

Especificações de Solicitações e Acções para Projectos de Pontes



2019

Especificações de Solicitações e Acções para Projectos de Pontes

Preâmbulo

O Ministério das Obras Públicas, Habitação e Recursos Hídricos (MOPHRH) em Moçambique é responsável pela Administração Nacional de Estradas de Moçambique, Administração Nacional de Estradas (ANE) e guardião das normas e especificações para o Sector de Estradas de Moçambique. O presente manual especificações de solicitações e acções para projectos de pontes para todo o tipo de estradas e particularmente estradas de alto volume de tráfego. O conteúdo incorpora adequadamente todas as áreas técnicas relevantes e, quando são necessários mais detalhes, os utilizadores podem consultar outros documentos referenciados pelo autor. Este manual é adaptado especialmente para Moçambique e a ANE irá aplicá-lo de acordo com instruções recebidas do Ministério.

Prefácio

As solicitações em pontes são causadas por várias acções incluindo acções permanentes, acções variáveis, acções acidentais e sísmicas. Estas solicitações são usadas para o dimensionamento dos elementos estruturais incluindo superestrutura, pilares e encontros, paredes resistentes, muros ala, muros avenida, fundações das pontes e a avaliação estrutural das pontes existentes. O objectivo destas especificações é de estabelecer um procedimento comum para as acções em pontes rodoviárias, que são apropriadas para as condições existentes em Moçambique. Pontes especiais como pontes apoiadas em cabos, pontes ferroviárias e outras pontes, recorrendo à inovação nos arranjos estruturais e materiais, que exigem estudos complexos, estão fora do âmbito deste manual.

Incentivam-se os utilizadores a contribuírem para futuras edições, anotando quaisquer melhorias necessárias por meio de *retorno* da sua experiência prática.

Agradecimentos

O presente Manual foi preparado através do esforço concertado de muitas partes interessadas, dentro e fora de Moçambique. As imensas contribuições da ANE, dos membros do Grupo de Trabalho Técnico (WG), do Revisor Especialista do Banco Mundial e de outras partes interessadas que incluíram a academia, consultores, engenheiros municipais, Ministério das Obras Públicas, Habitação e Recursos Hídricos, Instituto Nacional de Minas (INAMI), UN-Habitat, etc. são dignas de agradecimento. A ANE facultou a liderança e orientação deste trabalho, incluindo a gestão do projecto em geral. Também forneceu informações nos apoios necessários para a entrega bem-sucedida do Manual. Os membros do Grupo de Trabalho, o revisor do Banco Mundial, a academia, consultores e engenheiros municipais levaram a cabo a revisão do manual nos seus diferentes estágios de desenvolvimento e forneceram informações valiosas por meio de deliberações técnicas, comentários, edições e acréscimos.

A produção do presente Manual foi financiada pelo Governo de Moçambique através do Ministério da Economia e Finanças e do Fundo de Estradas, com o apoio do Banco Mundial.

ANE:

Eng. César Macuacua	Director Geral
Eng. Luis Fernandes	Director de Obras de Emergência e Coordenador de Projecto
Eng. Nelson Tsanzana	Directora de Manutenção
Eng. Miguel Coanai	Director de Planificação
Eng. Rubina Normahomed	Chefe da Manutenção
Eng. Calado Ouana Eng. Anibal Nuvunga	Chefe do Departamento de Gestão da Rede Direcção de Planificação
Grupo de Trabalho Técnico	Engenheiros da ANE, Engenheiros do MOPHRH, Engenheiros do Conselho Municipal, Consultores, Academia,
Eng. Marcos Vaz Dos Anjos	Engenheiro de Manutenção

TRL Consortium – Research Consultant:

Eng. Kailashi S. Sharma	Autor Principal
Eng. Kenneth Mukura	Coordenador do Projecto
Eng Piouslin Samuel	Chef de Equipa

Revisores do Grupo de Trabalho:

Eng. Basílio Elias	Empresa de Desenvolvimento de Maputo Sul, E.P
--------------------	---

Financiadores:

Gov. de Moçambique	MOPHRH, Min das Finanças, Fundo de Estradas
Representante do Banco Mundial	Kulwinder S. Rao
Revisor do Banco Mundial	Eng. Júlio Appleton

Abreviaturas

ANE	Administracao Nacional de Estradas
INAM	Instituto Nacional de Meteorologia
LM2	Modelo de Carga-2 (MC1)
LM3	Modelo de Carga-3
OCR	Sobretaxa de Consolidação
PCC	Betão Armado e Pré-esforçado
RCC	Betão Armado
SLS	Estados Limites de Serviço
TS	Sistema Tandem
UDL	Carga Uniformemente Distribuida
ULS	Estados Limites últimos
WG	Grupo de Trabalho

Símbolos

Q_i	Carga axial de Modelo de Carga 1 sobre a via de circulação imaginária número i de uma ponte rodoviária
q_i	Carga vertical uniformemente distribuída de Modelo de Carga 1 sobre a via de circulação imaginária número i de uma ponte rodoviária
$\alpha_{Q_i}, \alpha_{q_i}$	Factores de ajustamentos para alguns modelos de carga para via de circulação i
Q_a	Carga axial isolada de Modelo de Carga 2
β_Q	Factor de ajustamento para Modelo de Carga 2
q_f	Carga vertical uniformemente distribuída sobre os passeios
Q_f	Carga vertical concentrada sobre o passeio
Q_t	Força transversal ou centrífuga sobre uma ponte rodoviária
Q_v	Carga axial vertical
r	Raio de curvatura
Q_l	Forças longitudinais (forças de travagem e aceleração)
Q_{tr}	Força transversal de travagem
p_a, p_p, p_o	Pressão lateral do solo (em kN/m^2) para impulsos activo, passivo e da restante condição, respectivamente
γ	Peso específico do solo (em kN/m^3)
h_{eq}	Altura equivalente do solo para a carga do tráfego
k_a, k_p, k_o	Coefficiente da pressão lateral activa, passiva e normal, respectivamente
F_{wa}	Forças sobre a componente estrutural devido a água
v_b	Velocidade base do vento
A	Área
F_w	Força do vento
Re	Número de Reynolds
T_{max}	Temperatura máxima atmosférica
T_{min}	Temperatura mínima atmosférica
$T_{e\ max}$	Temperatura efectiva da ponte
$T_{e\ min}$	Temperatura mínima efectiva da ponte
T_0	Temperatura inicial quando o elemento estrutural é comprimido
S_e	Espectro de resposta elástica
S_d	Espectro de resposta do projecto
a_g	Aceleração do projecto sobre a terra
S	Factor do solo
q	Comportamento sísmico
Q_c	Cargas de construção
G_k	Valor característico da acção permanente

P	Valor representativo da acção de pré-esforço
Q_{kl}	Valor característico da acção variável predominante
Q_k	Valor característico de acções variáveis acompanhantes
A_d	Valor de projecto dum acção accidental
A_{Ed}	Valor de projecto dum acção sísmica
γ_G	Factor parcial para acção permanente
γ_Q	Factor parcial para acção variável
ψ_0	Factor para valor de combinação dum acção variável
ψ_1	Factor para valor frequente dum acção variável
ψ_2	Factor para valor quase-permanente dum acção variável
$G_{k\ sup}$	Valor característico superior da acção permanente
$G_{k\ inf}$	Valor característico inferior da acção permanente

Glossário de Termos

Caso de Projecto Acidental: O caso de projecto que se refere à condição excepcional da estrutura incluindo impacto de veículo com pilar ou superestrutura ou falha localizada.

Acção Acidental: A acção que comumente tem curta duração mas de magnitude considerável e que é improvável de ocorrer numa estrutura durante a fase de serviço.

Valor da acção variável acompanhante (ψQ_k): Um valor dum acção variável que acompanha acção predominante na combinação. O valor acompanhante dum acção variável pode ser o valor de combinação ($\psi_0 Q_k$), o valor frequente ($\psi_1 Q_k$) ou o valor quase-permanente ($\psi_2 Q_k$).

Acção (F): Um conjunto de forças (cargas) aplicadas sobre a estrutura ou deformações impostas, acelerações causadas como por mudanças de temperatura, variação da humidade, assentamentos diferenciais ou terremotos.

Factor de Comportamento: Um factor usado para o propósito do projecto para reduzir as forças obtidas a partir da análise de acções sísmicas de modo a contabilizá-las para a resposta não-linear dum estrutura, associada com o material, o sistema estrutural e procedimentos do projecto.

O valor característico dum acção: Este refere-se ao valor representativo maior dum acção.

Valor de combinação da acção variável ($\psi_0 Q_k$): Um valor escolhido de modo que a probabilidade dos efeitos causados pela combinação não ser excedidos é aproximadamente a mesma pelo valor característico dum acção individual. Isto pode ser expresso como parte do valor característico usando um ($\psi_0 \leq 1$).

Valor de projecto dum acção: O valor obtido por multiplicar o valor representativo dum acção pelo factor parcial.

Elemento Dútil: Um elemento capaz de dissipar energia por via da formação de deformações plásticas

Estrutura Dútil: Estrutura que face aos movimentos sísmicos pode dissipar quantidades consideráveis de energia absorvida através da formação dum configuração pretendida de deformação plástica ou por outros mecanismos.

Efeito de acção (E): Este refere-se aos efeitos de acções sobre os elementos estruturais como a força interna, momento, estresse, tensão ou sobre toda a estrutura com deflexão, rotação.

Componente Efectica de Temperatura na Ponte: A temperatura, constante sobre a secção transversal, que determina a dilatação ou contracção de um elemento ou estrutura.

Valor Frequente de uma acção variável ($\psi_1 Q_k$): Valor determinado de modo que o tempo total durante o qual este excede o periodo de referência é apenas uma pequena parte dada ou a frequência de ser excedida é limitada ao valor dado. Isto pode ser expresso como parte do valor característico usando um ($\psi_1 \leq 1$).

Estados Limites: Os estados a partir dos quais a estrutura não mais satisfaz o critério do projecto considerado.

Comportamento Limitado Dútil: O comportamento sísmico de pontes sem dissipação considerável de energia na deformação plástica face acção sísmica do projecto.

Acção Permanete (G): A acção permanente que é provável a actuar num período dado de referência e para o qual a variação em magnitude com o tempo é negligenciável ou para o qual a variação é sempre na mesma direcção (monotónica) até a acção atingir um certo valor limite.

Caso Persistente de Projecto: O caso de projecto que é considerável durante um período da mesma ordem como o tempo de serviço da estrutura. Isto refere-se as condições normais de utilização.

Valor quase-permanente de uma acção variável ($\psi_2 Q_k$): Um valor determinado de forma que o período total de tempo para o qual vai ser excedido é uma grande fracção do período de referência. Isto pode ser expresso como parte do valor característico usando um factor ($\psi_2 \leq 1$).

Período de referência: Um período de referência escolhido de tempo que é usado como uma base para avaliar estatisticamente acções variáveis e possivelmente para acções acidentais.

Resistência: Uma capacidade de um elemento ou componente ou secção transversal de um elemento de suporte de acções sem falha mecânica como resistência à flexão, resistência à flambagem, resistência à tensão.

Valor representativo de uma acção: Um valor usado para a verificação de um estado limite, que pode ser valor característico ou um valor acompanhante da acção.

Acção sísmica: A acção que surge devido aos movimentos do terremoto da terra.

Caso sísmico de projecto: O caso de projecto envolvendo condição excepcional da estrutura quando sejeita ao evento sísmico.

Estados limites de serviço: Os estados que correspondem às condições a partir das quais o comportamento de serviço especificado para a estrutura ou elemento estrutural não mais é atingido.

Componente de diferença de temperatura: A parte de um perfil num elemento estrutural representando a diferença de temperatura entre a face exterior do elemento e qualquer ponto na profundidade.

Acções térmicas: Acções térmicas numa estrutura ou um elemento estrutural são aquelas acções que surgem a partir da mudança de temperatura..

Caso transiente de projecto: O caso de projecto que é considerável durante um período mais curto que o de tempo de serviço da estrutura. Isto refere-se às condições temporárias da estrutura como durante a construção ou manutenção.

Estados limites últimos: Os estados associados com o colapso ou outras formas similares de falhas estruturais. Isto corresponde geralmente à carga máxima-resistência de carga de uma estrutura ou elemento estrutural.

Acção variável (Q): A acção para a qual a magnitude varia com o tempo.

