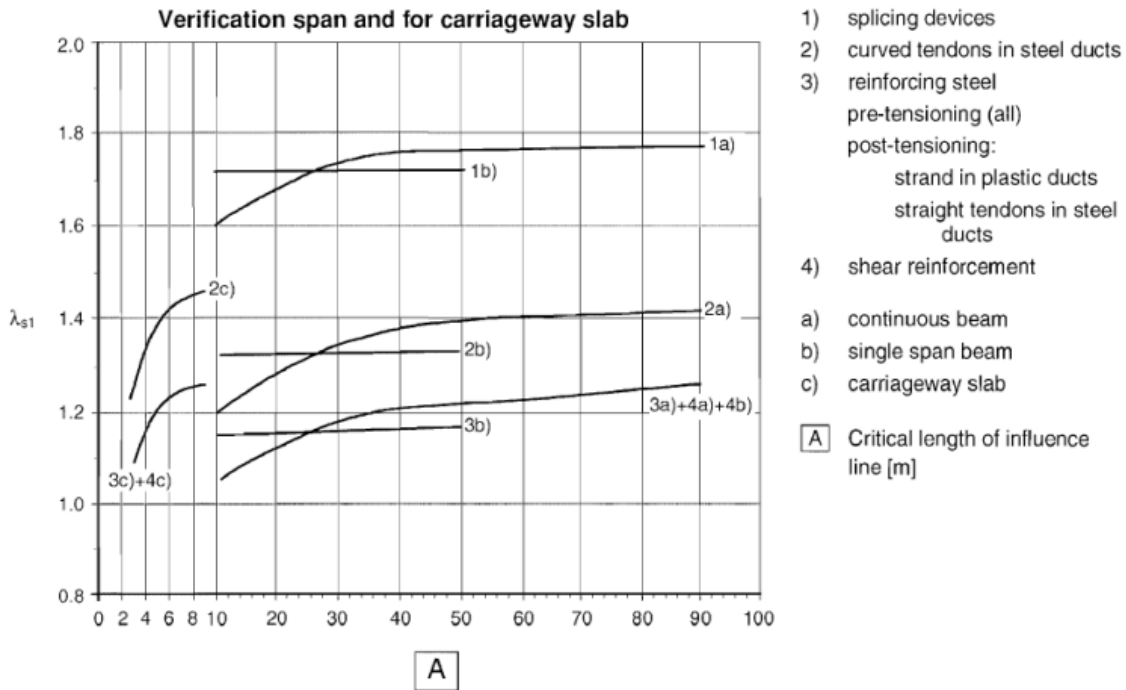
$\lambda_{s,4}$ é o fator a ser aplicado quando o elemento estrutural é carregado por mais de uma faixa.

O $\lambda_{s,1}$ é obtido graficamente para as áreas de apoios intermediários e para os vãos.



Fonte: EN 1992-2:2005.

Figura 37: Valor de $\lambda_{s,1}$ para verificação da fadiga na área do apoio intermediário

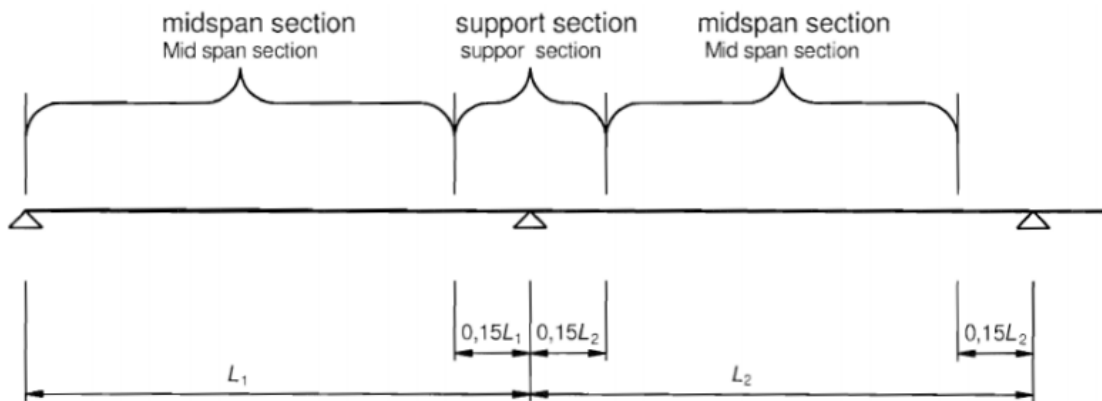


Fonte: EN 1992-2:2005.

Figura 38: Valor de $\lambda_{s,1}$ para verificação da fadiga no vão ou para elementos locais

O comprimento crítico da linha de influência é determinado segundo critérios apresentados na EN 1993-2:2006 *Design of steel structures - Part 2: Steel bridges*:

- Para vãos contínuos nas seções médias, segundo a Figura 38, o comprimento crítico é igual ao vão em consideração;
- Para vãos contínuos nas seções de apoio, segundo a Figura 38, o comprimento crítico é dado pela média entre os vãos adjacentes ao apoio.



Fonte: EN 1993-2:2006.

Figura 39: Localização da seção média e seção de apoio

O $\lambda_{s,2}$ denota a influência do volume de tráfego anual e o tipo, sendo calculado por.

$$\lambda_{s,2} = Q \cdot k_2 \sqrt{N_{obs}/2}$$

Onde:

N_{obs} é o número de caminhões por ano, de acordo com a Tabela 10;

k_2 é o parâmetro apropriado para a curva S-N. Para barras retas ou dobradas, é igual a 9;

Q é o fator para o tipo de tráfego. Para tráfego local, é igual a 0,82.

	Categoria do Tráfego	N_{obs} por ano ou por faixa lenta
1	Rodovias com 2 ou mais faixas por direção com altas taxas de fluxo de veículos	$2,0 \times 10^6$
2	Rodovias com taxas médias de fluxo de veículos	$0,5 \times 10^6$
3	Rodovias principais com baixas taxas de fluxo de veículos	$0,125 \times 10^6$
4	Rodovias locais com baixas taxas de fluxo de veículos	$0,05 \times 10^6$

Fonte: adaptado da Tabela 4.5 da EN 1991-2:2003.

Tabela 10: Número esperado de veículos pesados por ano ou por faixa lenta

O $\lambda_{s,3}$ denota a influência da vida de serviço e é dado por:

$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt{N_{years}/100}$$

Onde:

N_{years} é a vida de projeto da ponte. Considera-se igual a 100 anos.

O $\lambda_{s,4}$ denota a influência de múltiplas faixas e é dado por:

$$\lambda_{s,4} = k_2 \sqrt{\sum N_{obs,i}/N_{obs,1}}$$

Onde:

$N_{obs,i}$ é o número de veículos esperado na faixa i por ano;

$N_{obs,1}$ é o número de veículos na faixa lenta por ano.

Segundo sugestão da EN 1991-2:2003, na seção 4.6.1 *General*, tópico (3), em cada faixa rápida (em que predomina o tráfego de carros), pode-se adicionar 10% do N_{obs} dado na Tabela 10 para a estimativa do tráfego. Para a categoria de tráfego 4, estimam-se 55000 carros por faixa rápida e 50000 veículos na faixa lenta.

2.8.3 Verificação da fadiga no concreto sob compressão

A EN 1992-2:2005, na seção 6.8.7 *Verification of concrete under compression or shear*, define que a resistência à fadiga do concreto sob compressão é considerada satisfeita quando a seguinte condição é atendida.

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

Onde:

m é o número de intervalos de amplitude constante

ni é o número de ciclos de amplitude constante no intervalo i

$$Ni = 10^{14}[(1 - E_{cd,max,i}) / (\sqrt{1 - Ri})]$$

$$Ri = \frac{E_{cd,min,i}}{E_{cd,max,i}}$$

$$E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,fat}}$$

$$E_{cd,max,i} = \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}}$$

Onde:

Ri : razão das tensões;

$E_{cd,min,i}$: mínimo nível de tensão de compressão;

$E_{cd,max,i}$: máximo nível de tensão de compressão;

$f_{cd,fat}$: resistência de projeto à fadiga dado por;

$\sigma_{cd,max,i}$: tensão superior em um ciclo;

$\sigma_{cd,min,i}$: tensão inferior em um ciclo;

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

Onde:

β_{cc} é o coeficiente para resistência do concreto para primeira aplicação da carga (24);

t_0 é o tempo do início do carregamento cíclico no concreto em dias;

k_1 é o coeficiente de valor recomendado igual a 0,85.

$$\beta_{cc} = \exp\{s[1 - (28/t)^{1/2}]\}$$

Onde:

t : idade do concreto, em dias;

s : coeficiente que depende do tipo de cimento, conforme Tabela 8.

s	Classes de resistência do cimento	
0,20	R	CEM 42,5 R; CEM 52,5 N; CEM 52,5 R
0,25	N	CEM 32,5 R; CEM 42,5 N
0,38	S	CEM 32,5 N

Fonte: adaptado da EN 1992-1-1:2004.

Tabela 11: Valores de s

3 METODOLOGIA

A estrutura desta etapa do estudo consiste em realizar a análise comparativa entre um dos principais mecanismos de degradação das pontes, que é a corrosão, e o quanto ela influencia em termos percentuais para que a estrutura atinja o nível máximo de trabalho.

O procedimento seguirá como um dimensionamento pela NBR 6118:2014, atentando as particularidades iniciais das pontes. Após se obter os valores das áreas de aço positivas e negativas, o estudo seguirá com interações de simulações da redução gradativa da área de aço resistente pela corrosão, e como tal variação afeta a segurança. Serão realizados quatro procedimentos para observar se há algum padrão de comportamento.

Abaixo será mostrado o roteiro padrão e resumido para o dimensionamento das armaduras, incluindo certas especificidades, e após será discriminado o cálculo inteiro para o primeiro teste do estudo.

Neste estudo considerou-se uma ponte com o modelo mais tradicional, o de laje apoiada em duas vigas retas, e posteriormente a transformação da viga longitudinal em uma de seção em T. Os modelos gerais seguem as imagens abaixo.



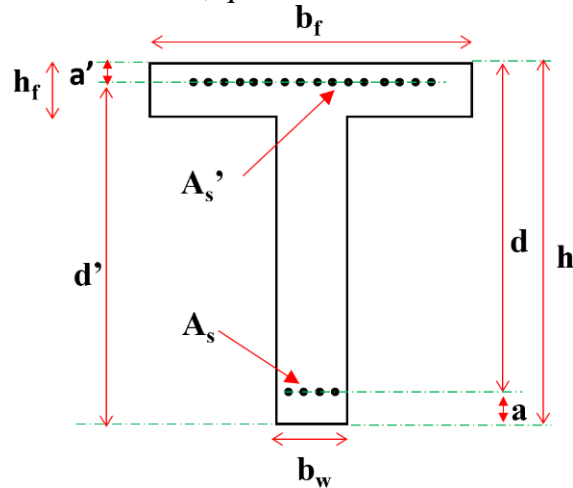
Figura 40: Seção transversal do modelo de ponte trabalhado



Figura 41: Seção longitudinal do modelo de ponte trabalhado

3.1 Procedimento adotado

Já com os dados de esforços em mãos, a primeira etapa é a transformação da seção da viga longarina em uma seção de viga em T, mas para isso é necessário se fazer algumas ponderações sobre alguns fatores de cálculo, que serão descritos abaixo.



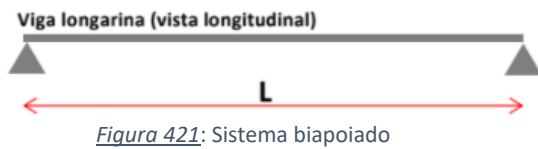
$$b_w^* = b_w + b_1 + b_2$$

$$b_{f1} = 0,10.a < L_1/2$$

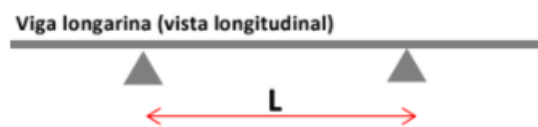
$$b_{f2} = 0,10.a < L_2$$

$$b_f = b_w^* + b_{f1} + b_{f2}$$

O valor de a é referente a estrutura da viga longarina, como mostra as imagens abaixo.