Índice

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	OBJECTIVO	1
1.2	ÂMBITO	1
1.3	ACÇÕES EM PONTES	1
2	SOLICITAÇÕES ESTÁTICAS E ESTÁTICAS SOBREPOSTAS	3
2.1	SOLICITAÇÕES ESTÁTICAS	3
2.2	SOLICITAÇÕES ESTÁTICAS SOBREPOSTAS OU SUPERIMPOTAS	3
3	SOLICITAÇÕES DEVIDO AO TRÁFICO	4
3.1	PROJECTO DE VIAS DE CIRCULAÇÃO	4
3.2	DISPERSÃO DE CARGAS DAS RODAS	8
3.3	CARGAS EM PASSEIOS E CICLOVIAS	9
3.4	FORÇA CENTRÍFUGA E OUTRAS FORÇAS TRANSVERSAIS	9
3.5	FORÇAS LONGITUDINAIS	10
3.6	CARGAS NAS PAREDES RESISTENTES DOS ENCONTROS	10
3.7	GRUPO DE CARGAS DEVIDO AO TRÁFEGO	11
4	ACÇÕES ACIDENTAIS	12
4.1	COLISÃO DE VEÍCULO COM OS APOIOS DAS PONTES	12
4.2	COLISÃO DE VEÍCULO COM O TABULEIRO DA PONTE	13
4.3	RODADOS DE VEÍCULOS SOBRE OS PASSEIOS E FAIXAS DE CICLISTAS	13
4.4	COLISÃO DE VEÍCULOS COM OS LANCIS	14
4.5	COLISÃO COM O SISTEMA DE RETENÇÃO DE VEÍCULO	15
4.6	COLISÃO DO VEÍCULO COM ELEMENTOS ESTRUTURAIS SOBRE O TABULEIRO DA PONTE	15
4.7	CARGA SOBRE OS PARAPEITOS PEDESTES	15
5	PRESSÃO DO SOLO SOBRE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	16
5.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS DO PROJECTO	16
5.2	PRESSÃO LATERAL DO SOLO EM SITUAÇÕES COMPLEXAS	16
6	ACÇÕES CAUSADAS PELA ÁGUA	17
6.1	PRESSÃO ESTÁTICA DA ÁGUA	17
6.2	FORÇAS DA CORRENTE DA ÁGUA	17
6.3	EFEITO DE FLUTUAÇÃO	19
7	ACÇÕES DEVIDO AO VENTO	21
7.1	BASE FUNDAMENTAL DA VELOCIDADE DO VENTO	21
7.2	VELOCIDADE BASE DO VENTO	22
7.3	VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO	24
7.4	TURBULÊNCIA DO VENTO	25
7.5	PRESSÃO DA VELOCIDADE DE PICO	25
7.6	FORÇAS DO VENTO SOBRE OS TABULEIROS DAS PONTES	26
7.7	FORÇAS DO VENTO SOBRE OS PILARES	29
8	ACÇÕES TÉRMICAS	34
8.1	TEMPERATURAS EFECTIVAS NA PONTE	34
8.2	MOVIMENTO TÉRMICO	34
8.3	DIFERENÇA DE TEMPERATURA	38
8.4	COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA	39

9 ACÇÕES SÍSMICAS	40
9.1 ZONAS SÍSMICAS	40
9.2 CONDIÇÕES DO SOLO	42
9.3 REPRESENTAÇÃO BÁSICA DA ACÇÃO SÍSMICA	44
9.4 ANÁLISE DAS ACÇÕES SÍSMICAS	50
9.5 MÉTODOS LINEARES DE ANÁLISES	56
9.6 MÉTODOS DE ANÁLISE NÃO-LINEAR.....	60
10 CARGAS DE CONSTRUÇÃO.....	62
11 COMBINAÇÃO DE ACÇÕES E FACTORES PARCIAIS.....	64
11.1 GERAL	64
11.2 PROJECTO DE PONTES AOS ESTADOS LIMITES	65
11.3 COMBINAÇÃO DE ACÇÕES	66
12 REFERÊNCIAS	72
APÊNDICE A: PRESSÃO DO SOLO SOBRE OS MUROS DE SUPORTE/RETENÇÃO	74
A.1 PRESSÃO LATERAL DO SOLO PARA SOLOS NÃO-COESIVOS	74
A.2 PRESSÃO LATERAL DO SOLO PARA SOLOS COESIVOS	76

Lista da Tabelas

Tabela 3-1: Projecto de vias de circulação.....	4
Tabela 3-2: Factores de ajustamento α_{Qi} e α_{qi} para Modelo de Carga-1	5
Tabela 3-3: Modelo de Carga 1	5
Tabela 3-4: Força Centrífuga.....	10
Tabela 6-1: Coeficiente k para diferentes formas de pilares.....	18
Tabela 7-1: Velocidade do Vento.....	21
Tabela 7-2: Categoria do Terreno e os Parâmetros.....	24
Tabela 7-3: A largura usada para o cálculo da área de referência (A_{rT}).....	27
Tabela 7-4: Coeficientes de força c_{f0} para secções poligonais.....	31
Tabela 7-5: Rugosidade Superficial Equivalente k	33
Tabela 8-1: Diferença linear de temperatura para os tabuleiros das pontes.....	39
Tabela 8-2: Valores de k_{sur} para diferentes espessuras de revestimento.....	39
Tabela 9-1: Zonas de Terremotos	40
Tabela 9-2: Factores de Importância Sísmica	42
Tabela 9-3: Tipos de solos.....	43
Tabela 9-4: Valores dos parâmetros para o Espectro de Resposta Elástica	45
Tabela 9-5: Valores de Parâmetros do Espectro de Resposta Vertical Elástica.....	47
Tabela 9-6: Valores Máximos do Factor de Comportamento q.....	52
Tabela 11-1: Valores de factores- ψ para Pontes Rodoviárias	65
Tabela 11-2: Valores de Cálculo de Acções para a Verificação de Equilíbrio	68
Tabela 11-3: Valor de Cálculo de Acções para a Verificação de Resistência	69
Tabela 11-4: Valor de Cálculo de Acções para Combinações de Acções Acidentais e Sísmicas	70
Tabela 11-5: Valor de Cálculo de Acções para Combinação.....	71

Lista da Figura

Figura 3-1: Modelo de Carga-1	6
Figura 3-2: Modelo de Carga-2	7
Figura 3-3: Modelo de Carga-3	8
Figura 3-4: Dispersão das cargas da roda	9
Figura 3-5: Carga dinâmica em Passeios e Ciclovias	9
Figura 3-6: Solicitações em Paredes Resistentes	11
Figura 4-1: Força de Colisão nos Apoios das Pontes.....	12
Figura 4-2: Força de Colisão sobre os Tabuleiros das Pontes.....	13
Figura 4-3: Carga Axial Acidental sobre o Passeio ou Faixa de Ciclistas	14
Figura 4-4: Colisão de Veículo sobre Lancis	14
Figura 6-1: Pressão e Velocidade devidas a Corrente de Água.....	19
Figura 7-1: Mapa dos Ventos para Moçambique.....	23
Figura 7-2: Factor de Exposição (c_e) para $c_o=1$ e $k_f=1$	25
Figura 7-3: Coeficientes de Força para os Tabuleiros das Pontes (c_{fT0})	26
Figura 7-4: A largura a ser usada para a área de referência A_{rT}	27
Figura 7-5: Coeficiente de Força c_{f0} para Secções rectangulares.....	30
Figura 7-6: Secção Poligonal Regular e Circunferência Circunscrita	31
Figura 7-7: Coeficiente de força c_{f0} para cilindros circulares	32
Figura 8-1: Mapa de Temperaturas Máximas	36
Figura 8-2: Mapa de Temperaturas Mínimas	37
Figura 8-3: Correlação entre Temperaturas Mínima/Máxima do Ar.....	38
Figura 9-1: Mapa de zonas de terremotos.....	41
Figura 9-2: Espectro de Resposta Sísmica Horizontal Elástica (5% de amortecimento).....	46
Figura 9-3: Espectro de Resposta de Projecto Normalizado, $q = 1$)	49
Figura 9-4: Ponte Enviada.....	51
Figura 9-5: Comportamento Sísmico da Estrutura	55
Figura A-1: Impluso Activo	75
Figura A-2: Impulso Passivo	75



1

Introdução

1 Introdução

1.1 Objectivo

As Especificações de Acções para as Pontes foram preparadas com o objectivo de assistir os projectistas e outros utilizadores em determinar várias acções nas pontes sobre as estradas, as quais são necessárias para o dimensionamento de diferentes componentes de pontes sobre elas. Este Manual não inclui o cálculo estrutural de pontes. O objectivo destas especificações é de estabelecer um procedimento comum para as acções em pontes rodoviárias, que são apropriadas para as condições existentes em Moçambique.

1.2 Âmbito

ANE é responsável pela gestão da rede rodoviária classificada, composta por Estradas Primárias, Secundárias, Terciárias e Vicinais. O escopo abrange a determinação de acções e forças para as quais as pontes estão sujeitas, limites da sua aplicação, combinações de acções e factores parciais a serem aplicados para o dimensionamento aos estados limites de novas pontes sobre as estradas.

As solicitações em pontes são causadas por várias acções incluindo acções permanentes, acções variáveis, acções acidentais e sísmicas. Estas solicitações são usadas para o dimensionamento dos elementos estruturais incluindo superestrutura, pilares e encontros, paredes resistentes, muros ala, muros avenida, fundações das pontes e a avaliação estrutural das pontes existentes.

Pontes especiais como pontes apoiadas em cabos, pontes ferroviárias e outras pontes, recorrendo à inovação nos arranjos estruturais e materiais, que exigem estudos complexos, estão fora do âmbito deste manual.

1.3 Acções em Pontes

O termo solicitação é tradicionalmente usado para referir a um conjunto de forças aplicadas a uma estrutura ou ao solo, isto é, acções directas. O termo acção é usado mais genericamente para significar ambas solicitações e deformações impostas ou acelerações como as devidas aos movimentos térmicos ou terremotos, isto é, acções indirectas.

1.3.1 Classificação de Acções

Acções podem ser classificadas com base na sua variação com o tempo, como se segue.

Acções permanentes (designadas como G): As acções que são susceptíveis de actuar durante todo o período de referência e a sua intensidade não muda com o tempo ou a sua variação é negligenciável ou para a qual a variação é sempre numa direcção (monotónica) até a acção atingir algum valor limite, isto é, peso próprio da estrutura, elementos fixos, revestimento da estrada, acções indirectas como assentamentos, etc.

Acções variáveis (designadas como Q): A intensidade de mudança frequente com o tempo durante a projecção da vida útil de serviço ou não-monotónica, isto é, solicitações devidas ao tráfego, vento, etc.

Acções acidentais (designadas como A): Estas acções são usualmente de curta duração mas com intensidade considerável que é susceptível de ocorrer sobre a estrutura durante a projecção da vida útil de serviço, isto é, impacto de veículos.

Acções causadas pela água podem ser consideradas como permanentes e/ou variáveis dependendo da variação da sua intensidade com o tempo.

O Capítulo 2 descreve a solicitação estática da estrutura e a solicitação da sobrecarga estática. A solicitação devido ao tráfego e acções acidentais são descritas no Capítulo 3 e Capítulo 4. A pressão do solo sobre as estruturas de contenção e as acções causadas pela água são descritas no Capítulo 5 e Capítulo 6.

Os Capítulos 7, 8 e 9 descrevem as acções do vento, temperatura e terremotos. As solicitações durante a construção são descritas no Capítulo 10.

1.3.2 Combinações de Acções e Factores Parciais

As acções para as quais a ponte podem estar sujeita são aplicadas em várias combinações de modo a garantir a segurança e funcionalidade da estrutura. O Capítulo 11 fornece os métodos para a combinação de acções para os estados limites últimos, verificação dos estados limites de serviço.



2

Solicitações Estáticas e Estáticas Sobrepostas

2 Solicitações Estáticas e Estáticas Sobrepostas

O peso próprio das componentes estruturais e não estruturais pode ser calculado com base na unidade do peso do material para a componente em consideração e das dimensões nominais. O peso próprio dos elementos estruturais e não-estruturais fixos são classificadas como acções permanentes.

2.1 Solicitações estáticas

Solicitações estáticas consistem no peso dos materiais e partes da estrutura que são elementos estruturais como tabuleiro e lajes do tabuleiro mas excluindo o peso dos materiais sobrepostos ou superimpostos como revestimento da estrada, parapeitos ou guardas, tubos, móveis ou equipamentos diversos, etc. As seguintes unidades dos materiais devem ser usadas para o cálculo inicial das solicitações estáticas nominais, a menos que os pesos unitários tenham sido estabelecidos pela pesagem real das amostras representativas.

- Betão simples 24 kN/m³
- Betão armado 25 kN/ m³
- Betão pré-esforçado 25kN/ m³
- Aço 78,5 kN/ m³
- Massa de betão 24 kN/m³

A unidade de peso pode ser aumentada por 1 kN/m³ para o betão não seco ou fresco. Para outros materiais, a unidade deve ser estabelecida pela pesagem corrente das amostras representativas.

2.2 Solicitações estáticas sobrepostas ou superimotas

Solicitações devido à sobrecargas estáticas consistem no peso dos materiais que formam a carga sobre a estrutura como revestimento da estrada, parapeitos, tubos ou condutas, móveis ou equipamentos diversos, etc. mas não são parte dos elementos estruturais. Os seguintes pesos unitários dos materiais deverão ser usados para o cálculo inicial das solicitações de sobrecargas estáticas nominais, a menos que os pesos unitários tenham sido estabelecidos pela pesagem real de amostras representativas.

- Camada de revestimento betuminoso sobre o tabuleiro das pontes 22,5kN/ m³
- Aterro de solo compactado 20 kN/ m³

Os pesos unitários para o betão e aço deverão ser considerados conforme a Secção 2.1. Para os outros materiais, os pesos unitários deverão ser estabelecidos pela pesagem real de amostras representativas.



3

Solicitações Devido ao Tráfico

3 Solicitações Devido ao Tráfego

A solicitação nominal deverá consistir naquela que é gerada devido ao veículo tipo definido neste regulamento. O veículo tipo será considerado a mover-se dentro da largura da estrada entre lancis, paralelo ao comprimento da ponte e a ocupar qualquer posição que vai gerar forças máximas. Para cada veículo tipo, todos os eixos para uma unidade será assumido como actuando simultaneamente na posição causando tensões máximas abrangendo normalmente todas situações previsíveis de tráfego (isto é condições de tráfego na direcção de qualquer via de circulação do tráfego). Os modelos de solicitação definidos neste capítulo serão usados para a projecção de pontes rodoviárias com os comprimentos solicitados até 200 m.

O tráfego e as solicitações em passeios de uso normal serão consideradas como acção variável. As acções devido a colisão de veículos ou a sua presença accidental será considerada como acções devido a situação accidental do projecto. Projecto de Vias de Circulação.

3.1 Projecto de Vias de Circulação

O número de vias de circulação do projecto será a largura total livre da estrada (em metros) entre os lancis divididos por 3. Qualquer alteração futura na largura livre da estrada será considerada na ponte. O número de vias do projecto será tido conforme a Tabela 3-1.

Tabela 3-1: Projecto de vias de circulação

Largura da faixa de rodagem	Número de vias de circulação	Largura de vias de circulação	Largura da área restante
largura < 5,4m	1	3 m	largura - 3
5,4 ≤ largura < 6	2	largura/2	0
6 ≤ largura	$n = \text{Int}(\text{largura}/3)$	3 m	largura - 3 n

Onde a faixa de rodagem dupla sobre a ponte é fisicamente dividida em duas partes separadas por um separador central permanente, significa que toda a faixa de rodagem será dividida em vias de circulação.

O número e a localização das vias sobre a faixa de rodagem deve ser escolhido tal que o efeito dos diferentes modelos de solicitação são os mais adversos. Modelos de Solicitação do Projecto

Carga do tráfego consiste no seguinte

- Modelo de Carga-1
- Modelo de Carga-2
- Modelo de Carga-3

Todas as estruturas permanentes serão projectadas para absorver independentemente as cargas referidas acima. Os modelos de carga em cada via serão aplicados de tal forma que um comprimento esteja disposto longitudinalmente de modo que o efeito mais adverso seja obtido.

A solicitação vertical devido os diferentes modelos de carga é definido conforme se segue.

3.1.1 Modelo de carga 1

O modelo de carga 1, Figura 3-1, consiste na combinação de carga concentrada e uniformemente distribuída. A carga concentrada é um Sistema Tandem (TS) com cada eixo tendo uma carga $\alpha_{Qi} Q_i$. A carga uniformemente distribuída (UDL) tem um valor de $\alpha_{qi} q_i$ por metro quadrado da via do projecto. Os α_{Qi} e α_{qi} são factores de ajustamento. Este modelo será usado para a verificação geral e local.

Os factores de ajustamento α_{Qi} e α_{qi} podem ser tirados da Tabela 3-2.

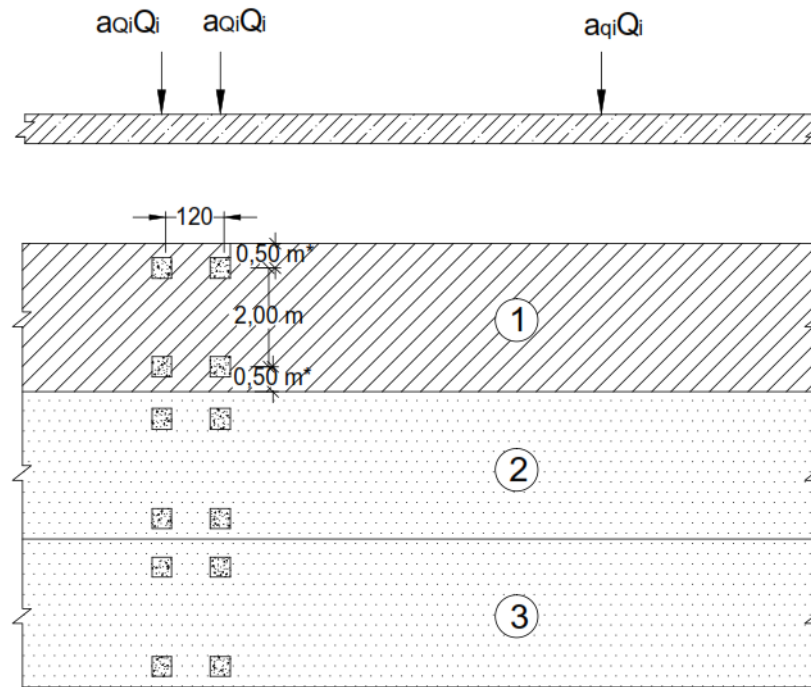
Tabela 3-2: Factores de ajustamento α_{Qi} e α_{qi} para Modelo de Carga-1

Localização	α_{Qi} para TS		α_{qi} para UDL	
	Pontes sujeitas ao tráfego industrial pesado	Pontes sujeitas ao tráfego de composto comum	Pontes sujeitas ao tráfego industrial pesado	Pontes sujeitas ao tráfego de composto comum
Via de circulação 1	1,0	0,9	1,0	0,9
Via de circulação 2	1,0	1,0	1,0	1,0
Via de circulação 3	1,0	1,0	1,0	1,0
Outras vias de circulação	-	-	1,0	1,0
Área restante	-	-	1,0	1,0

O valor característico de Q_i e q_i incluindo amplificações dinâmicas a ser considerado para diferentes vias de circulação são fornecidos na Tabela 3-3.

Tabela 3-3: Modelo de Carga 1

Localização	Sistema Tandem	Sistema UDL
	Carga por eixo	q_i (kN/m ²)
Via de circulação 1	300	9
Via de circulação 2	200	2,5
Via de circulação 3	100	2,5
Outras vias de circulação	0	2,5
Área restante	0	2,5



*Dimensão baseada na largura da faixa de rodagem de 3,00 m.

Figura 3-1: Modelo de Carga-1

Para a via de circulação 1, $Q_1 = 300 \text{ kN}$, $q_1 = 9 \text{ kN/m}^2$

Para a via de circulação 2, $Q_2 = 200 \text{ kN}$, $q_2 = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Para a via de circulação 3, $Q_3 = 100 \text{ kN}$, $q_3 = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Espaçamento dos eixos Tandem = 1,2 m

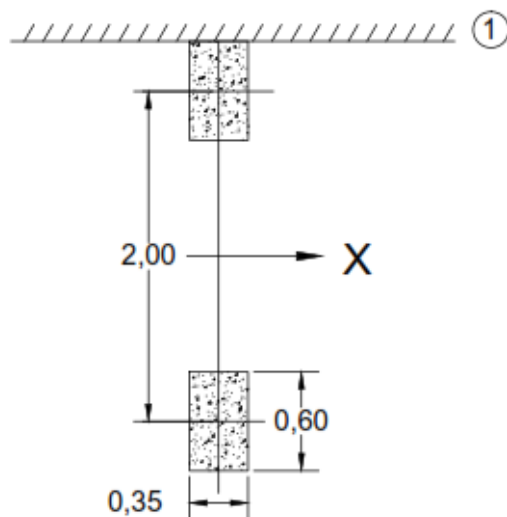
Enquanto aplicando Modelo de Carga-1 (LM-1), as seguintes indicações do manual deverão ser usadas.

- Não mais que um Sistema Tandem deverá ser considerado para o projecto de vias de circulação.
- Sistemas completos Tandem deverão ser tidos em conta.
- Cada tandem deverá ser assumido a movimentar centralmente ao longo das vias de circulação para os efeitos gerais.
- Para os efeitos localizados, onde dois sistemas Tandem são considerados em duas vias de circulação adjacentes, a distância entre os eixos das rodas não poderá ser menor que 0,50 m.
- Cada eixo de um Sistema Tandem é composto por duas rodas idênticas, carga em cada roda igual a $0,5 \alpha_{qi}Q_i$.
- Superfície da área de contacto para cada roda deverá ser um quadrado de 0,40 m de lado.
- Carga uniformemente distribuída deverá ser aplicada sobre as partes adversas relevantes da área de influência.
- Modelo de carga-1 deverá ser aplicado em cada via de circulação e na área sobranete.

3.1.2 Modelo de Carga-2 (LM-2)

O Modelo de Carga-2 consiste de um eixo de carga de $\beta_Q Q_a$ onde Q_a igual a 400 kN incluindo amplificação dinâmica. A carga pode ser aplicada em qualquer posição da faixa de rodagem. Somente uma roda de $200 \beta_Q$ kN pode ser considerada se fôr relevante. A superfície de contacto para cada roda deverá ser levada em conta como um rectângulo de 0,35 m e 0,60 m de lados (Ver a Figura 3-2).

O factor de ajustamento β_Q pode ser tido igual α_{Q1} usado para LM-1 (Modelo de Carga-1)



X - Direcção do eixo longitudinal da ponte
1- lancia

Figura 3-2: Modelo de Carga-2

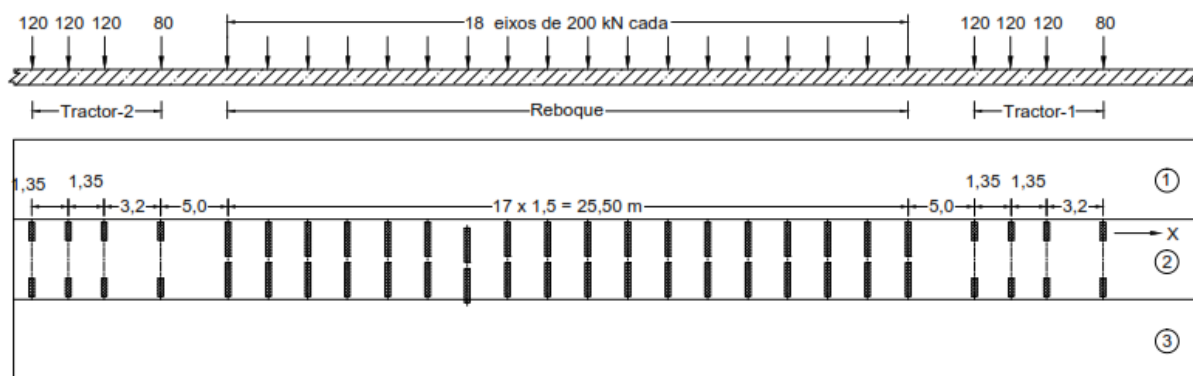
Um factor adicional de carga dinâmica de amplificação como definido abaixo deve ser aplicado na vizinhança das juntas de dilatação.

Factor adicional de amplificação = $1,30 \left(1 - \frac{D}{26}\right)$, deve ser ≥ 1

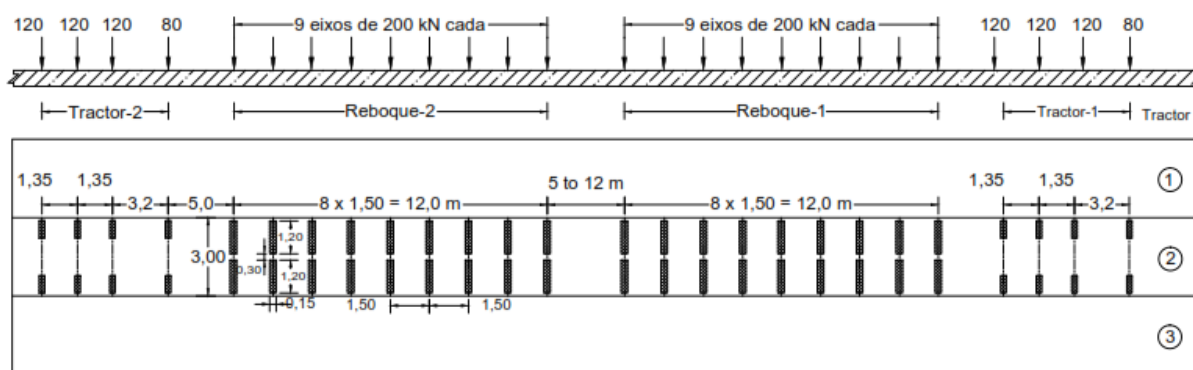
Onde D é a distância da secção de corte considerada a partir da junta de dilatação.

3.1.3 Modelo de Carga-3

O Modelo de Carga mostrado na Figura 3-3 representa Veiculo Especial composto por um conjunto de cargas aplicadas por eixo. Estes veiculos podem mover-se nas rotas permitidas para as cargas anormais e usados a transportar ocasionalmente equipamento e maquinaria pesados como unidades de estator, turbinas, caldeiras, etc. Este Modelo de Carga é adoptado para projectos de novas pontes nas rotas seleccionadas onde a passagem destes veiculos pode ocorrer. Este modelo deve ser usado para as verificações gerais o localizadas.



A: 18 Linhas de eixo de 200 kN /Axle Lines of 200 kN



B: 9 Linhas do eixo de 200 kN +Espaçamento de 5 a 12 m + 9 linhas do eixo de 200 kN

Figura 3-3: Modelo de Carga-3

Movimento de veículos especiais deve ser regulado pelas Políticas do Governo. Os Veículos Especiais são ocasional e nenhum outro veículo deve ser permitido durante a sua passagem nas pontes. Deve circular a uma velocidade baixa (não exceder 5 km/h) e não deve circular na ponte durante a ocorrência de ventos fortes.

Os seguintes pontos devem ser considerados durante o cálculo do efeito de carga.

- Nenhum outro Modelo de Carga deve ser considerado enquanto se aplica o Modelo de Carga – 3 nas pontes com uma única faixa de rodagem. Para as pontes com dupla faixa de rodagem, o tráfego normal pode mover-se na outra faixa de rodagem.
- Posição lateral de veículo especial na ponte deve ser considerada concêntrica a largura da faixa de rodagem com a excentricidade a não exceder 0,30 m.
- Veículos Especiais devem ser autorizadas a circular a velocidade baixa, consequentemente nenhum efeito dinâmico adicional e efeito das travagens devem ser consideradas para o Modelo de Carga-3.

3.2 Dispersão de Cargas das Rodas

As várias cargas de rodas associadas com o Modelo de Carga 1 e 2 são tidas como uniformemente distribuídas das respectivas áreas de contacto das rodas. A dispersão pela camada de desgaste e lajes de betão devem ser tidas no rácio de espalhamento a

profundidade de 1 horizontalmente e 1 verticalmente abaixo do nível da centóide da laje (Figura 3-4).

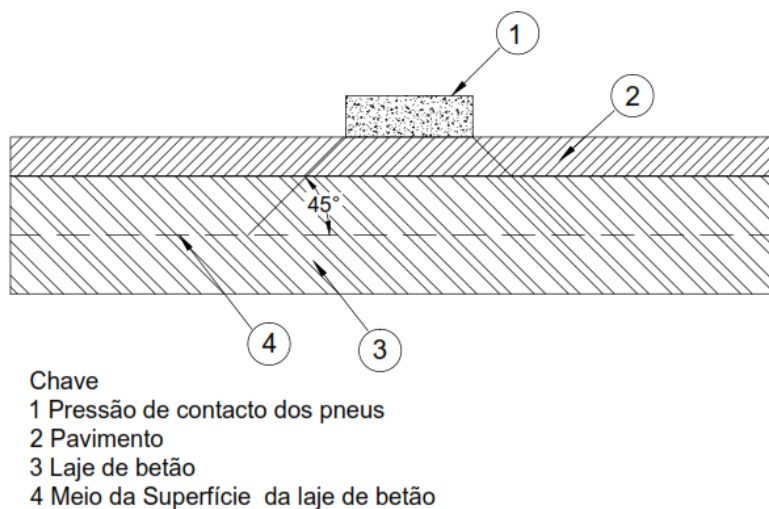


Figura 3-4: Dispersão das cargas da roda

A dispersão através do pavimento e tabuleiros ortotrópicos deve ser tida no espalhamento ao rácio de profundidade de 1 a 1 horizontalmente e verticalmente, respectivamente abaixo do nível do plano médio da chapa do topo da estrutura.