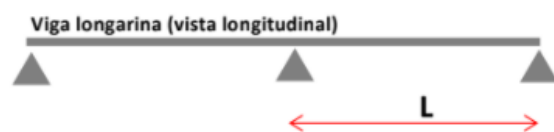


- $a = L$



- $a = 0,6.L$

Figura 432: Sistema com vigas em balanço



- $a = 0,8.L$

Figura 443: Sistema Hiperestático

Com esses valores definidos, se segue com o cálculo com as equações de equilíbrio para a seção retangular. Para o dimensionamento de peças na flexão simples com armadura dupla (Figura 46), considera-se que as barras que constituem a armadura estão agrupadas, concentradas no centro de gravidade dessas barras.

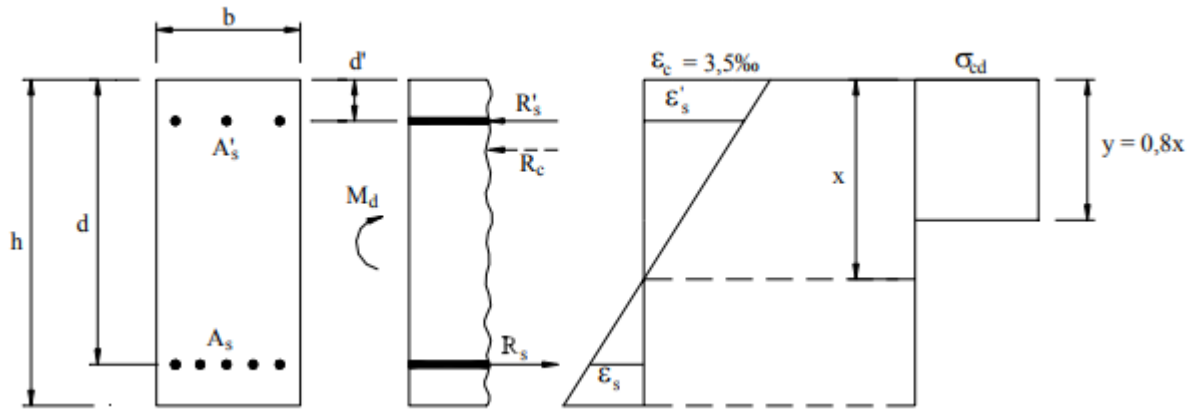


Figura 45: Resistências e deformações na seção

As equações de equilíbrio de forças e de momentos são respectivamente:

$$R_c + R'_s - R_s = 0$$

$$M_d = \gamma f_x M_k = R_c (d - y/2) + R'_s (d - d')$$

As resultantes no concreto (R_c) e nas armaduras (R_s e R'_s) são dadas por:

$$R_c = b \cdot y \cdot \sigma_{cd} = b \cdot 0,8x \cdot 0,85 f_{cd} = 0,68 b d \beta x f_{cd}$$

$$R_s = A_s \cdot \sigma_s$$

$$R'_s = A'_s \cdot \sigma'_s$$

Para diagrama retangular de tensões no concreto, tem-se que:

$$y = 0,8x \rightarrow d - y/2 = d (1 - 0,8x/2d) = d (1 - 0,4\beta x)$$

Com esses valores, resultam as seguintes equações para armadura dupla:

$$0,68 b d \beta x f_{cd} + A'_s \sigma'_s - A_s \sigma_s = 0$$

$$M_d = 0,68 b d^2 \beta x f_{cd} (1 - 0,4\beta x) + A'_s \sigma'_s (d - d')$$

Para armadura simples, $A'_s = 0$. As equações resultam então:

$$0,68 b d \beta x f_{cd} - A_s \sigma_s = 0$$

$$M_d = 0,68 b d^2 \beta x f_{cd} (1 - 0,4\beta x)$$

Na equação do momento para armadura simples, podemos desenvolver os termos da seguinte maneira:

$$M_d = 0,68 \cdot b d^2 \cdot \beta x \cdot f_{cd} - 0,272 \cdot b d^2 \cdot \beta x^2 \cdot f_{cd}$$

$$0,272 \cdot b d^2 \cdot \beta x^2 \cdot f_{cd} - 0,68 \cdot b d^2 \cdot \beta x \cdot f_{cd} + M_d = 0$$

A equação acima tem a forma de uma equação do 2º grau, com os seguintes termos.

$$Ax^2 + Bx + C = 0$$

Onde:

$$A = 0,272 \cdot b d^2 \cdot f_{cd}$$

$$B = -0,68 \cdot b d^2 \cdot f_{cd}$$

$$C = M_d$$

$$x = \beta x$$

Calcula-se o valor de x pelo método de Bhaskara, onde:

$$x = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

Se $x < h_f$ estaremos no caso 1, onde pode calcular como uma seção retangular de base b_f .

- Caso 1

$$z = d - 0,4 \cdot x$$

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_y d}$$

Se $x > h_f$ estaremos no caso 2, neste caso, a seção deve ser calculada como o somatório de um retângulo de largura $(b_f - b_w)$ e altura h_f com um retângulo de largura b_w e altura x .

- Caso 2

$$M_{d1} = 0,85 \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot z_1$$

$$M_{d2} = M_d - M_{d1}$$

$$z_1 = d - 0,5 \cdot h_f$$

$$z_2 = d - 0,4 \cdot x$$

$$A_{s1} = \frac{M_{d1}}{z_1 \cdot f_y d}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{d2}}{z_2 \cdot f_y d}$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

Cálculo do estado limite de fadiga

A fadiga da armadura é caracterizada pela ruptura provocada pela repetição de uma solicitação cíclica. As combinações frequentes são:

$$M_{1,fad} = M_g + \psi \cdot C_{IV} \cdot M_q^+$$

$$M_{2,fad} = M_g + \psi \cdot C_{IV} \cdot M_q^-$$

Se prossegue com o cálculo da linha neutra e do momento de inércia para o estágio II. A primeira etapa de cálculo segue como já explicado anteriormente, onde se encontra o valor de x , mais essa vez se faz necessário observar se a linha neutra se encontra no caso 1 ou 2.

- Caso 1 ($x < h_f$)

$$Ax^2 + Bx + C = 0$$

Onde:

$$A = b_f$$

$$B = 2.n.(As + As')$$

$$C = -2.n.(As.d + As'.a')$$

$$x_{II} = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

Com o valor de x_{II} se calcula o momento de inércia, que é dado por:

$$I_{II} = \frac{bf.x^3}{3} + n[As.(d-x_{II})^2 + As'.(x_{II} - a')^2]$$

- Caso 2 ($x > h_f$)

$$Ax^2 + Bx + C = 0$$

Onde:

$$A = b_w$$

$$B = 2.[h_f.(b_f - b_w) + n.(As + As')]$$

$$C = -h_f^2.(b_f - b_w) - 2.n.(As.d + As'.a')$$

$$x_{II} = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$I_{II} = \frac{bf.h_f^3}{12} + b_f.h_f.(x_{II} - 0,5.h_f)^2 + \frac{bw(x_{II} - h_f)^3}{3} + n[As.(d-x_{II})^2 + As'.(x_{II} - a')^2]$$

Com os valores de $M_{1,fad}$ e $M_{2,fad}$ e os respectivos momentos de inércia, calculam-se as tensões nas armaduras.

$\sigma_s^1; \sigma_s'^1$ Tensões geradas por $M_{1,fad}$

$\sigma_s^2; \sigma_s'^2$ Tensões geradas por $M_{2,fad}$

$$\sigma_s^1 = \frac{n.M1,fad.(d-xii)}{Iii}$$

$$\sigma_{s',1} = -\frac{n.M1,fad.(xii-a')}{Iii}$$

$$\sigma_s^2 = -\frac{n.|M2,fad|. (xii-a')}{Iii}$$

$$\sigma_{s',2} = \frac{n.|M2,fad|. (d'-xii)}{Iii}$$

Para se estar na zona de segurança, os valores das tensões devem atender a seguinte regra:

$$\Delta\sigma_s = |\sigma_s^2 - \sigma_s^1| < \Delta s, fad$$

$$\Delta\sigma_{s'} = |\sigma_{s',2} - \sigma_{s',1}| < \Delta s, fad$$

Em cada teste apresentado, no final, ao se encontrar a armadura que atenda as especificações, calcula-se um valor de k e k', que será definido como a razão entre o valor de $\Delta\sigma$ e o valor do limite máximo para cada bitola de aço, como está na tabela 6. Com esse conceito, o valor de k irá nos dizer qual a porcentagem que a estrutura estará trabalhando em termos de resistência a fadiga.

$$k = 100 \times \frac{\Delta\sigma}{\Delta s, fad}$$

3.2 Casos estudados

Importante salientar que todos os dados iniciais de cada caso, bem como seus respectivos valores de momentos, foram arbitrados usando o bom senso. Tudo isso visando uma maior variabilidade de situações, a fim de englobar uma gama maior de casos explicados pela equação produzida ao final.

➤ Caso 1

Valores iniciais do projeto

Fck = 30 Mpa n = 10 aço CA-50

bw	b1	b2	h	hf	Comp. Transversal	Comp. Longitudinal	Comp. Ba-lanço
0,4 m	0,15 m	0,15 m	2,5 m	0,2 m	12 m	25 m	2 m

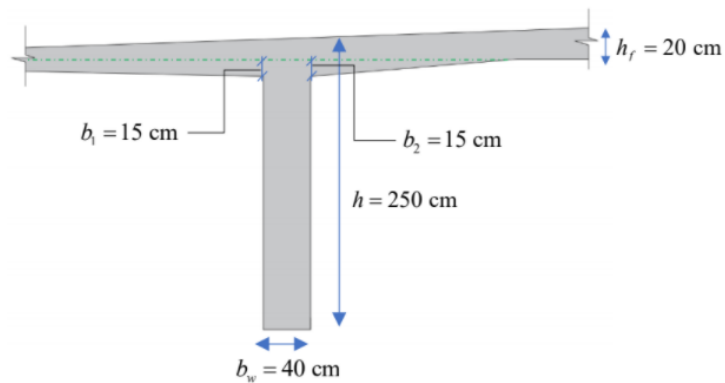


Figura 464: Detalhe viga longarina

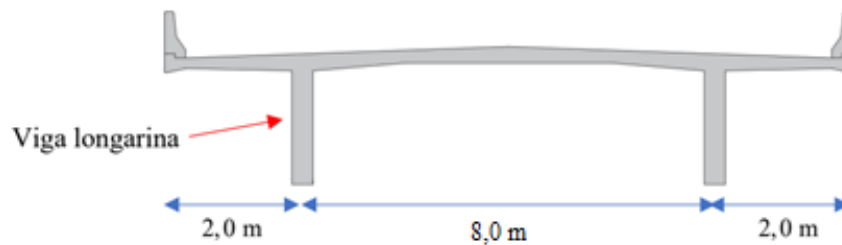


Figura 475: Corte transversal

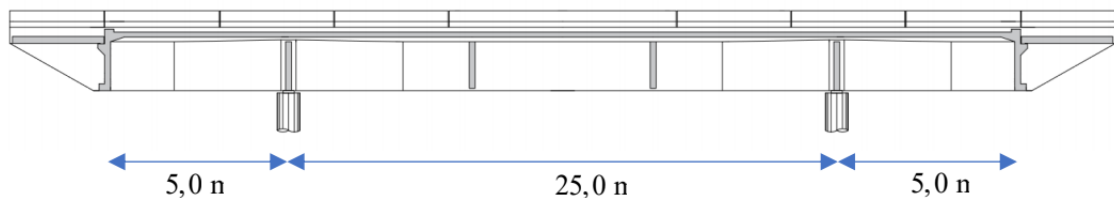


Figura 486: Corte longitudinal

Após as considerações dos fatores de correção CIV, CNF e CIA, foram obtidos os seguintes valores para os momentos de projeto:

Momento permanente (M_g): 700 kNm

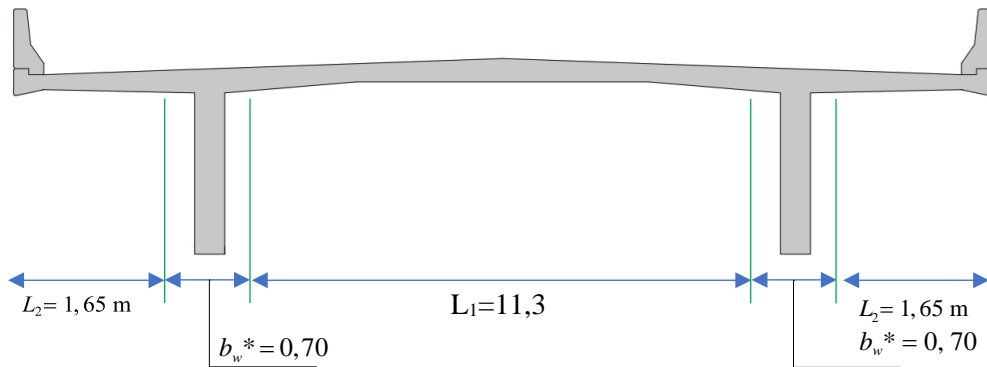
Momento positivo devido a carga móvel (M_{q+}): 2500 kNm

Momento negativo devido a carga móvel (M_{q-}): -4000 kNm

I- Cálculo da largura da mesa b_f

Os valores de b_1 e b_2 são valores referentes à altura entre o topo alma da viga e o centro da mesa da mesma. Conforme mostra a figura 44.

$$b_w^* = b_w + b_1 + b_2 = 40 + 15 + 15 = 70 \text{ cm}$$



$$L_1/2 = 11,3/2 = 5,65 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,65 \text{ m}$$

A partir do corte longitudinal, calculam-se os valores de b_{f1} e b_{f2} . Neste caso, a viga longarina possui 2 momentos negativos, portanto:

$$a = 0,6 \times L = 0,6 \times 25 = 15 \text{ m}$$

$$b_{f1} = 0,1 \times a = 1,5 \text{ m} < L_1/2$$

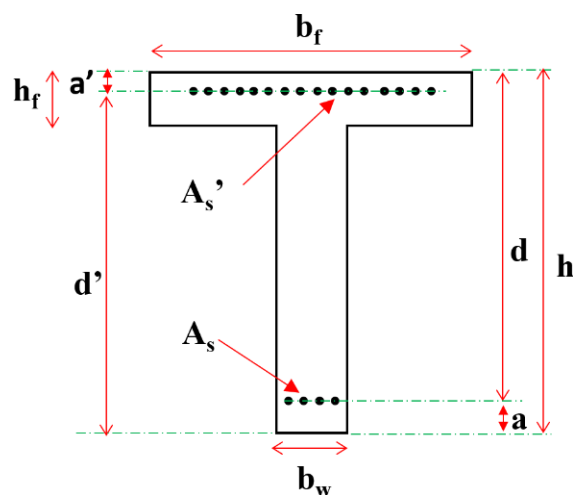
$$b_{f2} = 0,1 \times a = 1,5 \text{ m} < L_2$$

Portanto, a largura da mesa é dada por:

$$b_f = b_w^* + b_{f1} + b_{f2} = 0,7 + 1,5 + 1,5$$

$$b_f = 3,7 \text{ m}$$

A seção T a ser dimensionada é mostrada na figura a seguir.



Onde:

$$b_f = 3,7 \text{ m} \quad b_w = 0,4 \text{ m} \quad h_f = 0,2 \text{ m} \quad a' = 0,05 \text{ m} \quad d' = 2,45 \text{ m} \quad h = 2,5 \text{ m}$$

II- Cálculo dos momentos de cálculo Md+ e Md-

$$M_1 = 1,35.M_g + 1,5.\varphi.M_{q^+} = 1,35.700 + 1,5.1,25.2500 = 5632,50 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 1,0.M_g + 1,5.\varphi.M_{q^+} = 1,0.700 + 1,5.1,25.2500 = 5387,50 \text{ kNm}$$

$$M_3 = 1,35.M_g + 1,5.\varphi.M_{q^-} = 1,35.700 + 1,5.1,25.(-4000) = -6555,00 \text{ kNm}$$

$$M_4 = 1,0.M_g + 1,5.\varphi.M_{q^-} = 1,0.700 + 1,5.1,25.(-4000) = -6800,00 \text{ kNm}$$

$$M_d^+ = \max(M_1, M_2) = 5632,50 \text{ kNm}$$

$$M_d^- = \min(M_3, M_4) = -6800,00 \text{ kNm}$$

III- Cálculo da armadura positiva As

Primeiro, se faz a verificação se a linha neutra cai na mesa ou na alma da viga

$$Ax^2 + Bx + C = 0$$

$$A = 0,272.b_f.f_{cd} = 0,272.3,7.30000/1,4 = 21565,71$$

$$B = -0,68.b_f.d.f_{cd} = -0,68.3,7.2,45.30000/1,4 = -132090,00$$

$$C = M_d = 5632,50$$

$$x = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$x = 0,043\text{m}$$

Como $x < h_f$, a linha neutra está na mesa, progredindo com o cálculo para o caso 1.

$$z = d - 0,4.x = 2,45 - 0,4.0,043$$

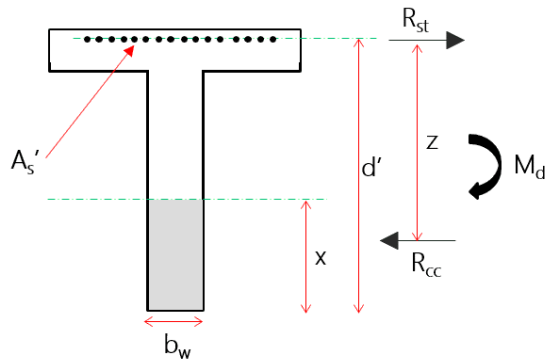
$$z = 2,433$$

$$A_s = (M_d)/(z.f_{yd}) = (5632,50.1,15) / (2,433.500000)$$

$$A_s = \mathbf{53,25 \text{ cm}^2}$$

IV- Cálculo da armadura negativa As'

No caso das armaduras negativas, a linha neutra sempre cairá na alma da viga, como mostra a figura abaixo.



Procedimento semelhante ao cálculo da armadura positiva, com algumas pequenas mudanças nas fórmulas.

$$Ax^2 + Bx + C = 0$$

$$A = 0,272 \cdot b_w \cdot f_{cd} = 0,272 \cdot 0,4 \cdot 30000 / 1,4 = 2331,43$$

$$B = -0,68 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd} = -0,68 \cdot 0,4 \cdot 2,45 \cdot 30000 / 1,4 = -14280,00$$

$$C = |M_d| = 6800,00$$

$$x = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$x = 0,52\text{m}$$

$$z = d - 0,4 \cdot x = 2,45 - 0,4 \cdot 0,52$$

$$z = 2,242$$

$$A_s = (M_d) / (z \cdot f_{yd}) = (6800 \cdot 1,15) / (2,242 \cdot 500000)$$

$$A_s = \mathbf{69,76 \text{ cm}^2}$$

V- Estado limite de fadiga

Nesta etapa verificaremos se com os valores de A_s encontrados, se atende ao critério principal de fadiga, que já foi descrito antes como:

$$\eta_c \cdot \gamma_f \cdot \sigma_{c,m\acute{a}x} \leq f_{cd,fad}$$

Como temos $n = 1$ e γ_f também é igual a 1, a fórmula fica simplesmente:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} \leq f_{cd,fad}$$

Iniciamos com o cálculo do momentos de fadiga:

$$M_{1,fad} = Mg + \psi \cdot \phi \cdot M_q^+ = 700 + 0,5 \cdot 1,25 \cdot 2500 = 2262,5 \text{ kNm}$$

$$M_{2,fad} = Mg + \psi \cdot \phi \cdot M_q^- = 700 + 0,5 \cdot 1,25 \cdot (-4000) = -1800,00 \text{ kNm}$$

Para cada um dos dois momentos fletores calculados, obtém-se as propriedades mecânicas da seção no estágio II (linha neutra e momento de inércia).

Para o momento $M_{1, \text{fad}}$, que é positivo, deve-se verificar se a linha neutra x_{II} cai na mesa:

$$Ax^2 + Bx + C = 0$$

$$A = bf = 3,7$$

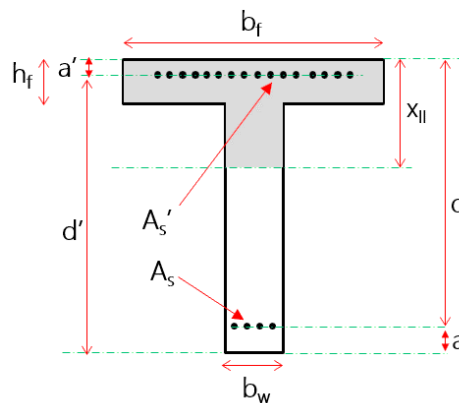
$$B = 2 \cdot n \cdot (A_s + A_s') = 2 \cdot 10 \cdot 10^{-3} (5,325 + 6,976) = 0,2462$$

$$C = -2 \cdot n \cdot (A_s \cdot d + A_s' \cdot a') = -2 \cdot 10 \cdot 10^{-3} (5,325 \cdot 2,45 + 6,976 \cdot 0,05) = -0,267901$$

$$x_{II} = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$x_{II} = 0,2379 \text{m}$$

Como $x_{II} > h_f$, a linha neutra está na alma. Desta forma, o cálculo da linha neutra e do momento de inércia são feitos para o caso 2.



$$Ax_{ii}^2 + Bx_{ii} + C = 0$$

$$A = b_w = 0,4$$

$$B = 2 \cdot [h_f \cdot (b_f - b_w) + n \cdot (A_s + A_s')] = 2 \cdot [0,2 \cdot (3,7 - 0,4) + 10 \cdot 10^{-3} (5,325 + 6,976)] = 1,56602$$

$$C = -h_f^2 \cdot (b_f - b_w) - 2 \cdot n \cdot (A_s \cdot d + A_s' \cdot a') = -0,2^2 \cdot (3,7 - 0,4) - 2 \cdot 10 \cdot 10^{-3} (5,325 \cdot 2,45 + 6,976 \cdot 0,05)$$

$$C = -0,39901$$

$$x_{II} = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$x_{II} = 0,2406\text{m}$$

$$I_{II} = \frac{bf \cdot hf^3}{12} + bf \cdot hf \cdot (x_{ii} - 0,5 \cdot hf)^2 + \frac{bw(x_{ii} - hf)^3}{3} + n[As \cdot (d - x_{II})^2 + As' \cdot (x_{II} - a')^2]$$

$$I_{II} = \frac{3,7 \cdot 0,2^3}{12} + 3,7 \cdot 0,2 \cdot (0,2406 - 0,5 \cdot 0,2)^2 + \frac{0,4(0,2406 - 0,2)^3}{3} + 10 \cdot 10^{-3}[5,325 \cdot (2,45 - 0,2406)^2 + 6,976 \cdot (0,2406 - 0,05)^2]$$

$$I_{II} = 0,27957557 \text{ m}^4$$

As tensões nas armaduras devidas ao $M_{1,fad}$ são:

$$\sigma_{s^1} = \frac{n \cdot M_{1,fad} \cdot (d - x_{ii})}{I_{ii}} = \frac{10.2262,5 \cdot (2,45 - 0,2406)}{0,27957557} = 178,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s^1} = -\frac{n \cdot M_{1,fad} \cdot (x_{ii} - a')}{I_{ii}} = -\frac{10.2262,5 \cdot (0,2406 - 0,05)}{0,27957557} = -15,42 \text{ MPa}$$

Para o momento $M_{2,fad}$, que é negativo, a linha x_{II} sempre cai na alma.

$$Ax^2 + Bx + C = 0$$

$$A = bw = 0,4$$

$$B = 2 \cdot n \cdot (As + As') = 2 \cdot 10 \cdot 10^{-3} (5,325 + 6,976) = 0,2462$$

$$C = -2 \cdot n \cdot (As \cdot a + As' \cdot d') = -2 \cdot 10 \cdot 10^{-3} (5,325 \cdot 0,05 + 6,976 \cdot 2,45) = -0,347149$$

$$x_{II} = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$x'_{II} = 0,6735\text{m}$$

$$I_{II} = \frac{bw \cdot x_{ii}^3}{3} + n[As' \cdot (d' - x_{II})^2 + As \cdot (x_{II} - a')^2]$$

$$I_{II} = \frac{0,4 \cdot 0,6735^3}{3} + 10 \cdot 10^{-3} \cdot [6,976 \cdot (2,45 - 0,6735)^2 + 5,325 \cdot (0,6735 - 0,05)^2]$$

$$I_{II} = 0,2816069793 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{s^2} = -\frac{n \cdot |M_{2,fad}| \cdot (x_{ii} - a')}{I_{ii}} = -\frac{10.1800 \cdot (0,2406 - 0,05)}{0,2816069793} = -12,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s^2} = \frac{n \cdot |M_{2,fad}| \cdot (d' - x_{ii})}{I_{ii}} = \frac{10.1800 \cdot (2,45 - 0,2406)}{0,2816069793} = 141,22 \text{ MPa}$$

Os valores das variações de tensões na armadura positiva e na armadura negativa são dados, respectivamente, por:

$$\Delta\sigma_s = |\sigma_{s^2} - \sigma_{s^1}| = |-12,18 - 178,8| = 190,98 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{s'} = |\sigma_{s'^2} - \sigma_{s'^1}| = |141,22 - (-15,42)| = 156,64 \text{ MPa}$$

O valor de variação de tensão da armadura positiva está acima do limite para bitola de 25mm (180 MPa). Portanto as armaduras não passam no Estado Limite de Fadiga. Utilizando o auxílio do Excel, aumenta-se as áreas de aço positiva e negativa até que se obtenha valores de variação de tensão abaixo de $\Delta s, \text{fad}$. Os valores finais obtidos são de:

$$\mathbf{A_s = 111,82 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{A_{s'} = 97,67 \text{ cm}^2}$$

Por meio da relação entre os valores de $\Delta\sigma_s$ e o limite de trabalho para esta situação (180 MPa), podemos ter a consciência em que zona a peça está trabalhando, se segura ou não.