3.3 Cargas em Passeios e Ciclovias

Para as pontes rodoviárias com passeios e ciclovias (Figura 3-5), as seguintes cargas devem ser consideradas.

- 1) Uma carga uniformemente distribuída de q_f deve ser considerada sobre a área usada para peões ou ciclovia, que não é parte da faixa de rodagem para efeitos locais ou gerais. O valor característico de q_f pode ser tomado como 5 kN/m^2 .

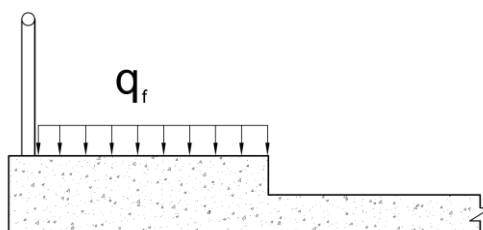


Figura 3-5: Carga dinâmica em Passeios e Ciclovias

- 2) Uma carga concentrada de Q_f igual a 10 kN actuando sobre uma superfície quadrada de $0,10 \text{ m}$ de lado deve ser considerada para efeitos locais.

3.4 Força Centrífuga e outras Forças Transversais

Quando uma ponte rodoviária localiza-se numa curva, os elementos estruturais que são afectados por acção centrífuga do movimento de veículo devem ser projectados para absorver esta acção em adição a todas outras acções que podem absorver.

O valor característico de força centrífuga Q_t deve ser tomado como uma carga pontual actuando no nível de acabamento da faixa de rodagem e radialmente na direcção

transversal do eixo da faixa de rodagem. O valor de força centrífuga Q_t deve ser tomado como dado nas Tabela 3-1 e Tabela 3-4.

Tabela 3-4: Força Centrífuga

Força Centrífuga	Raio da linha central da Faixa de Rodagem
$Q_t = 0,20 Q_v$	Se $r < 200$ m
$Q_t = 40 Q_v / r$	Se $200 \leq r \leq 1500$ m
$Q_t = 0$	Se $r > 1500$ m

Onde,

Q_v = Carga vertical concentrada total máxima do sistema Tandem de Modelo de Carga -1 (em kN) i.é. $\alpha_{Qi}(2Q_i)$

r = raio horizontal da linha central da faixa de rodagem (em m)

Q_t = Força centrífuga (em kN)

Onde fôr relevante, forças laterais resultantes das frenagens envezadas ou derrapagem devem ser tidas em conta. Uma força de frenagem transversal, Q_{tr} , igual a 25% da força longitudinal de frenagem ou aceleração Q_l devem ser consideradas a actuar simultaneamente com Q_l no nível de acabamento da faixa de rodagem.

3.5 Forças Longitudinais

As forças longitudinais são originadas pela frenagem e aceleração dos veículos. A força longitudinal causada pela frenagem é calculda como fracção da carga vertical total máxima correspondente ao Modelo de Carga-1 provável de ser aplicada sobre a Via de Circulação Número 1, conforme se segue:

$$Q_l = 0,6 \alpha_{Q1} (2Q_1) + 0.1 \alpha_{q1} q_1 W_l L$$

Onde, L é o comprimento do tabuleiro ou parte deste em estudo.

O valor máximo da força de frenagem (Q_l) deve ser limitado a 900 KN para a largura total total da ponte.

A força de frenagem actua no nível da superfície da faixa de rodagem e localizada ao longo do eixo de qualquer via de circulação. Se o efeito de excentricidade não é significativo, pode ser considerada aplicada ao longo do eixo da faixa de rodagem e uniformemente distribuida sobre o comprimento carregado.

As forças de aceleração devem ser da mesma intensidade como das forças de frenagem mas actuando em sentido oposto.

As forças horizontais transmitidas para as juntas de dilatação/expansão ou aplicadas aos elementos estruturais que podem ser solicitadas por apenas um eixo, são $Q_l = 0,6 \alpha_{Q1} (Q_1)$.

3.6 Cargas nas Paredes Resistentes dos Encontros

As paredes resistentes dos encontros devem ser projectadas para resistirem às forças longitudinais de frenagem de $0.6\alpha_{Q1}Q_1$, actuando simultaneamente com a carga axial vertical de $\alpha_{Q1}Q_1$ para o Modelo de Carga-1, e a pressão do solo dos aterros sem

considerar a sobrecarga da carga dinâmica. A configuração da carga é apresentada na Figura 3-6.

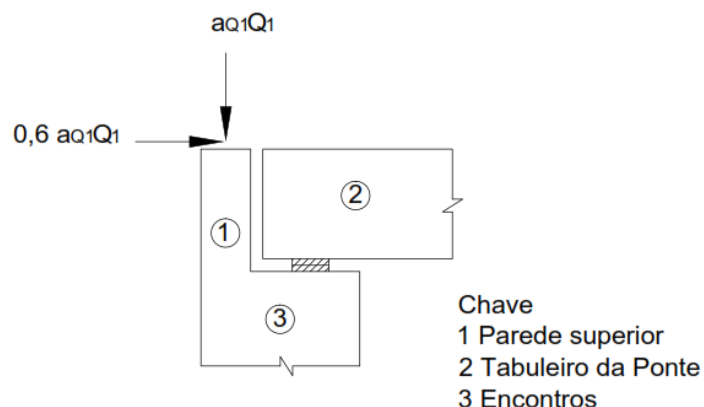


Figura 3-6: Solicitações em Paredes Resistentes

3.7 Grupo de Cargas devido ao Tráfego

3.7.1 Valores característicos da Acção Multi-componentes

A simultaneidade de sistemas de carga como definido anteriormente para o Modelo de Carga-1, Modelo de Carga-2, Modelo de Carga-3, forças de frenagem, força centrífuga e as solicitações para as passareiras devem ser tidas em conta, considerando os grupos de acções como descrito a seguir. Cada um destes grupos, que são exclusivos mutuamente, devem ser considerados como definindo uma acção característica para combinação com outras acções não devidas ao tráfego.

GR1a = Valor característico de LM1/"+" 0.6 vezes valor característico de UDL/CUD em passareiras e ciclovias (q_f)

GR1b = Valores característico de LM2

GR2 = Valor frequente de LM1 "+" Valor característico de forças de frenagem e aceleração (Q_l) "+" Valor característico das forças centrífugas e transversais (Q_t e Q_{tr})

GR3 = Valor característico de UDL/CUD em passeios e ciclovias (q_f)

GR4 = Valor característico de LM3

3.7.2 Valores frequentes da Acção Multi-componentes

A acção frequente deve apenas consistir, quer de valores frequentes de LM1 ou valores frequentes de LM2, ou valores frequentes de acções em passareiras e ciclovias (considerando o mais desfavorável), sem qualquer componente acompanhante.

GR1a = Valor frequente LM1

GR1b = Valor frequente LM2

GR3 = Valor frequente de UDL/CUD em passareiras e ciclovias



4

Acções Acidentais

4 Acções Acidentais

As forças devidas ao tráfego rodoviário em situações de projecto acidental ou face às solicitações acidentais devem ser consideradas, se relevantes, resultando de:

- Colisão de veículos com os pilares da ponte ou outro sistema de apoio, tabuleiro da ponte;
- Presença de rodados de veículos em passeios ou ciclovias (para pontes onde os passeios não são protegidos por elementos rígidos de contenção eficazes)
- Colisão de veículo com os lancis, veículo com as guardas/parapeitos e outros componentes estruturais.

4.1 Colisão de Veículo com os Apoios das Pontes

A força de impacto devido a colisão depende da velocidade de impacto do objecto impactante ou causador do impacto e a distribuição da massa, comportamento de deformação e a característica de amortecimento de ambos o objecto de impacto e a estrutura. Outros factores como o ângulo, a construção do objecto impactante e o movimento do objecto impactante depois da colisão pode ser também relevante. Para o projecto estrutural simplificado as acções devidas ao impacto podem ser representadas por uma força estática equivalente dando efeito da acção equivalente na estrutura representada na Figura 4-1. A análise detalhada a ser levada a cabo para as estruturas importantes usando métodos refinados como análise dinâmica, modelos não-lineares e interação entre a carga e a estrutura.

Os pilares das pontes devem ser protegidos por sistemas rígidos de contenção contra a colisão de veículos. No entanto, os pilares que são susceptíveis a colisão de veículos, uma força de impacto mínima de 1000 kN na direcção do movimento do veículo ou 500 kN na direcção perpendicular àquela deve ser considerada. A altura de alcance da acção desta força de impacto deve ser considerada no ponto mais severo entre 0,75 e 1,50 m da superfície adjacente. Para pilares isolados, a força de impacto pode ser considerada a actuar numa área que for menor, entre 0,50 m de altura por 1,50 m de largura ou a largura do elemento.

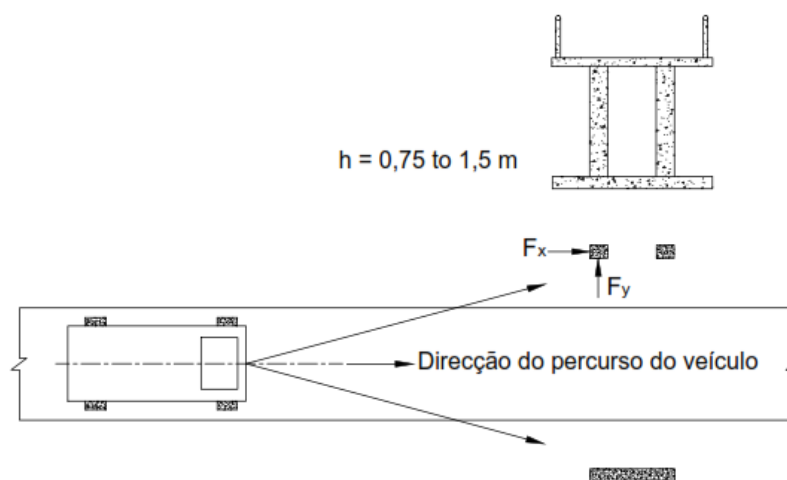


Figura 4-1: Força de Colisão nos Apoios das Pontes

Folga vertical adequada ou medidas de protecção adequadas devem ser criadas para evitar o impacto de veículos na face inferior dos tabuleiros das pontes.

4.2 Colisão de Veículo com o Tabuleiro da Ponte

Uma tirante de ar/folga adequada entre a superfície da terra e a parte inferior do tabuleiro acima da superfície deverá ser considerada no projecto. Medidas adequadas de protecção deverão ser garantidas para evitar impacto devidos a uma tirante de ar inadequada.

Para quantificar uma situação acidental, na superfície vertical, a força equivalente indicativa do projecto (F_{dx}) na direcção do movimento devido ao impacto na superestrutura pode ser tida como 500 KN. Esta força não pode ser considerada se a folga vertical foi projectada ou medidas de protecção forem adoptadas.

A força equivalente estatística do projecto (F_{dy}) na direcção transversal do movimento normal pode ser tida como 250 KN. As duas forças F_{dx} e F_{dy} não podem actuar simultaneamente. A força de impacto pode ser assumida a actuar sobre um quadrado com 0,25 m de lados.

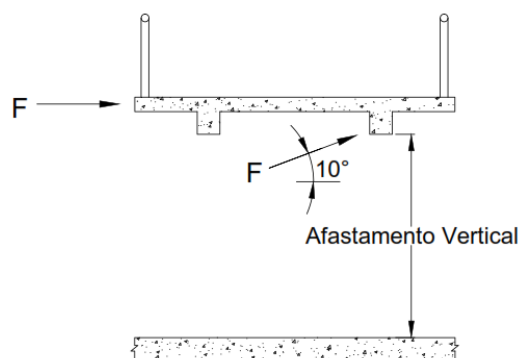


Figura 4-2: Força de Colisão sobre os Tabuleiros das Pontes

A carga F_{dx} e F_{dy} pode ser aplicada verticalmente na direcção horizontal ou até um ângulo de 10° de inclinação na superfície vertical para cima na parte inferior do tabuleiro, que sempre dá o efeito mais reversível/gravoso no elemento da estrutura considerado.

4.3 Rodados de veículos sobre os passeios e faixas de ciclistas

Se uma barreira de segurança não-montável é fornecida e separa a faixa de rodagem e a passadeira/pista de ciclismo, a roda ou a carga do veículo depois da barreira não precisa ser levada em conta.

Próximo à barreira, uma carga axial acidental de 200 KN deverá ser aplicada na parte não protegida do tabuleiro, de modo a dar o efeito mais adverso (Figura 4-3). Perante esta situação nenhuma outra carga activa ou dinâmica será considerada sobre o tabuleiro.

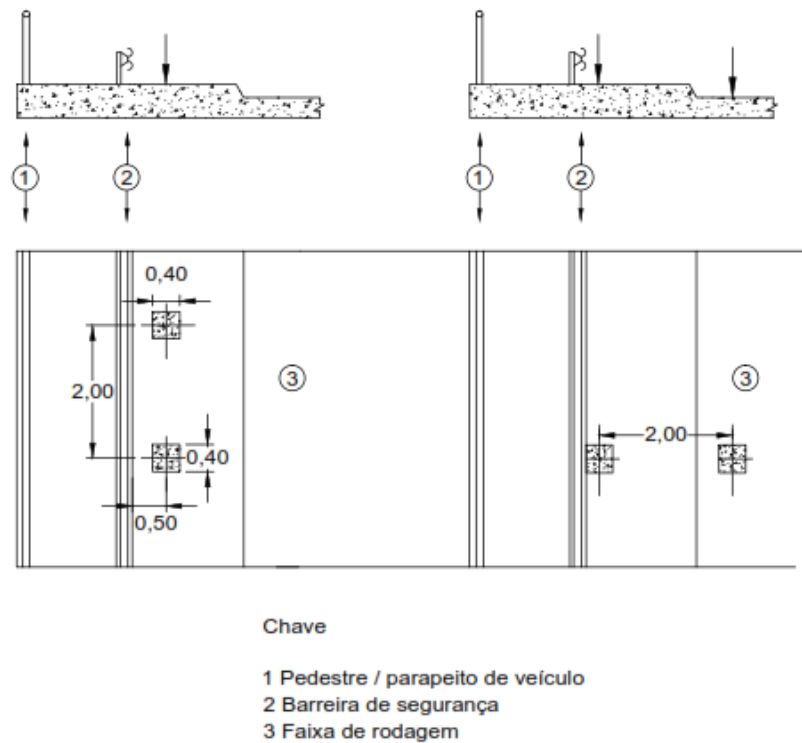


Figura 4-3: Carga Axial Acidental sobre o Passeio ou Faixa de Ciclistas

4.4 Colisão de veículos com os Lancis

A força lateral devido a colisão de veículo com o lancil, ilustrada na Figura 4-4, deverá ser tida como 100 kN actuando a uma profundidade de 0,050 m abaixo do topo do lancil no comprimento de 0,50 m. Para as condições desfavoráveis, a carga vertical de 225 kN deverá ser tida em conta simultaneamente.

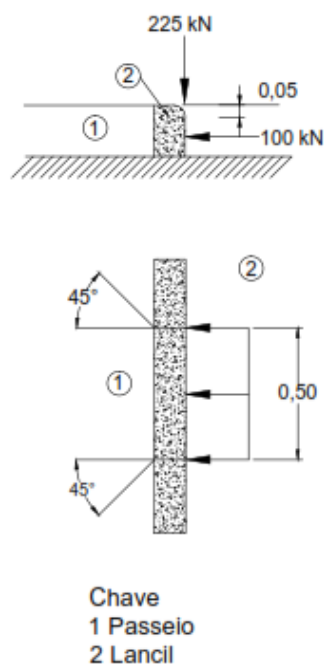


Figura 4-4: Colisão de Veículo sobre Lancil

4.5 Colisão com o Sistema de Retenção de Veículo

O Sistema de retenção de veículo deverá ser projectado para a força horizontal de 200 KN actuando no comprimento de 0,50 m e 0,10 m abaixo do topo do sistema de retenção ou 1,0 m acima do nível da faixa de rodagem, tomando o que for menor. A força vertical de 225 KN deverá ser considerada actuando simultaneamente com a força horizontal. A estrutura suportando o parapeito do veículo deverá ser projectada para a força de 125 vezes a resistência da carga do parapeito do veículo e não precisa ser combinada com qualquer outra carga variável.

4.6 Colisão do Veículo com Elementos Estruturais sobre o Tabuleiro da Ponte

A força de colisão do veículo sobre elementos estruturais não-protegidos sobre ou junto do nível da faixa de rodagem deverá ser projectada para uma força mínima de 1000 KN na direcção do movimento do veículo ou 500 KN perpendicular a direcção do movimento actuando a uma altura de 1,25 da superfície de ligação. Estas forças não deverão ser consideradas a actuarem em simultâneo com qualquer outra força variável.

4.7 Carga sobre os Parapeitos Pedestres

A carga horizontal e vertical de 1,0 KN/m actuando no topo do parapeito/guarda deverá ser considerada mínima para o projecto de parapeitos de peões para as passarelas ou pontes pedestres. Cada elemento horizontal do corrimão deverá ser projectado para esta carga horizontal e vertical de (1,0 KN/m x Espaçamento entre os postes) actuando no topo do poste.

Para projecto da estrutura de suporte, se os parapeitos pedestres são adequadamente protegidos contra colisão de veículos, acções horizontais deverão ser consideradas em simultâneo com as cargas verticais uniformemente distribuídas sobre as passarelas ou pontes pedestres.

Se os parapeitos pedestres não são adequadamente protegidos contra a colisão de veículos, a estrutura de suporte deverá ser projectada para sustentar uma carga acidental correspondente a 1,25 vezes a resistência da carga do parapeito, exclusivo de qualquer outra carga variável.



5

Pressão do Solo sobre Estruturas de Contenção

5 Pressão do Solo sobre Estruturas de Contenção

As estruturas de contenção deverão ser projectadas para resistir a pressão do solo calculada de acordo com qualquer teoria racional. Para solos não-coesivos a teoria de Colombo é amplamente usada. Para solos coesivos a teoria de Colombo com a correcção de Bell pode ser usada. A estrutura de contenção de solo, não obstante, ser projectada para uma pressão horizontal não inferior àquela calculada por um fluido de $4,8 \text{ KN/m}^3$, salvo se métodos especiais são adoptados para eliminar a pressão do solo.

A abrangência feita neste manual não é aplicável para projecto de estruturas armadas de contenção de solo, paredes diafragmas e estacas pranchas, etc. A literatura especial deverá ser referida para o efeito.

5.1 Considerações Gerais do Projecto

A determinação da magnitude das pressões de solo e as direcções das forças resultantes das pressões do solo deverá ter em conta que:

- A sobretaxa e inclinação da superfície do solo
- A inclinação da parede em relação a direcção vertical
- O lençol freático no solo
- A quantidade e a direcção do movimento da parede em relação ao solo
- O equilíbrio horizontal como vertical de toda a estrutura de contenção
- A tensão de corte e a densidade do peso do solo
- A rugosidade da parede

Se o solo contido não é permitido drenar ou a estagnação esperada detrás da parede, a parede deverá ser projectada para resistir a pressão hidrostática mais a pressão do solo. A pressão da água estagnada em qualquer profundidade h abaixo da cota da água é dada pelo produto da profundidade h e a unidade do peso da água. Esta pressão vai actuar na direcção perpendicular da superfície da face da parede em contacto com a água. O peso unitário submerso contido/retido deverá ser usado para o cálculo da pressão lateral do solo abaixo do lençol freático. Umas pequenas amostras para o cálculo da pressão do solo em estruturas de contenção são apresentadas no Apêndice A.

5.2 Pressão Lateral do Solo em Situações Complexas

Há muitas situações complexas que ocorrem devido a variação nas características ou tipo de estrutura de contenção. A pressão lateral do solo em situações complexas será tratada diferentemente de acordo com os principios da Mecânica dos Solos. Algumas situações podem ser devido a uma de várias das seguintes razões:

1. Depósitos estratificados do solo
2. Presença de lençol freático na sua variação
3. Paredes embebidas e estacas pranchas
4. Paredes ancoradas



6

**Acções Causadas pela
Água**

6 Acções Causadas pela Água

De modo geral, as acções devidas à água, incluindo água subterrânea, (Q_{wa}), deverão ser representadas como pressões estáticas e/ou efeitos hidrostáticos, o que der efeitos mais desfavoráveis. As forças hidrostáticas são devidas a corrente de água sobre obstáculos imersos. As acções causadas pela água podem ser consideradas em combinações como acções permanentes e/ou variáveis tendo em conta as condições ambientais específicas.

6.1 Pressão Estática da Água

A pressão estática da água em qualquer profundidade h abaixo da cota da água é dada pelo produto de profundidade h e o peso unitário da água. Esta pressão vai actuar na direcção perpendicular à superfície de objecto em contacto com a água.

6.2 Forças da Corrente da Água

Qualquer parte da ponte que pode estar submersa na corrente de água ou na água em movimento para o projecto de cheia deverá ser projectada para sustentar forças horizontais devido à corrente de água que é dada abaixo. Os parâmetros do projecto de cheia deverão ser determinados de acordo com o *Manual de Hidrologia e Drenagem*.

6.2.1 Pressão da Corrente de Água

A intensidade da pressão da água paralela à direcção de escoamento do caudal exercido sobre a superfície vertical de qualquer objecto deverá ser calculado a partir da equação:

$$p = \frac{1}{2} k \rho_w v^2$$

A intensidade máxima da pressão estará no nível da superfície da água, onde a velocidade de escoamento é $\sqrt{2}$ vezes a média da velocidade de escoamento, dada por

$$p_{sur} = k \rho_w v_{av}^2$$

Onde,

p = intensidade da pressão em N/m^2

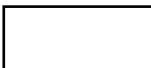
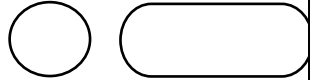
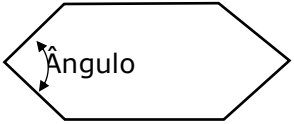
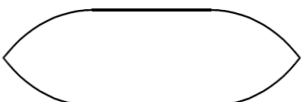
ρ_w = peso específico da água em kg/m^3

v = velocidade de escoamento em m/s , no ponto onde a intensidade da pressão está sendo calculada .

v_{av} = média da velocidade escoamento em m/s para a cheia do projecto, (média calculada sobre a profundidade do escoamento)

k = um coeficiente tendo valores em função das diferentes formas de pilares, conforme a Tabela 6-1

Tabela 6-1: Coeficiente k para diferentes formas de pilares

Forma do pilar		Coeficiente k
	Pilares com extremidades quadradas	1,44
	Pilares circulares ou pilares com extremidades semi-circulares	0,70
	Pilares com extremidades angulares onde $\hat{\text{ângulo}} \leq 30^\circ$ $30^\circ < \hat{\text{ângulo}} < 60^\circ$ $60^\circ \leq \hat{\text{ângulo}} \leq 90^\circ$	0,50 0,50 - 0,70 0,70 - 0,90
	Pilares com extremidade em arco equilátero	0,50

6.2.2 Velocidade de Escoamento

A velocidade de escoamento em qualquer ponto pode ser determinada a partir da

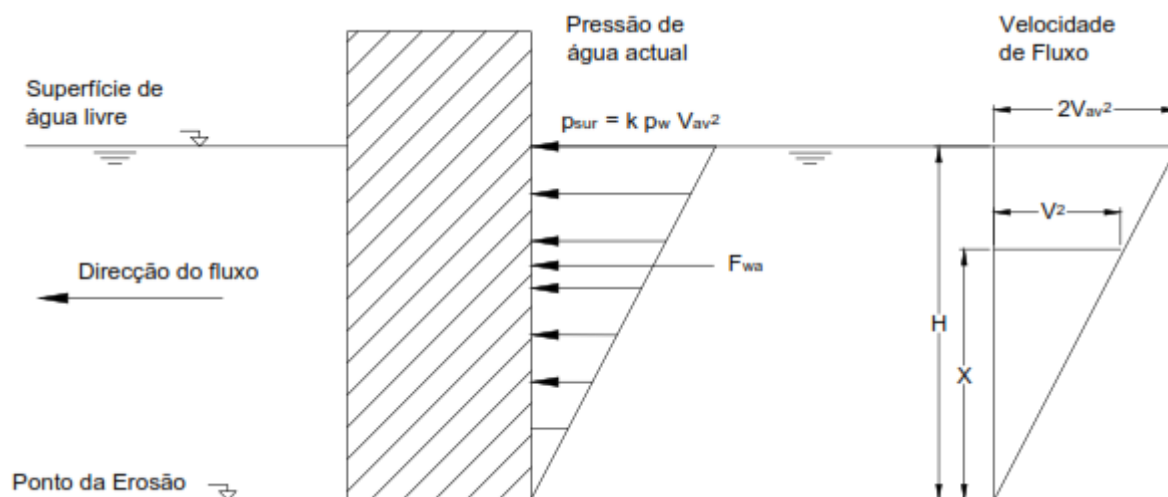


Figura 6-1. O valor do quadrado da velocidade (v^2) deverá ser assumido a variar linearmente a partir de zero no ponto da infraescavação mais profunda até ao quadrado da velocidade máxima na superfície livre da água. A velocidade máxima deve ser assumida como sendo $\sqrt{2}$ vezes a velocidade média de escoamento.

V_{av}/V_{med} = velocidade média de escoamento em m/s a ser determinada para a condição de cheia do projecto

v_{\max} = velocidade máxima na superfície livre em m/s = $\sqrt{2}v_{av}$ ou $\sqrt{2}v_{med}$

v = velocidade em qualquer altura x acima da cota de infraescavação = $2 v_{av}^2 x/H$

6.2.3 Força da Corrente da Água

A força da corrente da água (F_{wa}) paralela à direcção de escoamento do caudal na superfície vertical deverá ser calculada a partir da equação:

$$F_{wa} = p_{wa} A$$

Onde,

p_{wa} = média da intensidade da pressão (média calculada sobre a área em consideração)

A = área de projecto do objecto em m^2 , num plano vertical normal ao escoamento do caudal.

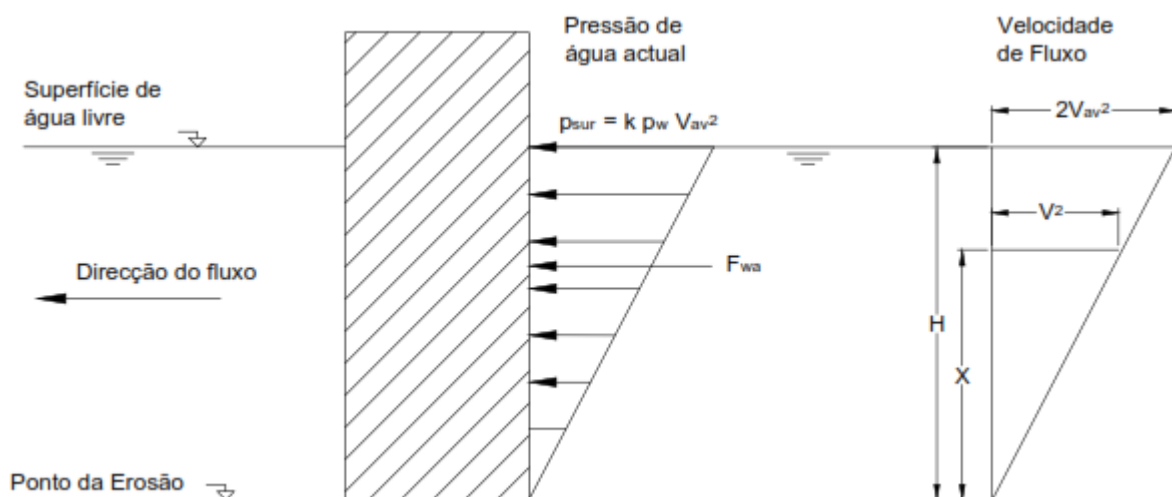


Figura 6-1: Pressão e Velocidade devidas a Corrente de Água

Enquanto se faz a combinação das forças da corrente de água com a carga estática da estrutura, a devida provisão deve ser feita para efeito de flutuação nas partes da estrutura que estão submersas na água. Enquanto se calcula a área e a pressão, a profundidade máxima de infraescavação nas condições de cheia do projecto deve ser considerada.