Para esses valores de A_s , se obtém os seguintes valores de $\Delta\sigma_s$:

$$\Delta\sigma_s = 159,70 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{s'} = 122,21 \text{ MPa}$$

Seguindo o que foi dito anteriormente, veremos quais são os valores de k , para uma armadura de bitola de 25mm.

$$k = 100 \times \frac{\Delta\sigma}{\Delta s, \text{fad}}$$

$$k = 100 \times \frac{159,70}{175}$$

$k = 91,26\%$ ou seja, com esse valor de A_s a armadura positiva estará trabalhando a 91,26% da sua capacidade de fadiga, sem nenhuma corrosão ter atuado sobre o aço.

$$k' = 100 \times \frac{\Delta\sigma'}{\Delta s, \text{fad}}$$

$$k' = 100 \times \frac{122,21}{175}$$

$k' = 69,84\%$ ou seja, com esse valor de $A_{s'}$ a armadura negativa estará trabalhando a 69,84% da sua capacidade de fadiga, sem nenhuma corrosão ter atuado sobre o aço.

Então foi realizado uma simulação, no Excel, em que se foi reduzindo gradativamente os valores de A_s e $A_{s'}$, como se estivessem reduzindo a área de aço útil para resistência dos esforços devido a corrosão do aço. Com os valores foi montado um gráfico para ilustrar como se comporta o estado de trabalho da peça mediante o aumento gradativo da corrosão na ponte.

A linha azul se refere a armadura positiva, enquanto a linha preta a armadura negativa. No gráfico foi delimitado a linha tracejada vermelha nos 100%, que representa o estado de trabalho máximo da estrutura, o ideal é que ela não ultrapasse esse limite.

À primeira vista, já se pode observar que a equação que mais precisamente rege o comportamento da peça é a equação exponencial. É interessante também o fato de que ambas as equações forneceram um valor de 'x' no expoente da equação muito próximos, '0,015x' para a armadura positiva e '0,016x' para armadura negativa, o que pode indicar um possível padrão de comportamento. O valor de R² também está próximo de 1, o que é aceitável. Para exemplificação, para a armadura positiva, se o conjunto corroer cerca de 15%, caracteriza uma zona de atenção (limite). Já para a armadura negativa quando corroída cerca de 52% entra na zona de atenção. Essa maior tolerância à corrosão da armadura negativa em relação a positiva à primeira vista se deriva do fato que a armadura positiva já se inicia em um estado de trabalho maior, porém analisaremos nos outros casos se isso se repete.

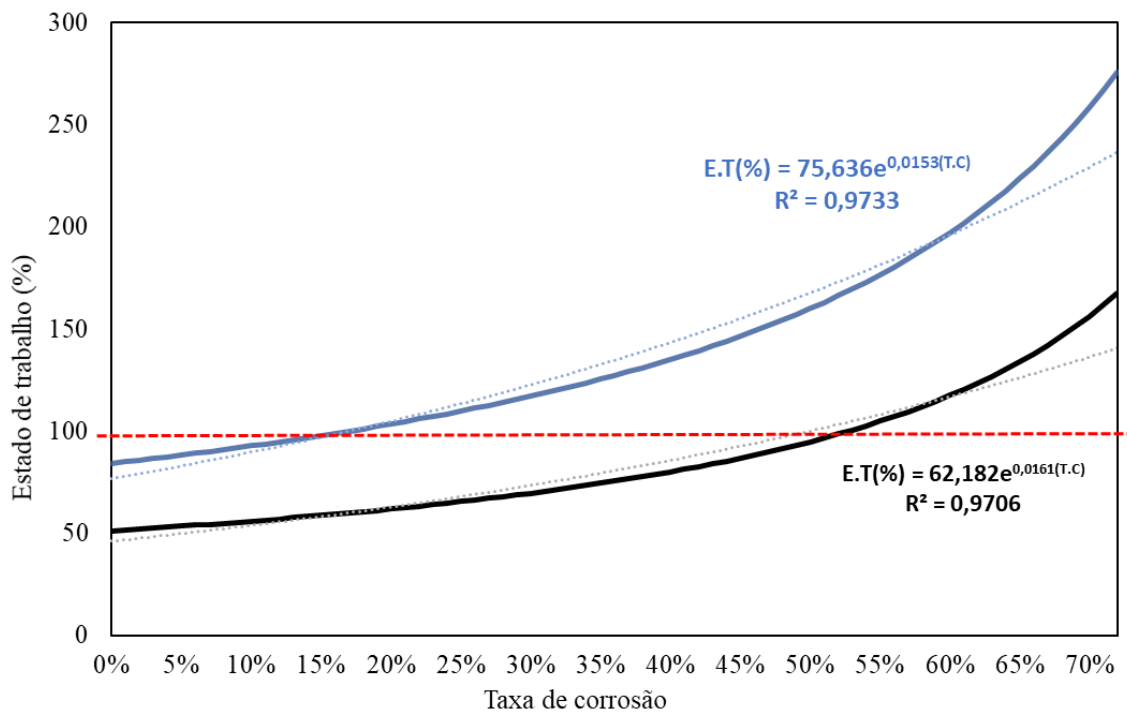


Figura 497: Gráfico da variação da vida útil [E.T.(%)] mediante a corrosão [T.C.(%)]

➤ Caso 2

Valores iniciais do projeto

Fck = 30 Mpa n = 10 aço CA-50

bw	b1	b2	h	hf	bf	Comp. Transversal	Comp. Longitudinal	Comp. Balanço
0,4 m	0,15 m	0,15 m	2,5 m	0,2 m	3,7m	12 m	25 m	2 m

Os momentos de projeto são:

Momento permanente (Mg): 700 kNm

Momento positivo devido a carga móvel (Mq+): 4549,6 kNm

Momento negativo devido a carga móvel (Mq-): -8410,67 kNm

O procedimento de cálculo é o mesmo da situação anterior, a única diferença são os valores de momento, que são maiores que o do primeiro caso. Seguindo todo o processo de cálculo como descrito, se chega aos seguintes valores finais de armaduras e variações de tensões.

$$A_s = 300 \text{ cm}^2$$

$$A_{s'} = 206 \text{ cm}^2$$

$$\Delta\sigma_s = 122,7 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{s'} = 123,8 \text{ MPa}$$

Com esses valores se define o valor de k e k' , que valem respectivamente, 70,1% e 70,8%, ponderando que também foi calculado levando em consideração um aço de bitola de 25mm. Mais uma vez foi traçado o gráfico, que é mostrado abaixo. Dessa vez ambas armaduras apresentaram um comportamento muito semelhante, praticamente uma curva sobre a outra, alcançando seu limite de trabalho quando a armadura é corroída entre

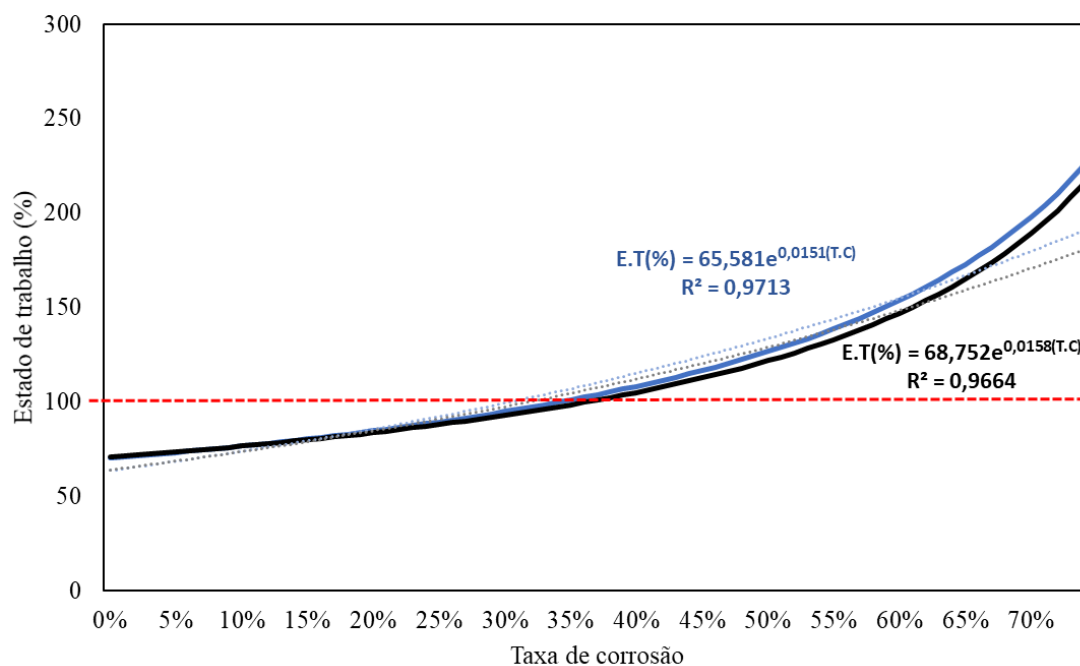


Figura 508: Comportamento para o caso 2

35 e 40%. Outro fator interessante é que o valor do termo de x se apresentou muito semelhante com o do caso 1, se fixando na casa de '0,015x'.

➤ Caso 3

Valores iniciais do projeto:

$F_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $n = 10$ aço CA-50

bw	b1	b2	h	hf	bf	Comp. Transversal	Comp. Longitudinal	Comp. Balanço
0,5 m	0,15 m	0,15 m	2,7 m	0,25 m	4,4 m	15 m	30 m	3 m

Os momentos de projeto são:

Momento permanente (Mg): 1000 kNm

Momento positivo devido a carga móvel (Mq+): 5680 kNm

Momento negativo devido a carga móvel (Mq-): -8533,33 kNm

Nesse caso, além do aumento dos esforços, também foi mudado as dimensões da peça, e os vãos a se vencerem, afim de verificar se esses fatores influenciam no comportamento da equação. Os resultados para essa situação foram os seguintes:

$$A_s = 240 \text{ cm}^2$$

$$A_{s'} = 180 \text{ cm}^2$$

$$\Delta\sigma_s = 139,1 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{s'} = 111,7 \text{ MPa}$$

$$k = 79,5\%$$

$$k' = 63,8\%$$

A armadura positiva voltou a ter menos tolerância a corrosão, atrelado ao fato de seu valor de $\Delta\sigma$ ter sido maior que o da armadura negativa. A corrosão para atingir o nível limite na armadura positiva ficou entre 15% e 20%, já para a armadura negativa ficou próximo a 40%. Interessante notar que mesmo com todas as variações entre os três casos, até agora não houve uma mudança brusca no valor do termo de x , se mantendo entre 0,015x e 0,016x, sendo uma forte hipótese de que a relação entre corrosão e o estado útil de fadiga seja regida por esse termo no expoente neperiano.