Quando a corrente de água atinge o pilar em ângulo, a velocidade de escoamento pode ser resolvida em dois componentes – um paralelo e outro normal ao pilar. A pressão paralela ao pilar deve ser determinada tendo em conta a componente de velocidade paralela. A pressão normal ao pilar actuando sobre a área do lado de elevação do pilar, deve ser calculada tendo em conta a componente normal do pilar. Além disso o valor de k para a componente normal deve ser 0,70 para pilares circulares e 1,44 para outras formas de pilares.

Adotação deve ser feita na concepção de pilares para uma variação de $\pm 20^\circ$ a partir da direcção normal do escoamento e para ter em conta uma possível variação na direcção normal de escoamento.

Quando os apoios são feitos com dois ou mais estacas ou colunas cavaletes, espaçados menos de três vezes o diâmetro da estaca/largura da coluna na direcção do escoamento, o grupo deve ser tratado como um rectângulo sólido do mesmo comprimento total e largura. O valor de k deve ser tomado como 1,25 para o cálculo da pressão,

6.3 Efeito de Flutuação

Na concepção de encontros, especialmente os das pontes submersíveis, os efeitos da flutuabilidade devem também ser considerados assumindo que o aterro atrás dos encontros foi removido pela lavagem. Para ter em conta o efeito de flutuação total, uma redução deve ser feita no peso bruto do elemento afectado pela redução da sua densidade pela redução da água deslocada. A densidade de água pode ser tida como 10 kN/m^3 . O nível alto de cheia ou altura real da água, o que for maior, será considerada para o cálculo das forças de elevação devido a flutuação. Em caso de pontes submersíveis, o efeito total de flutuação na superestrutura será tido em consideração.



7

Acções Devido ao Vento

7 Acções Devido ao Vento

As forças do vento sobre as pontes dependem da localização geográfica, terreno da área circunvizinha, altura da ponte acima do terreno, dados meteorológicos, dimensões da ponte, etc.

As disposições deste parágrafo não são aplicáveis para pontes especiais como pontes atirantadas, pontes suspensas, pontes em arco, pontes com múltiplos ou significativamente tabuleiros em curva, etc. As vibrações do tabuleiro da ponte a partir da turbulência transversal do vento não são igualmente cobertas neste parágrafo. As disposições deste regulamento são aplicáveis para as pontes que são susceptíveis aos efeitos dinâmicos.

O efeito do vento é representado por forças cujos efeitos são iguais aos efeitos extremos do vento.

7.1 Base Fundamental da Velocidade do Vento

A base fundamental da velocidade do vento (v_{bo}) é a rajada de 10 minutos de velocidade média com um risco anual de 0,02 de excedência (i.é. um período de retorno de 50 anos), irrespectivo de direcção do vento, sobre a altura de 10 m acima do terreno plano aberto do local de referência no País. Para a localização específica da ponte, isto pode ser determinado a partir do mapa de ventos de Moçambique, representado na Figura 7-1. A velocidade do vento na Figura 7-1 tem diferentes períodos de retorno para zonas diferentes. Use a Tabela 7-1 para obter a velocidade para um período de retorno de 50 anos.

Tabela 7-1: Velocidade do Vento

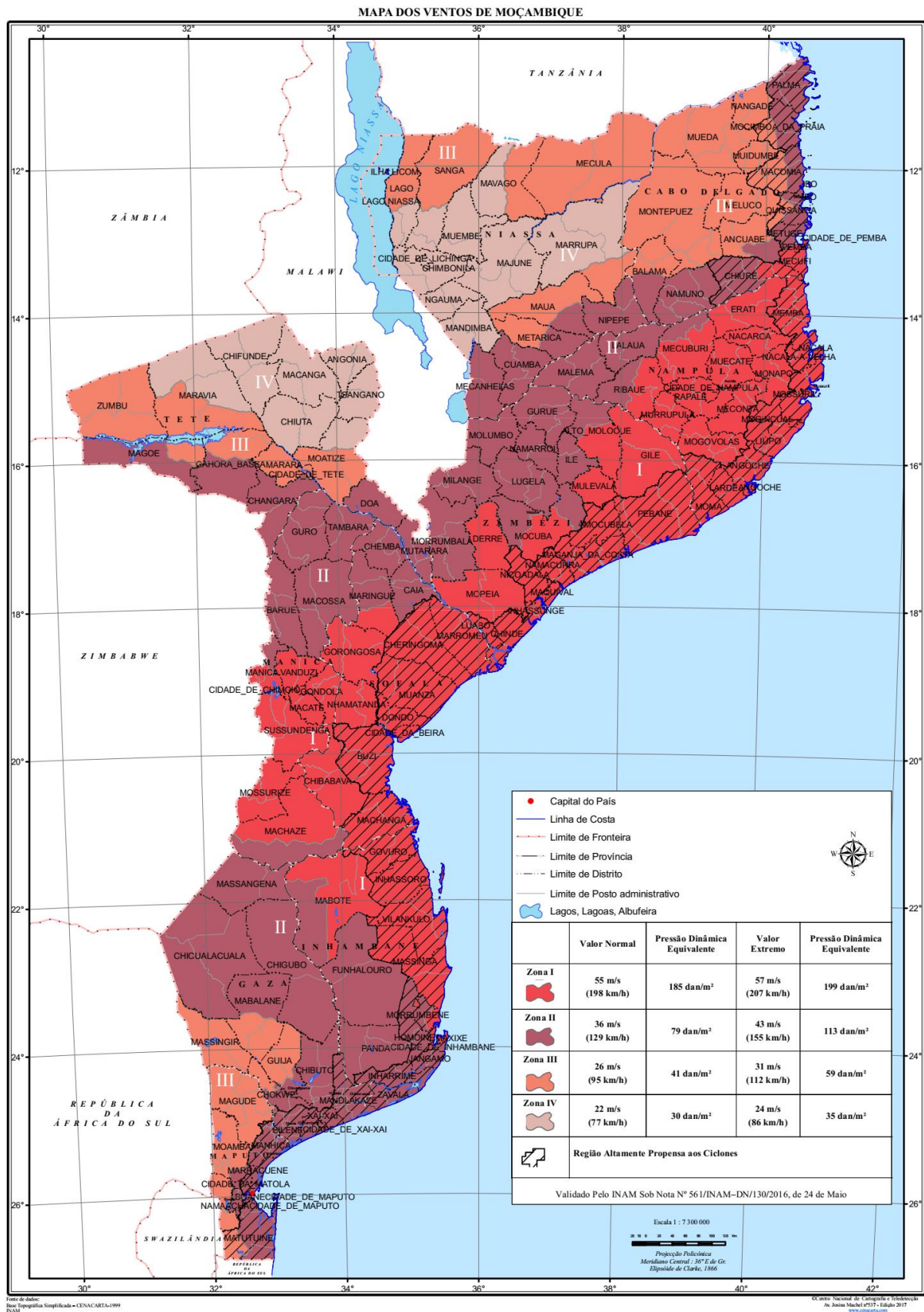
Zone	Velocidade normal do vento de acordo com o mapa (m/s)	Período de retorno (Anos)	Multiplicando com o factor para 50 anos de período de retorno	Velocidade normal do vento para 50 anos de período de retorno (m/s)
Zona-I	55	34	1,023	56,26
Zona-II	36	5,7	1,157	41,65
Zona-III	26	3,4	1,213	31,54
Zona-IV	22	3,1	1,224	26,93

7.2 Velocidade Base do Vento

A velocidade base do vento (v_b) é a base fundamental da velocidade modificada do vento a contabilizar para a direcção a ser considerada e a estação do ano. Considerando o factor direccional e o factor da estação do ano como sendo 1, a velocidade base do vento (v_b) é tida igual a velocidade fundamental base (v_{b0}).

Este valor é para o risco anual 0,02 de excedência (i.é. um periodo de retorno de 50 anos). A velocidade base do vento tendo uma probabilidade P de excedência anual, se necessário, pode ser determinada por multiplicá-la pelo factor de probabilidade c_{prob} .

$$c_{prob} = \left[\frac{1 - 0,2 \ln(-\ln(1-p))}{1 - 0,2 \ln(-\ln(0,98))} \right]^{0,5}$$



Fonte de dados:
Base Topográfica Simplificada - CENACART-1999
INAM

© Centro Nacional de Engenharia e Tecnologia
de Defesa - INAM - 2017
www.cenacart.com

Fonte: UN-Habitat, Mozambique

Figura 7-1: Mapa dos Ventos para Moçambique

7.3 Velocidade Média do Vento

A velocidade média do vento (v_m) numa altura z acima do solo ou da superfície do terreno depende da rugosidade do terreno, orografia (taludes, Colinas, falésias, etc) e a velocidade base do vento.

$$V_m = C_r C_o V_b$$

Onde,

c_r = Factor de rugosidade

c_o = Factor de orografia

O factor de rugosidade a uma altura z é dado por

$$c_r = k_r \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \text{ para a altura } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$c_r = k_r \ln \left(\frac{z_{\min}}{z_0} \right) \text{ para a altura } z < z_{\min}$$

Onde,

z_{\max} tido como 200m

z_{\min} (altura minima) e z_0 (comprimento de rugosidade) conforme a Tabela 7-2 dependendo da categoria do terreno.

k_r é factor do terreno, dado por:

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0II}} \right)^{0,07}$$

$z_{0II} = 0.05$ conforme Tabela 7-2 para terreno de categoria II.

O factor de orografia pode ser considerado 1 se o incremento da velocidade do vento devido a orografia não é superior a 5%. A orografia pode ser negligenciada quando a média do declive até ao terreno abrangido pelo vento é de 3%. A literatura específica deverá ser referida se os efeitos da orografia devem ser considerados.

Tabela 7-2: Categoria do Terreno e os Parâmetros

Categoria do Terreno		z_0 (em m)	z_{\min} (em m)
0	Mar ou área costeira exposta ao mar aberto	0,003	1
I	Lagos ou áreas plana e horizontal com vegetação negligenciável e sem obstáculos	0,01	1
II	Área com fraca vegetação como capim e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separação de pelo menos 20 alturas de obstáculos .	0,05	2
III	Área com cobertura regular de vegetação ou edifícios ou com obstáculos isolados com separações máximas de 20 alturas de obstáculos (como Vilas, terrenos suburbanos, floresta permanente)	0,3	5
IV	Área na qual pelo menos 15% da superfície está coberta com edifícios e a sua altura média excede 15 m.	1,0	10

7.4 Turbulência do Vento

A intensidade de turbulência do vento (I_v) a uma altura z é definida como desvio padrão da turbulência por velocidade pela velocidade média e pode ser determinada por:

$$I_v = \left(\frac{k_t}{(c_0 \cdot \ln(z/z_0))} \right) \text{ para uma altura } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_v = \left(\frac{k_t}{(c_0 \cdot \ln(z_{\min}/z_0))} \right) \text{ para uma altura } z < z_{\min}$$

Onde,

k_t = Factor de turbulência, usualmente considerado 1,0

c_0 e z_0 como definido anteriormente

7.5 Pressão da Velocidade de Pico

A pressão da velocidade de pico (q_p) a uma altura z é dado por:

$$q_p = (1 + 7 I_v) (1/2) \rho v_m^2 = c_e q_b$$

Onde,

ρ = Densidade do ar, a ser tida como 1.25 kg/m³

c_e = Factor de exposição = $(1 + 7 I_v) c_r^2 c_0^2$

q_b = pressão da velocidade base = $(1/2) \rho v_b^2$

O valor do factor de exposição (c_e) para terreno plano onde $c_0=1$ e factor de turbulência $k_t=1$ é dado na Figura 7-2 em diferentes alturas e categorias de terreno.

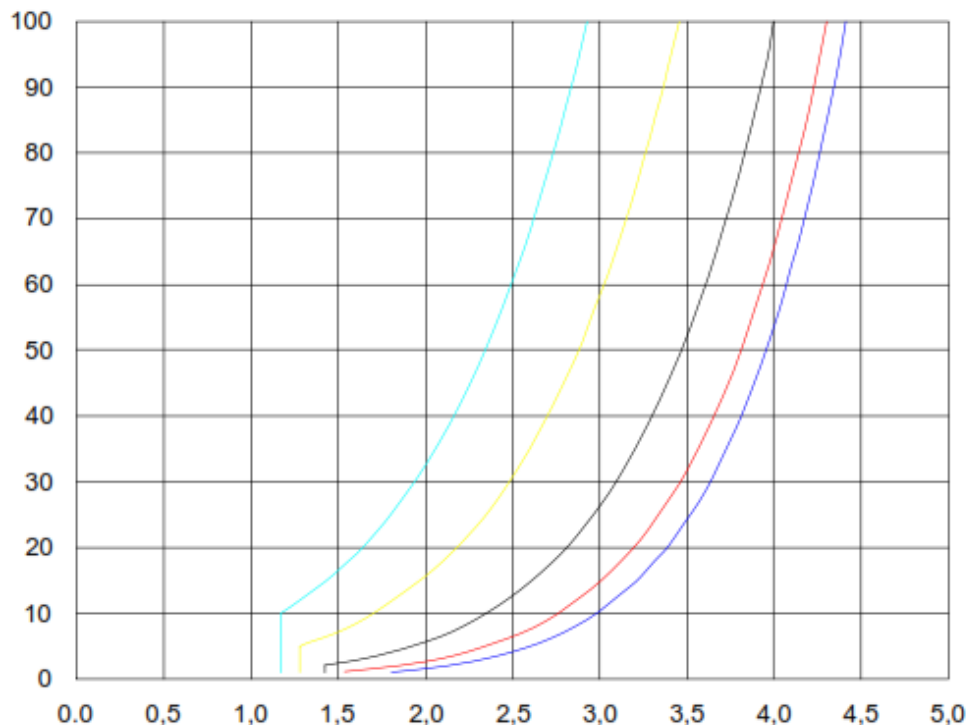


Figura 7-2: Factor de Exposição (c_e) para $c_0=1$ e $k_t=1$

7.6 Forças do Vento sobre os Tabuleiros das Pontes

O vento sobre as pontes produz forças na direcção transversal (isto é perpendicular aos vãos), longitudinal (isto é ao longo dos vãos) e vertical.

Quando o tráfego rodoviário actua em simultâneo com o vento, o valor de combinação $\psi_0 F_w$ da acção do vento sobre as pontes e sobre os veículos deve ser limitado a um valor F_w^* determinado substituindo um valor v_{bo}^* para o valor fundamental de velocidade básica v_{bo} , que pode ser tomado como 25 m/s.

7.6.1 Coeficiente de Força

O coeficiente de força na direcção transversal (c_{FT}) para os tabuleiros das pontes pode ser tomado como $c_{FT} = c_{FT0}$

Onde,

c_{FT0} = Coeficiente de força sem o fluxo terminal livre, pode ser tomado a partir da Figura 7-3.

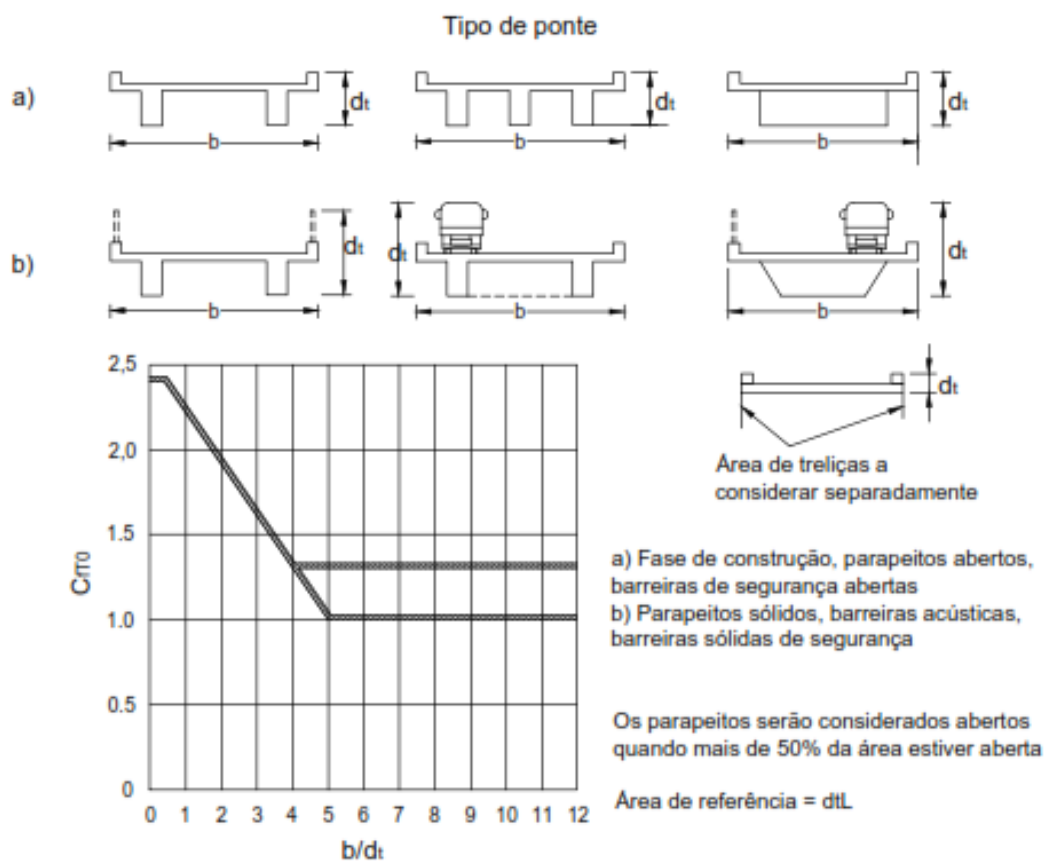


Figura 7-3: Coeficientes de Força para os Tabuleiros das Pontes (c_{FT0})

Onde dois tabuleiros semelhantes estão a mesma cota, separados transversalmente por uma folga máxima de 1 m, o vento sobre a estrutura atingida pode ser calculado considerando-a uma estrutura única.

Onde um tabuleiro é transversalmente parado, o coeficiente da força c_{f0} deverá ser aumentado em 3% de grau de inclinação, limitando a redução máxima até 25%.

Onde o ângulo de inclinação do vento excede 10° , o coeficiente da força pode derivar a partir de estudos especiais.

7.6.2 Área de Referência

A área de referência na direcção transversal (A_{rT}) para efeitos de cálculo das forças do vento deve ser a área projectada no plano perpendicular à direcção transversal. A área de referência para a combinação de cargas sem o tráfego deve ser calculada considerando a largura total equivalente d_t apresentada na Figura 7-4 e Tabela 7.3.

- Para vigas e tabuleiros não armados, a área projectada deve ser calculada usando a largura total da estrutura.
- Em caso de guardas/parapeitos abertos ou barreiras de segurança abertas, uma altura de 0,30 m pode ser considerada para cada lado. Para guardas/parapeitos ou barreiras de segurança sólidos, a altura total deve ser considerada para cada lado.
- Em caso de vigas em treliça, a área da face projectada das partes sólidas de toda a viga em treliça deve ser considerada. Uma área total calculada não deve exceder a obtida considerando viga não armada com a mesma largura total.

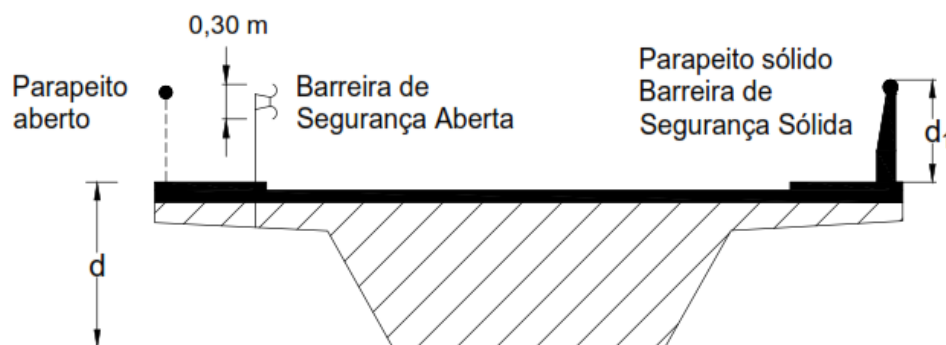


Figura 7-4: A largura a ser usada para a área de referência A_{rT}

Tabela 7-3: A largura usada para o cálculo da área de referência (A_{rT})

Sistema de segurança rodoviária	Sobre 1 lado	Sobre 2 lados
Parapeitos ou barreiras de segurança abertos	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Parapaitos ou barreiras de segurança sólidos	$d + d_1$	$d + 2 d_1$
Parapeitos e barreiras de segurança abertos	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

A área de referência para a combinação de carga com a carga devida ao tráfego, uma carga dinâmica a uma altura de 2 m a partir da cota da faixa de rodagem, para o comprimento carregado mais desfavorável, deverá ser considerada. Para o cálculo de forças do vento, a área de referência com sistema de protecção (parapeitos/barreiras) ou com a carga dinâmica, a que for mais crítica, deverá ser considerada.

A altura da estrutura pode ser tomada como a distância do ponto mais baixo da superfície do terreno ao centro do tabuleiro da ponte.

7.6.3 Forças actuantes na direcção Transversal

A força do vento na direcção horizontal, transversal ao movimento do tráfego, deve ser considerada a actuar horizontalmente no centroide da área e determinada como se segue:

$$F_{WT} = (1/2) \rho v_b^2 C A_{rT}$$

Onde,

ρ = Densidade do ar, que depende da altitude, temperatura e pressão atmosférica.

Normalmente esta pode ser tomada como 1,25 kg/m³

V_b = Velocidade base do vento (m/s)

C = Factor de força = $c_e c_{rT}$

c_e = Factor de exposição

c_{rT} = Coeficiente de força

A_{rT} = Área de referência da estrutura em estudo sobre o plano normal na direcção transversal = $L d_t$

7.6.4 Forças actuantes na Direcção Vertical

A força do vento numa direcção vertical poderá ser determinada como se segue

$$F_{WV} = (1/2) \rho v_b^2 C A_{rV}$$

Onde,

ρ = Densidade do ar, que depende da altitude, temperatura e pressão atmosférica.

Normalmente esta pode ser tomada como 1,25 kg/m³

V_b = Velocidade base do vento (m/s)

C = Factor de força = $c_e c_{rV}$

c_{rV} = Pode ser tomada como ± 0.9 . Este valor tem em conta a possível pendente do tabuleiro, a pendente do terreno e a mudança do ângulo das direcções do vento com o tabuleiro devido à turbulência

A_{rV} = Área de referência da estrutura em planta = bL / L

Excentricidade da força vertical em m pode ser tomada como um quarto da largura ($e=b/4$)

7.6.5 Forças actuantes na Direcção Longitudinal

Forças longitudinais (F_{WL}) devido ao vento sobre a superestrutura da ponte devem ser tomadas como 25% das forças transversais do vento ou forças do vento actuando transversalmente, conforme a Secção 7.6.3 para todas as superestruturas com elevação sólida (pontes em laje/viga/caixão) e 50% para todas as superestruturas em treliças.

7.7 Forças do Vento sobre os Pilares

As forças do vento sobre os tabuleiros das pontes e os pilares que o suporta devem ser calculados considerando a direcção mais desfavorável do vento. A estrutura deverá igualmente ser verificada para as situações do projecto durante a fase de construção se fôr achado crítico.

A força do vento para qualquer componente estrutural deve ser determinada por:

$$F_W = c_s c_d c_f q_p A_r$$

Onde,

$c_s c_d$ = Factor estrutural a ser considerado como 1 para as pontes sem efeito dinâmico.

c_f = Coeficiente de força definido para diferentes secções

q_p = Pressão da velocidade de pico na altura de referência

A_r = Área de referência da componente estrutural em estudo

7.7.1 Pilares com Secções Rectangulares

O coeficiente de força (c_f) quando o vento actua normalmente para a face poder ser tomado como:

$$c_f = c_{f0} k_r k_e$$

Onde,

c_{f0} = Coeficiente de força para secções rectangulares com os cantos aguçados e sem terminais livres de fluxo, dados na Figura 7-5 (secções com cantos pontagudos e sem terminais livres de fluxo)

k_r = Factor de redução para secções quadradas com os cantos circulares e pode ser tomado como

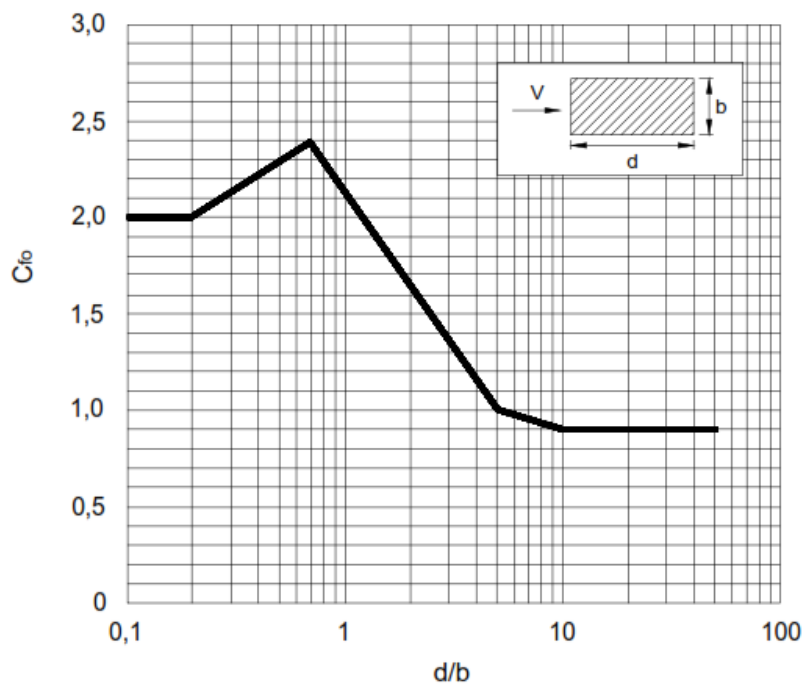
$$= 1 \text{ se } r/b = 0$$

$$= 0,5 \quad \text{se } r/b \geq 0,2$$

= interpolação linear para valores intermédios de r/b

Onde r é o raio dos cantos circulares e b é a largura da secção perpendicular à direcção do vento.

k_e = Factor-efeito-terminal, pode ser tomado como 1 para elementos estruturais sem terminal livre de fluxo



(Secções com cantos pontagudos e sem terminais livres de fluxo)

Figura 7-5: Coeficiente de Força c_{f0} para Secções rectangulares

A área de referência para as secções rectangulares deve ser dada pela multiplicação da largura da secção perpendicular ao vento com o comprimento do elemento em estudo. A altura de referência para a determinação da pressão do vento será a altura máxima acima do terreno da secção em estudo.