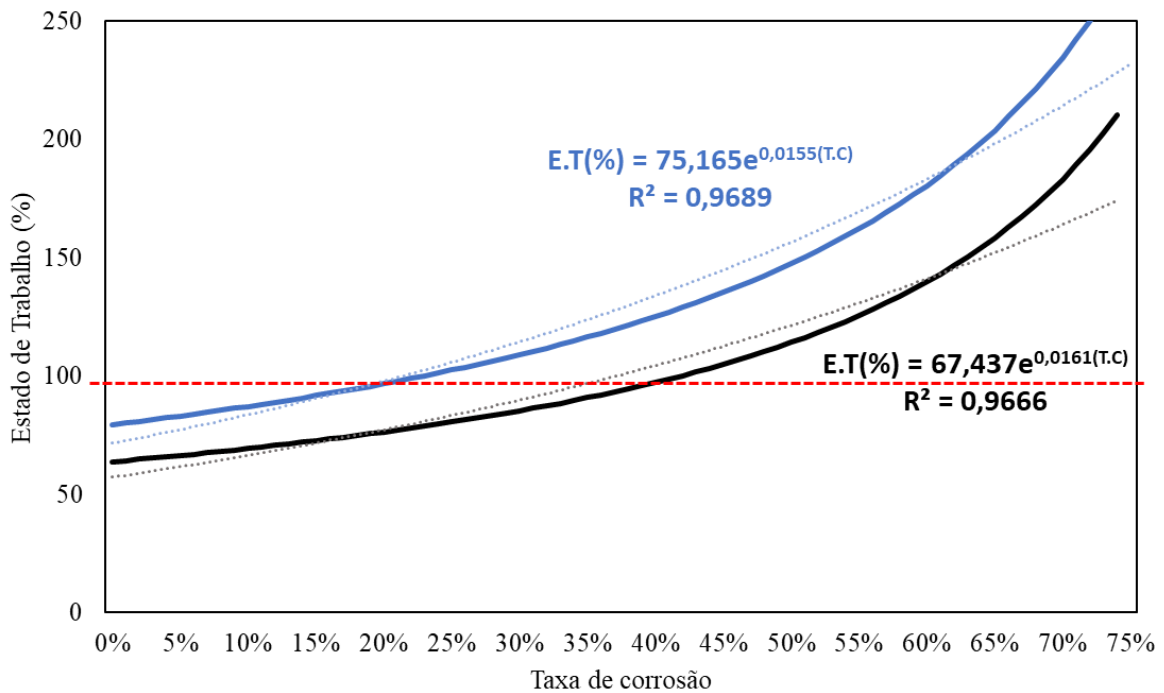


Figura 4951: Comportamento para o caso 3

➤ Caso 4

Valores iniciais do projeto:

$F_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $n = 10$ aço CA-50

bw	b1	b2	h	hf	bf	Comp. Transversal	Comp. Longitudinal	Comp. Balanço
0,5 m	0,15 m	0,15 m	2,7 m	0,25 m	2 m	11 m	10 m	0 m

Os momentos de projeto são:

Momento permanente (Mg): 500 kNm

Momento positivo devido a carga móvel (Mq+): 1773,33 kNm

Momento negativo devido a carga móvel (Mq-): -533,33 kNm

Nesse caso, foram estipulados valores comuns a pontes de pequeno porte, afim de observar se para pequenas estruturas o comportamento é o mesmo, visto que os casos anteriores eram características de pontes de médio porte. Os resultados para essa situação foram os seguintes:

$A_s = 80 \text{ cm}^2$

$A_{s'} = 60 \text{ cm}^2$

$$\Delta\sigma_s = 135,1 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{s'} = 124,5 \text{ MPa}$$

$$k = 77,2\%$$

$$k' = 71,1\%$$

Mais uma vez, até mesmo para uma ponte de pequena dimensão, o comportamento apresentou o mesmo padrão do caso anterior, os valores de $\Delta\sigma$ para as duas armaduras ficaram muito próximos, a corrosão máxima admissível ficou em cerca de 25% para a armadura positiva e 35% para armadura negativa. O coeficiente multiplicador de x também se assemelhou aos demais, '0,0158x' para armadura positiva e '0,0162x' para armadura negativa.

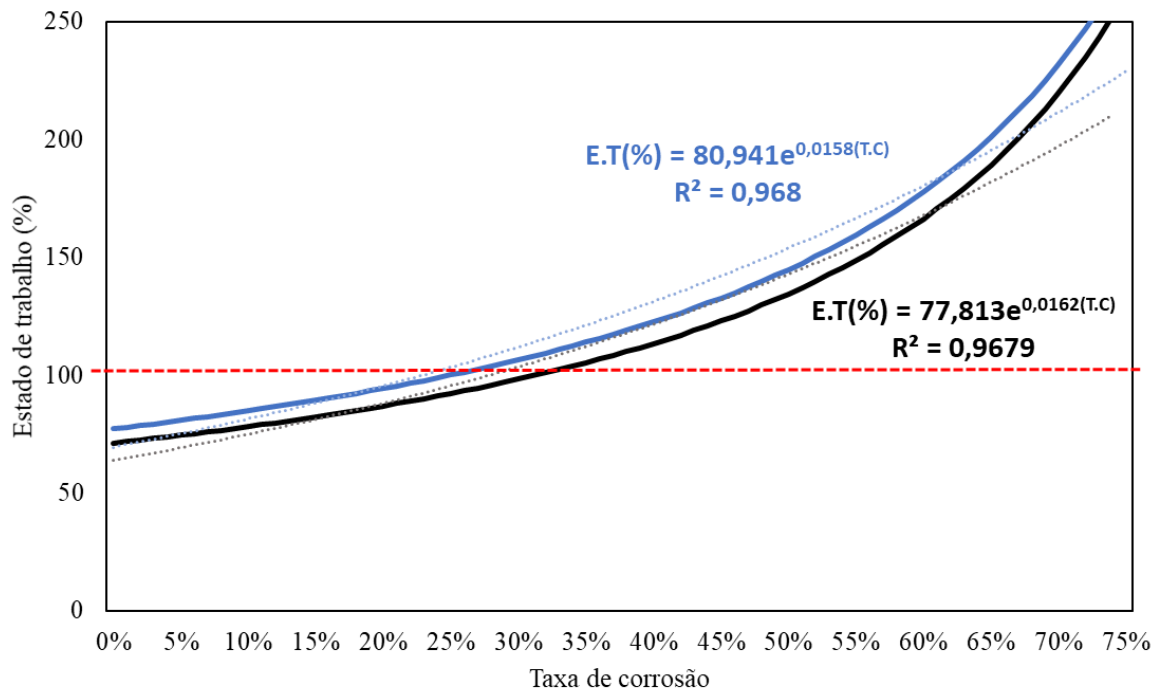


Figura 50: Comportamento caso 4

Como se pode observar pelos testes mostrados acima as curvas seguem uma equação exponencial, porém seus valores numéricos não foram ainda destrinchados, é fato que quanto maior for o valor de k maior será o valor da constante inicial da equação.

Toda equação exponencial é constituída genericamente pela seguinte fórmula:

$$y = C_1 e^{C_2 \cdot x}$$

No seguimento, será realizada uma adaptação para definir uma expressão mais precisa, sendo assim, destrinchando os valores de C_1 e C_2 .

3.3 Valor de C_1

Como se pode observar, as equações das linhas de tendência não atendem ao primeiro ponto perfeitamente, pois quando x for igual a 0, o valor da imagem deve ser o do próprio C_1 , que em todos os casos estudados não corresponderam ao valor inicial de k, isso não significa que a equação não é válida, mas sim que ela faz um ajuste para que aquela equação se aproxime do resultado ao longo da maioria dos pontos, tendo um pouco de divergência nas extremidades, porém na faixa dos 100%, que é nosso principal foco, as imagens são praticamente iguais.

Então para saber qual será o resultado de C_1 para qualquer situação, foi montado um gráfico entre os valores de k encontrados e os seus respectivos valores de C_1 .

k ou k'	C_1
69,84	62,18
73,20	65,58
75,40	66,70
76,40	67,44
77,70	68,75
78,30	69,38
84,50	75,17
91,26	82,12

Tabela 12: Valores de k e C_1

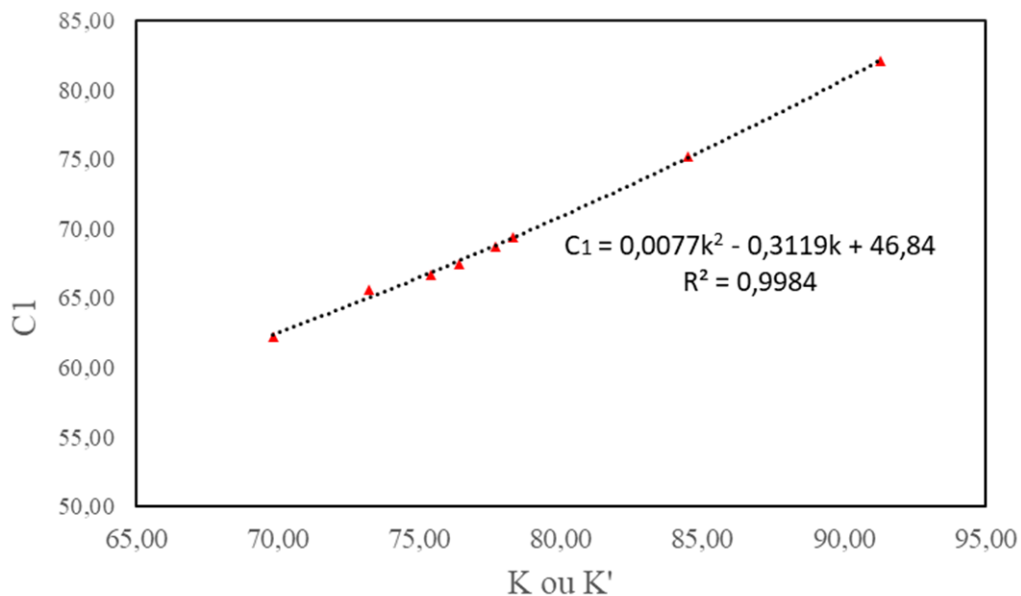


Figura 5152: Gráfico de k vs C_1

Com os pontos plotados, a equação que apresentou o R^2 mais próximo de 1, ou seja, a que melhor descreveu a curva foi uma equação polinomial de grau 2, que tem a seguinte formulação:

$$C_1 = 0,0077k^2 - 0,3119k + 46,84$$

Lembrando que o valor de k significa a razão entre $\Delta\sigma$ e $\Delta s, fad$, então assim, podemos definir o valor de C_1 da seguinte maneira:

$$C_1 = 0,0077 \left(\frac{100\Delta\sigma}{\Delta s, fad} \right)^2 - 0,3119 \left(\frac{100\Delta\sigma}{\Delta s, fad} \right) + 46,84$$

Assim podemos concluir que o valor de C_1 corresponde a uma equação quadrática de tal forma como foi mostrada acima.

3.4 Valor de C_2

O valor de C_2 corresponde ao fator que multiplica x no argumento da equação exponencial. Esse valor foi semelhante entre todos os casos apresentados, variando entre 0,0153 e 0,0162, sendo que essa variação é muito pequena, e apresenta mudanças apenas na terceira casa decimal do número neperiano. Assim sendo, seria pouco prático e objetivista formular uma equação para essa constante, sendo mais viável procurar a média entre todos os valores. Todos os valores encontrados para C_2 foram os seguintes:

Valores de C_2							
0,0151	0,0153	0,0155	0,0158	0,0158	0,0161	0,0161	0,0162

O valor médio encontrado foi de 0,0157, podendo, para fins práticos ser definido como o valor de C_2 .

3.5 Equação final

Com os valores de C_1 e C_2 definidos, podemos dar uma formulação geral para a curva de corrosão vs estado útil de pontes de concreto que sofrem com essa ação deletéria em suas armaduras, da seguinte maneira:

$$y = C_1 e^{C_2 \cdot x}$$

$$E.U(\%) = \left[0,0077 \left(\frac{100\Delta\sigma}{\Delta s, fad} \right)^2 - 0,3119 \left(\frac{100\Delta\sigma}{\Delta s, fad} \right) + 46,84 \right] e^{0,0157(T.C)(\%)}$$

Sendo que o valor de $\Delta\sigma$ é relativo as características de cada estrutura, como esforços, geometria entre outros. Já o valor de Δs , f_{ad} depende do material escolhido, principalmente a bitola do aço. O valor de x é a porcentagem da corrosão que atingiu a peça. Sempre aparecerá um pequeno erro, que oriunda do valor do R^2 não ter dado exatamente 1.

O problema é que para utilizar essa equação e encontrar o valor correto do estado útil, o valor $\Delta\sigma$ tem que ser o correspondente ao da armadura já corroída, ou seja, o valor de $\Delta\sigma$ varia ao longo das interações. Fica muito oneroso então ter que sempre refazer todo o processo de cálculo para a armadura já corroída. A solução encontrada foi utilizar um software de programação que recebesse o valor do 'As' original e então com base na corrosão atuante, retornar o estado útil da peça.

Como se pôde observar, em alguns casos se tolerou uma corrosão de mais de 30% em algumas situações. Isso não significa que por estar dentro do estado útil, não é necessário nenhum tratamento na estrutura, pelo contrário, uma corrosão de 30% , por exemplo, compromete a estrutura em outras áreas, comprometendo a estrutura como um todo, principalmente quando se analisa esse fator sobre a ótica do estado de limite último.

3.6 Programação em *Python*

Para realizar a tarefa acima descrita, foi utilizado o código de programação em *python*, por ser um código de fácil compreensão e abstração, até mesmo por aqueles que não possuem familiaridade com programação. O *python* é uma linguagem de programação de alto nível, interpretada, de script, imperativa, orientada a objetos, funcional, de tipagem dinâmica e forte. O que fornece auxílio válido para a resolução do nosso problema.

O código lê informações fornecidas pelo usuário como os valores de projeto das armaduras, as cargas a qual a estrutura está submetida, as dimensões de projeto das vigas e também a taxa de corrosão da área de aço verificada *in loco*. Com esses dados em mãos o código executa todo o procedimento de cálculo e retorna o estado de trabalho em termos percentuais. O único requisito é o usuário instalar o código *python* em sua máquina, o que é de fácil execução e gratuito, pois o *python* é uma linguagem acessível a todos. Abaixo estão imagens que ilustram o código e o seu resultado para o caso 1. Observa-se que os resultados representam corretamente os do gráfico do caso 1.

```

C:\Windows\py.exe
Valor da armadura positiva:111.82
Valor da armadura negativa:97.67
Bitola da armadura:25
Valor de n:10
Momento positivo atuante:3200
Momento negativo atuante:3300
Altura da mesa da viga:0.2
Base da mesa da viga:3.7
Base da alma da viga:0.4
Comprimento de recobrimento:0.05
Altura total da viga:2.5
Taxa de corrosão observada na armadura positiva:12
Taxa de corrosão observada na armadura negativa:16
Estado de trabalho Armadura Positiva: 95.01
Estado de trabalho Armadura Negativa: 59.17
Deseja reiniciar s/n?

```

Figura 532: Resultado para o caso 1

3.7 Outras bitolas

Foi realizada a verificação do estado de serviço para aços de bitolas diferentes, com o objetivo de se observar o comportamento da curva de corrosão. Os cálculos foram realizados com a bitola de 16mm e com a bitola de 40mm.

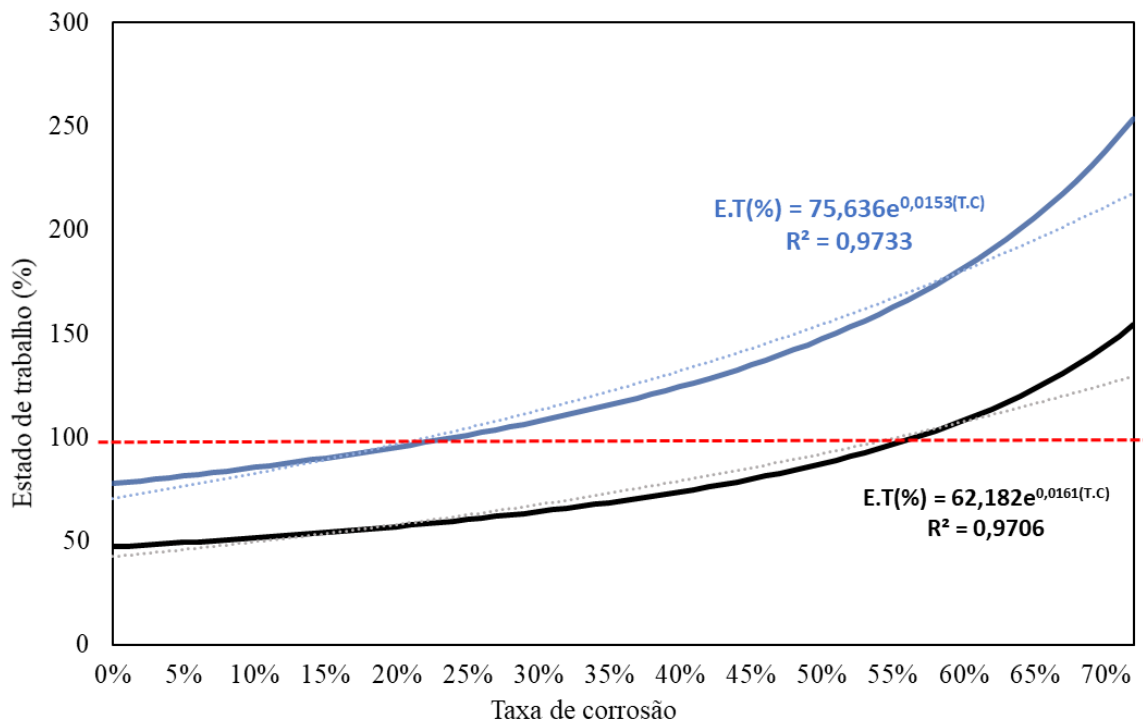


Figura 543: Comportamento do caso 1 para bitola de 16mm

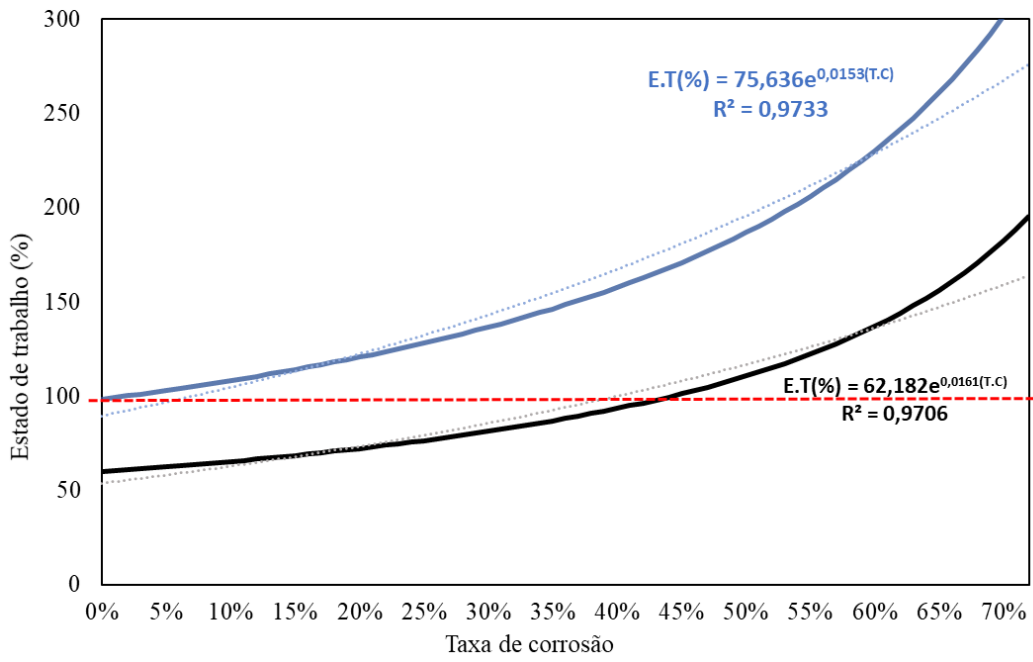


Figura 554: Comportamento do caso 1 para bitola de 40mm

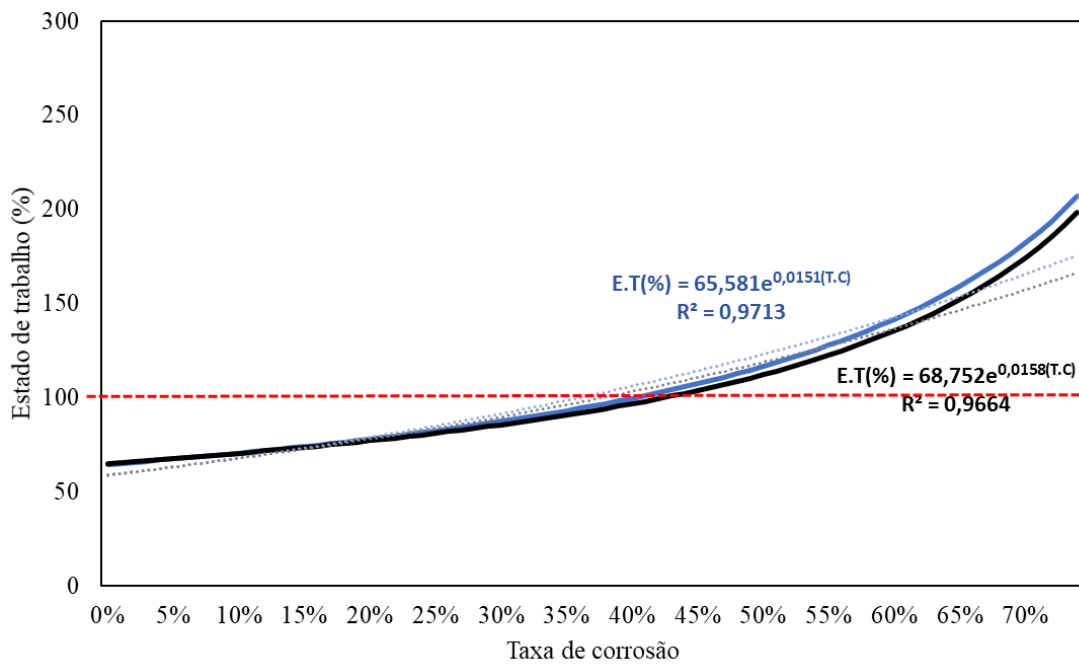


Figura 565: Comportamento caso 2 para bitola de 16mm

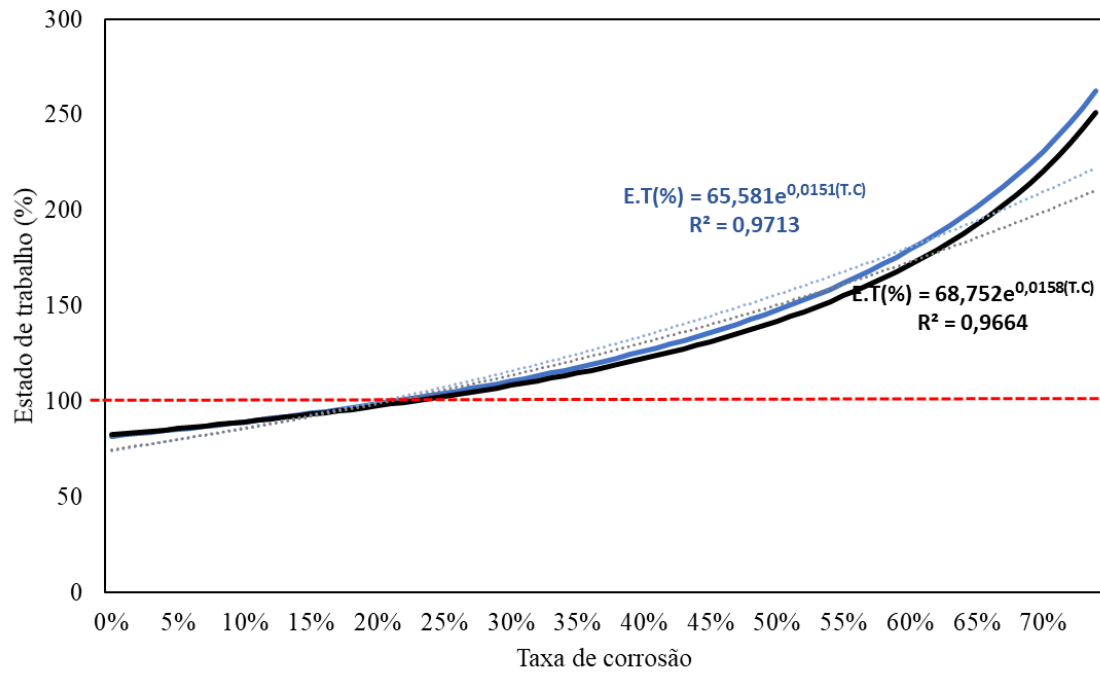


Figura 56: Comportamento do caso 2 para a bitola de 40mm

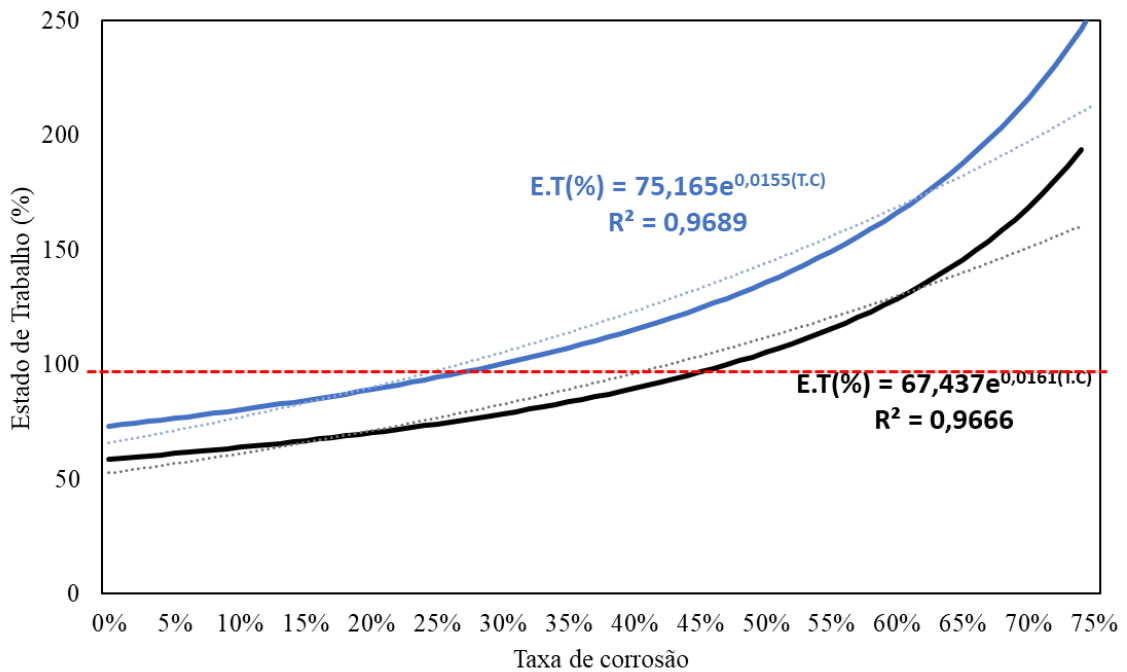


Figura 577: Comportamento caso 3 para bitola de 16mm

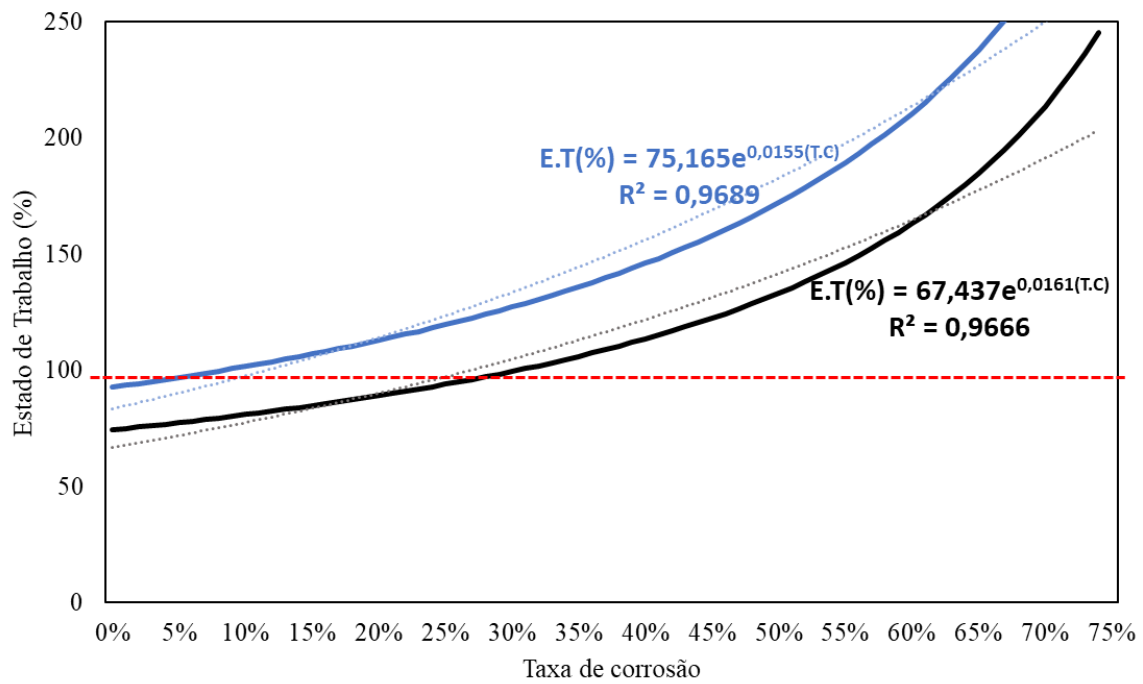


Figura 588: Comportamento do caso 3 para a bitola de 40mm

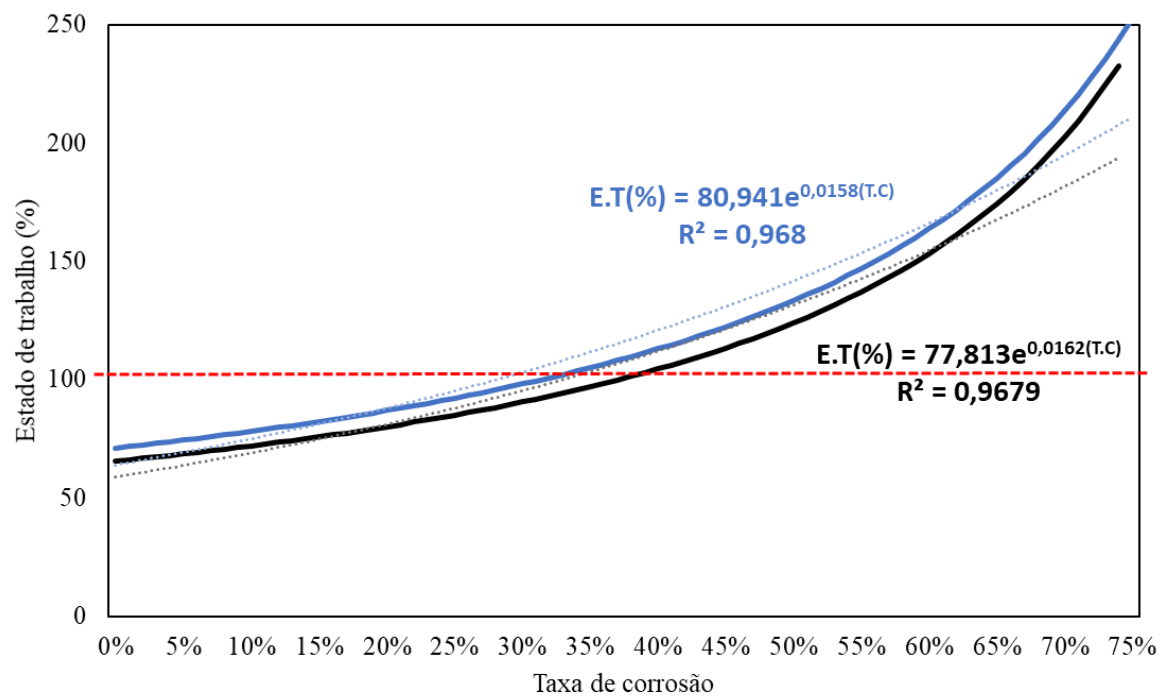


Figura 5959: Comportamento do caso 4 para a bitola de 16mm

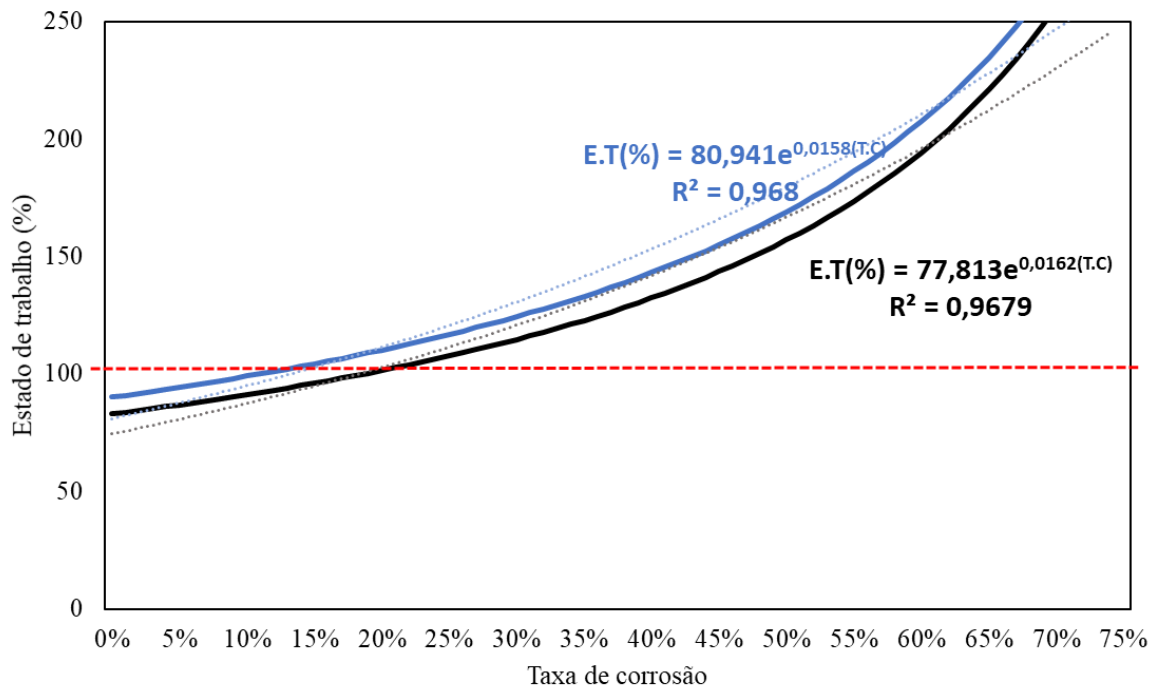


Figura 600: Comportamento do caso 4 para a bitola de 40mm

Como se pode observar, todos os casos apresentaram um comportamento semelhante, que quando se trata da bitola de 16mm há uma maior tolerância a porcentagem da armadura corroída. Isso pode ser explicado pelo fato da constante C_1 ser inversamente proporcional ao valor de Δs , fad, esse valor de acordo com a tabela 6 diminui à medida que se aumenta a bitola do aço utilizada.

4. CONCLUSÃO

Este trabalho teve por propósito caracterizar o comportamento do estado de trabalho de pontes mediante a ação deletéria da corrosão, que entre todas as patologias é a que mais agride esse tipo de estrutura.

Analisado os métodos construtivos das pontes mais antigas até as de hoje, como também as mudanças que ocorreram ao longo da história, e considerando os casos de acidentes com pontes dos últimos vinte anos, foi possível qualificar os principais motivos de danos nas pontes, dentre os quais o que mais depende de uma ação mais prolongada é o fenômeno da corrosão.

Com o levantamento das principais causas de incidentes de pontes, também foi possível descrever as principais regiões acometidas nas pontes, sendo que na ordem da mais atingida para a menos atingida foi a mesoestrutura seguida pela superestrutura e após a infraestrutura.

Considerando as armaduras que compõem as vigas longarinas das pontes de concreto armado, simulou-se a redução progressiva da área de aço por efeito corrosivo e observado como isso influenciava na capacidade de resistência da ponte. Notadamente, essa relação é regida por uma equação exponencial, que tem seu valor inicial baseado no estado de trabalho que a obra é concebida. Assim, foi possível montar uma equação geral que rege esse comportamento com uma boa precisão, sendo necessário que o analista tenha apenas ao valor da variação de tensões no projeto da estrutura e a corrosão que atingiu a peça, mensurada localmente. Se o valor da equação resultar em um número igual ou maior que 100%, indica que a peça está acima do limite máximo, o que significa que está ruindo quanto à fadiga.

$$E.U(\%) = \left[0,0077 \left(100 \Delta\sigma / \Delta s, \text{fad} \right)^2 - 0,3119 \left(100 \Delta\sigma / \Delta s, \text{fad} \right) + 46,84 \right] e^{0,0157(T.C)(\%)}$$

Onde:

E.U é o estado de trabalho da estrutura, em termos percentuais;

$\Delta\sigma$ é a variação entre as tensões para o estado presente da estrutura;

$\Delta s, \text{fad}$ é a resistência à fadiga para determinada bitola de aço;

T.C é a taxa de corrosão verificada na peça, em termos percentuais;

O modelo analítico utilizado assegura dados viáveis, com precisão de cerca de 95%, o que permite compreender o comportamento da estrutura e avaliar o nível de serviço em que ela está operando.

Também foi desenvolvido um código na linguagem de programação *Python*, a fim de que com os dados de entrada que o programa requer seja possível definir o estado útil em que a estrutura se encontra. As informações que são pedidas pelo código são informações simples, como a taxa de corrosão que aflige a peça, bem como seus parâmetros de projeto. Outro ponto importante foi que esse estudo resultou na observação de como a estrutura se comporta diferente apenas com a variação da bitola do aço utilizado.

Estruturas com bitolas menores como as de 16 e 25 possuem mais tolerância aos ataques corrosivos do que as de 32 e de 40, isso se deve ao fato da tensão de fadiga ser menores para as maiores bitolas, e o estado útil ser inversamente proporcional a esse fator, sendo agora necessário maior atenção a estruturas com bitolas de aço grandes.

Importante salientar mais uma vez que este trabalho se limita aos aspectos dimensionais da viga longarina de uma ponte, e todos os valores apresentados para as taxas de corrosão se referem à resistência à fadiga da peça. Assim sendo, caso se observe uma taxa

de corrosão na armadura, que de acordo com esse trabalho se encontra no estado de trabalho útil, o profissional de monitoramento e manutenção não deve concluir de imediato que a estrutura está segura, pelo contrário, deve fazer testes que englobam outros aspectos construtivos do comportamento mecânico da construção. Essas outras verificações devem levar em conta o estado limite último.

Por fim, este estudo contribui para o conhecimento a respeito da relação entre uma patologia muito comum e um tipo de edificação muito comum também, sendo assim, considerado de suma importância para sociedade, pois possibilita aos órgãos competentes como o DNIT e SOP a aquisição de dados a respeito das pontes de qualquer rodovia, onde os dados obtidos por este trabalho servirão de subsídios para futuras ações de monitoramento auxiliando como suporte para posteriores análises, com enfoque na restauração e conservação destas edificações.

Como sugestões para trabalhos futuros, podemos citar a análise do comportamento do estado útil em relação a outra ação deletéria; análise do comportamento do estado de trabalho frente a corrosão, para outras obras de artes; aprimorar o cálculo das Constantes C_1 e C_2 , afim de encontrar um valor de R^2 mais próximo a um, e por último, desenvolvimento de softwares que simulem o estado útil em concatenação com outras patologias.

REFERÊNCIAS

- AMORIM, A. A. de (2010) '**Durabilidade Das Estruturas De Concreto Armado Aparente**'.
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (2014) 'Nbr 6118:2014', **Projeto de estruturas de concreto, procedimento**. Norma Brasileira, p. 238. doi: 01.080.10; 13.220.99.
- BARBOSA, V. A. F. and Correia, V. C. (2017) '**Uma Introdução Ao Estudo Das Pontes Em Viga**', Ciências exatas e tecnológicas, v. 4, pp. 115–138. Disponível em: <https://periodicos.set.edu.br/index.php/cadernoexatas/article/viewFile/3972/2210>.
- BELISÁRIO, E. S. (2015) '**Verificação À Fadiga Em Pontes Rodoviárias De Concreto Armado No Brasil : Avaliação De Critério Normativo Simplificado**', p. 112.
- BRANDÃO, A. M. da (1998) '**Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado**', *Usp*, p. 149.
- CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto – inspeção e técnicas eletroquímicas**. Co-edição, São Paulo: Ed. PINI, Goiânia: Ed. UFG, 1997.
- CORRÊA, I. C. S. (2010) **Topografia aplicada à Engenharia Civil** (12ª Edição Revisada e Ampliada) Departamento de Geodésia Iran Carlos Stalliviere Corrêa'.
- CURCIO, Ronald Cristhian de Lima. **Pontes rodoviárias: levantamento das principais patologias estruturais**. 2008. 88 f. Monografia (Graduação) – Universidade

São Francisco, Curso de Engenharia Civil, Itatiba, 2008.

CUSTÓDIO, V., DE SOUZA, M.;RIPPER, T. (1998) **Patologia E Reforço De Concreto**. Disponível em:
<https://lucasmonteiro.site.files.wordpress.com/2017/08/vicente-custc3b3dio-e-thomaz-ripper-patologia-recuperacao-e-reforco-de-estruturas-de-concreto.pdf>.

EL DEBS, M. K.;TAKEYA, T. (2007) **Introdução às Pontes de Concreto**. São Carlos- SP

DNIT (2010) **‘Manual de recuperação de pontes e viadutos rodoviários’**, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, p. 159. Disponível em:
http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/manuais/documentos/744_manual_recuperacao_pontes_viadutos.pdf.

CURCIO, Ronald Cristhian de Lima. **Pontes rodoviárias: levantamento das principais patologias estruturais**. 2008. 88 f. Monografia (Graduação) – Universidade São Francisco, Curso de Engenharia Civil, Itatiba, 2008.

FORTES, L.R.; ANDRADE, J.C. **Corrosão na armadura do concreto armado: influência dos agentes cloretos e da carbonatação**. 2001.

HELENE, P. R. do L. (1997) **‘Introdução da durabilidade no projeto das estruturas de concreto armado’**, Ambiente Construído, pp. 45–57.

HELENE, P. R. do L. **Corrosão das Armaduras para Concreto Armado**. São Paulo, IPT, PINI, 1986.

LANER, F. J. (2001) **‘Manifestações Patológicas Nos Viadutos, Pontes E Passarelas Do Município De Porto Alegre’**.

LEITE BRAZ, D. H. (2017) *TESE- Universidade Federal do Rio Grande do Norte*, 8, pp.

LEONHARDT, F. (1979) **Vorlesungen über Massivbau: Sechster Teil Grundlagen des Massivbrückenbaues**.

NYSTROM, Lynn (1997) **Barker’s book looks at the history of highway bridges, Spectrum Volume 20 Issue 06**. Disponível em:
<https://scholar.lib.vt.edu/vtpubs/spectrum/sp971002/2b.html> (Accessed: 4 June 2000).

MEIRA, G. R. (2006) **Corrosão de armaduras em estruturas de concreto armado: ensaios eletroquímicos**.

SARTORTI, Artur Lenz. **Identificação de patologias em pontes de vias urbanas e rurais no município de Campinas – SP**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Estruturas); UNICAMP - SP, 2008.

VITÓRIO, J. A. P. (2006) **‘Vistorias , Conservação e Gestão de Pontes e Viadutos de Concreto’**, Anais do 48º Congresso Brasileiro do Concreto (IBRACON), pp. 1–16.

VITÓRIO, J. A. P. (2003) '**Fundamentos da patologia das estruturas nas perícias de engenharia**', Instituto Pernambucano de Avaliações e Perícias de Engenharia, p. 58.
Disponível em:
http://www.vitorioemelo.com.br/publicacoes/Fundamentos_Patologia_Estruturas_Pericias_Engenharia.pdf.

ZANIRATE, M. (2017) '**Principais Patologias Em Estruturas De Concreto De Pontes E Viadutos : Manuseio E Manutenção**', 6127, pp. 93–101.

ANEXO – CÓDIGO DO PROGRAMA EM PYTHON

estadoutil.py - C:\Users\Pedro\Documents\estadoutil.py (3.9.2)

File Edit Format Run Options Window Help

```

1 import sys
2 import os
3 def restart_program():
4     python = sys.executable
5     os.execl(python, python, * sys.argv)
6 import math
7 As=float(input("Valor da armadura positiva:"))
8 Asn=float(input("Valor da armadura negativa:"))
9 bitola = int(input("Bitola da armadura:"))
10 n=float(input("Valor de n:"))
11 M1fad=float(input("Momento positivo atuante:"))
12 M2fad=float(input("Momento negativo atuante:"))
13 hf=float(input("Altura da mesa da viga:"))
14 bf=float(input("Base da mesa da viga:"))
15 bw=float(input("Base da alma da viga:"))
16 a=float(input("Comprimento de recobrimento:"))
17 h=float(input("Altura total da viga:"))
18 Corrosão=float(input("Taxa de corrosão observada na armadura positiva:"))
19 Corrosãol=float(input("Taxa de corrosão observada na armadura negativa:"))
20 d=h-a
21
22 As= As-As*(Corrosão/100)
23 Asn= Asn-Asn*(Corrosãol/100)
24
25 A=bf
26 B=2*n*(As+Asn)/10000
27 C=-2*n*(As*d+Asn*a)/10000
28 X=(-B+(B**2-(4*A*C))**0.5)/(2*A)
29 if (X<hf):
30     A=bf
31     B=2*n*(As+Asn)/10000
32     C=C
33     X=(-B+(B**2-(4*A*C))**0.5)/(2*A)
34     l=(bf*X**3)/3 + n*(As*(d-X)**2+Asn*(X-a)**2)/10000
35 else:
36     A=bw
37     B=2*hf*(bf-bw)+2*n*(As+Asn)/10000
38     C=- (hf**2)*(bf-bw)-2*n*(As*d+Asn*a)/10000
39     X=(-B+(B**2-(4*A*C))**0.5)/(2*A)
40     l=(bf*hf**3)/12 + bf*hf*(X-0.5*hf)**2 + (bw*(X-hf)**3)/3 + n*(As*(d-X)**2+Asn*(X-a)**2)/10000
41     σs1=n*M1fad*(d-X)/(l*1000)
42     σs1n=-n*M1fad*(X-a)/(l*1000)
43
44     A1=bw
45     B1=2*n*(As+Asn)/10000
46     C1=-2*n*(As*a+Asn*d)/10000
47     X1=(-B1+(B1**2-(4*A1*C1))**0.5)/(2*A1)
48     l1=(bf*X1**3)/3 + n*(As*(d-X1)**2+Asn*(X1-a)**2)/10000
49     σs2=n*M2fad*(d-X1)/(l1*1000)
50     σs2n=-n*M2fad*(X1-a)/(l1*1000)
51
52     Δs=abs(σs1-σs2n)
53     Δs1=abs(σs1n-σs2)
54
55     if bitola == 10 or bitola==12.5 or bitola==16:
56         Δsfad=190
57     elif bitola==20:
58         Δsfad=185
59     elif bitola==25:
60         Δsfad=175
61     elif bitola==32:
62         Δsfad=165
63     else:
64         Δsfad=150
65
66     k=(Δs/Δsfad)*100
67     kn=(Δs1/Δsfad)*100
68
69     print('Estado de trabalho Armadura Positiva:', round(k,2))
70     print('Estado de trabalho Armadura Negativa:', round(kn,2))
71
72     reinicia = input("Deseja reiniciar s/n?")
73     if reinicia == 's' or reinicia=='S':
74         restart_program()
75

```