7.7.2 Pilatres com Secções Poligonais Regulares

O coeficiente de força (c_f) para secções poligonais regulares com cinco ou mais faces deve ser tomado como

$$c_f = c_{f0} k_e$$

Onde,

c_{f0} = Coeficiente de força para elementos estruturais sem terminal livre de fluxo

k_e = Factor-efeito-terminal, que pode ser tomado como 1 para elementos estruturais sem terminal livre de fluxo

coeficiente de força c_{f0} para secções poligonais vai depender do Número de Reynolds Re , dado como

$$Re = b v / \nu$$

Onde,

b = Diâmetro da circunferência circunscrita, refira-se a Figura 7-6

v = v_m , velocidade média do vento na altura de referência como definido anteriormente

ν = Viscosidade cinemática de ar ($15 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)

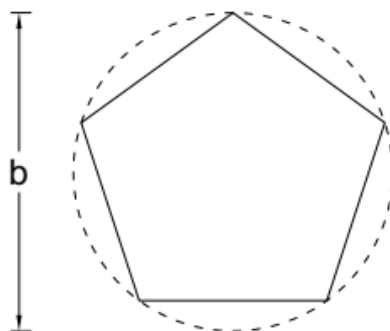


Figura 7-6: Secção Poligonal Regular e Circunferência Circunscrita

Os coeficientes de força para elementos estruturais tendo secções poligonais regulares sem terminal livre de fluxo são dados na Tabela 7-4

Tabela 7-4: Coeficientes de força c_{f0} para secções poligonais

Número de faces	Secção	Acabamento da superfície dos cantos	Número de Reynolds Re	c_{f0}
5	Pentágono	todos	Todos	1,80
6	Hexágono	todos	Todos	1,60
8	Octágono	Superfície suave $r/b < 0.075$	$Re \leq 2.4 \times 10^5$	1,45
			$Re \geq 3 \times 10^5$	1,30
		Superfície suave $r/b \geq 0.075$	$Re \leq 2 \times 10^5$	1,30
			$Re \geq 7 \times 10^5$	1,10
10	Decágono	Todos	All	1,30
12	Dodecágono	Superfície suave e cantos circulares	$2 \times 10^5 < Re < 1.2 \times 10^6$	0,90
		Todos outros	$Re < 4 \times 10^5$	1,30
			$Re > 4 \times 10^5$	1,10
16 - 18	Hexadecágono para Octadecágono	Superfície suave e cantos circulares	$Re < 2 \times 10^5$	Considere como cilindro circular
			$2 \times 10^5 \leq Re < 1.2 \times 10^6$	0.70

r=raio do canto, b= diâmetro da circunferência circunscrita

A área de referência para as secções poligonais deve ser dada pela multiplicação do diâmetro da circunferência circunscrita com o comprimento do elemento em estudo. A altura de referência para a determinação da pressão deve ser a altura máxima acima do terreno da secção em estudo.

7.7.3 Pilares com Secções Circulares

O coeficiente da força (c_f) para cilindros circulares deve ser considerado como:

$$c_f = c_{f0} k_e$$

onde,

c_{f0} = Coeficiente da força para elementos estruturais sem escoamento livre, dado na Figura 7-7

k_e = Factor de efeito final, que pode ser considerado como um elemento estrutural sem escoamento livre

O coeficiente da força c_{f0} para secções circulares vai depender do número de Reynold Re dado como

$$Re = b v / \nu$$

Onde,

b = Diâmetro da secção circular

$v = v_p = \sqrt{(2 q_p / \rho)}$, Velocidade de pico do vento numa determinada altura de referência

ν = Viscosidade cinemática de ar ($15 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)

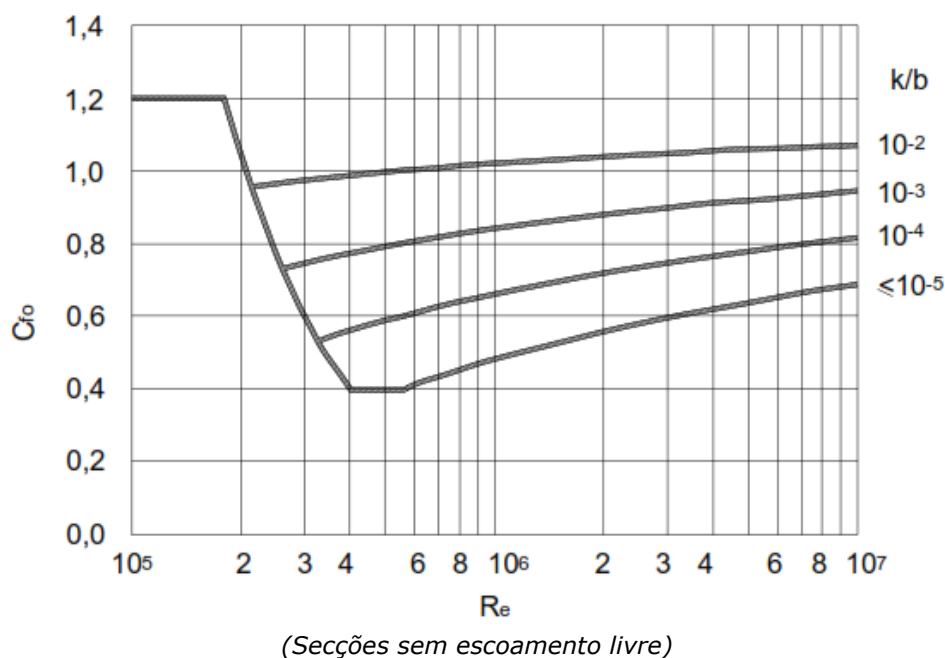


Figura 7-7: Coeficiente de força c_{f0} para cilindros circulares

Os valores de rugosidade equivalente superficial (k) para novas superfícies são dados na Tabela 7-5.

Tabela 7-5: Rugosidade Superficial Equivalente k

Tipo de superfície	Rugosidade equivalente k em mm	Tipo de superfície	Rugosidade equivalente k em mm
Vidrio	0,0015	Betão suave	0,2
Metal polido	0,002	Madeira aplainada	0,5
Tinta fina	0,006	Betão rugoso	1,0
Tinta Spray	0,02	Madeira serrada	2,0
Ferro brilhante	0,05	Ferrugem	2,0
Ferro fundido	0,2	Alvenaria	3,0
Ferro galvanizado	0,2		

A área de referência para secção circular deverá ser dada pela multiplicação do diâmetro do círculo com o comprimento do elemento a ser considerado. A altura de referência para a determinação da pressão do vento deve ser a altura máxima acima da superfície da terra da secção a ser considerada.



8

Acções Térmicas

8 Acções Térmicas

A temperatura do ar atmosférico depende das condições climáticas e da localização geográfica. Variações diárias e sazonais na temperatura do ar atmosférico, radiação solar, etc. causam o seguinte:

- a) As mudanças de temperatura no estado total da ponte, considerando-se temperatura efectiva da ponte. Num período determinado poderá haver um mínimo e um máximo, juntamente com um intervalo de temperatura efectiva da ponte, resultando em acções e/ou cargas efectivas numa ponte devido a:
 - i. Restrição oferecida à dilatação e contração associadas pela forma de construção (por exemplo moldes prefabricados, arcos, pilar flexível, aparelhos de apoio elastoméricos) referidas como sendo restrição da temperatura ; e
 - ii. Fricção em rolamentos ou aparelhos de apoio móveis referidos como sendo restrição friccional dos aparelhos de apoio;
- a) Diferenças na temperatura entre a superfície superior e outros níveis ao longo da profundidade da superestrutura, referida como diferença de temperatura e resultando em acções associadas e/ou efeitos de carga na estrutura.

As acções devidas a temperatura são determinadas para cada situação relevante do projecto considerando a componente da temperatura efectiva da ponte e as componentes da diferença de temperatura. Deve-se prever para as tensões ou movimentos resultantes das variações na temperatura. As acções térmicas são consideradas variáveis.

Com o propósito de determinação do efeito da temperatura, os tabuleiros das pontes são agrupados como se segue.

- Tipo 1: tabuleiro metálico (caixão metálico, treliça metálica ou viga metálica)
- Tipo 2: Tabuleiro misto (tabuleiro de betão no caixão metálico, treliça ou viga)
- Tipo 3: Tabuleiro de betão (Laje de betão, viga de betão, caixão em betão)

8.1 Temperaturas Efectivas na Ponte

A temperatura efectiva numa ponte é uma temperatura uniformemente distribuída sobre a secção transversal que determina a dilatação ou contracção da estrutura da ponte. Estas temperaturas dependem das temperaturas máximas e mínimas do ar onde a ponte vai ser erguida. As temperaturas máximas e mínimas do ar (T_{max} e T_{min}) para o local de localização da ponte devem ser obtidos dos mapas apresentados na Figura 8-1 e Figura 8-2 para o caso de Moçambique. As temperaturas efectivas máximas e mínimas (T_{max} e T_{min}) para tipo diferente de construção podem ser determinados a partir da Figura 8-3 para valores específicos de temperaturas máximas e mínimas do ar.

8.2 Movimento Térmico

Na determinação dos efeitos de carga devido a restrição da temperatura em pontes, o efeito inicial da temperatura da ponte (T_0) quando a estrutura está efectivamente sob restrição ou limitada deve ser tida como dado no cálculo da dilatação até o efeito máximo de temperatura da ponte e contracção descendo até o mínimo efeito de temperatura da ponte.

Intervalo da dilatação máxima de temperatura efectiva da ponte $\Delta T_{e \text{exp}} = T_{e \text{max}} - T_0$

Intervalo da contracção máxima de temperatura efectiva da ponte $\Delta T_{e \text{con}} = T_0 - T_{e \text{min}}$

Intervalo global de temperatura efectiva da ponte $\Delta T_e = T_{e \text{max}} - T_{e \text{min}}$

Dilatação máxima $\Delta L_{\text{exp}} = L \alpha_T (T_{e \text{max}} - T_0)$

Contracção máxima $\Delta L_{\text{con}} = L \alpha_T (T_0 - T_{e \text{min}})$

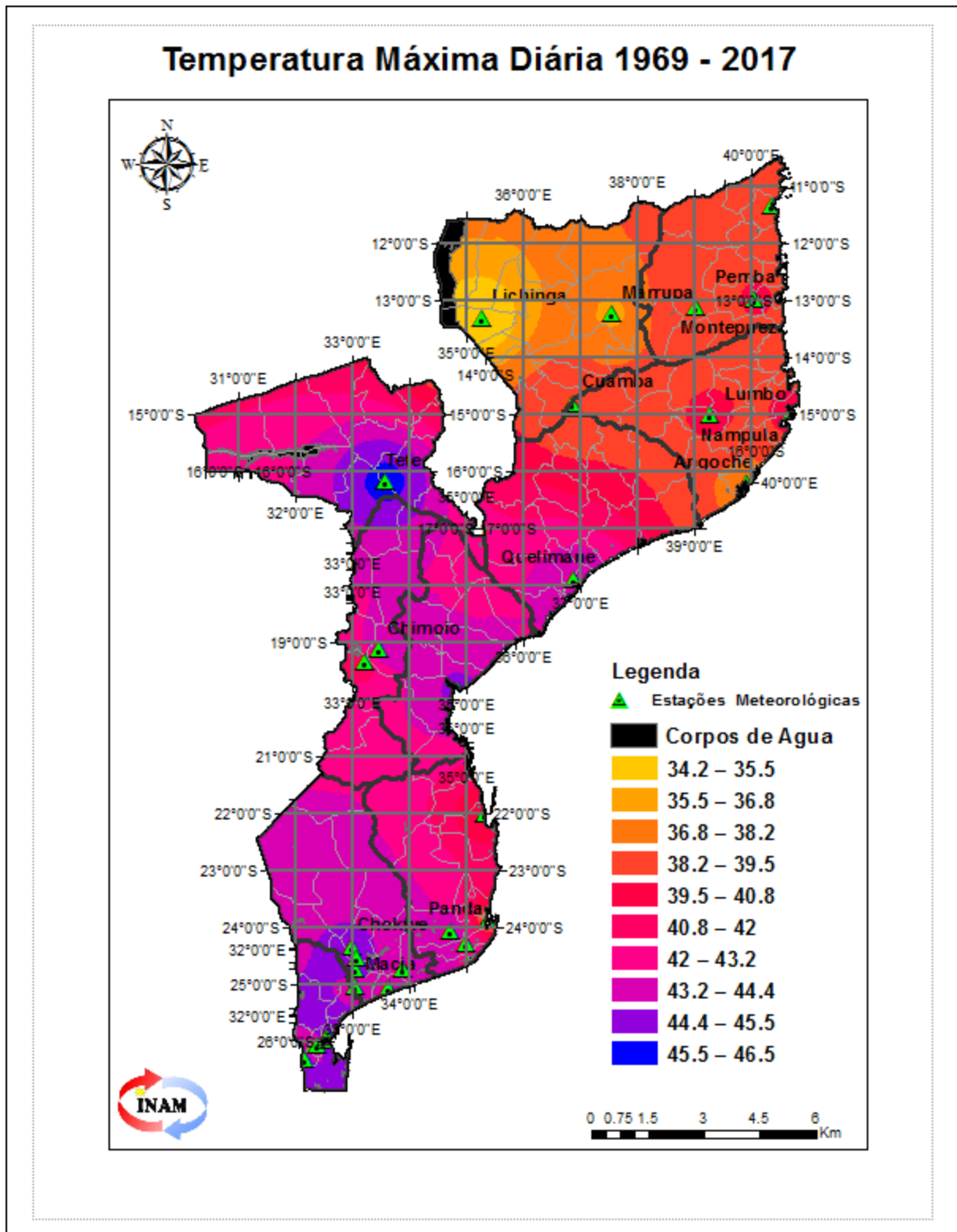
onde,

L = comprimento inicial da componente considerada

α_T = Coeficiente da dilatação térmica

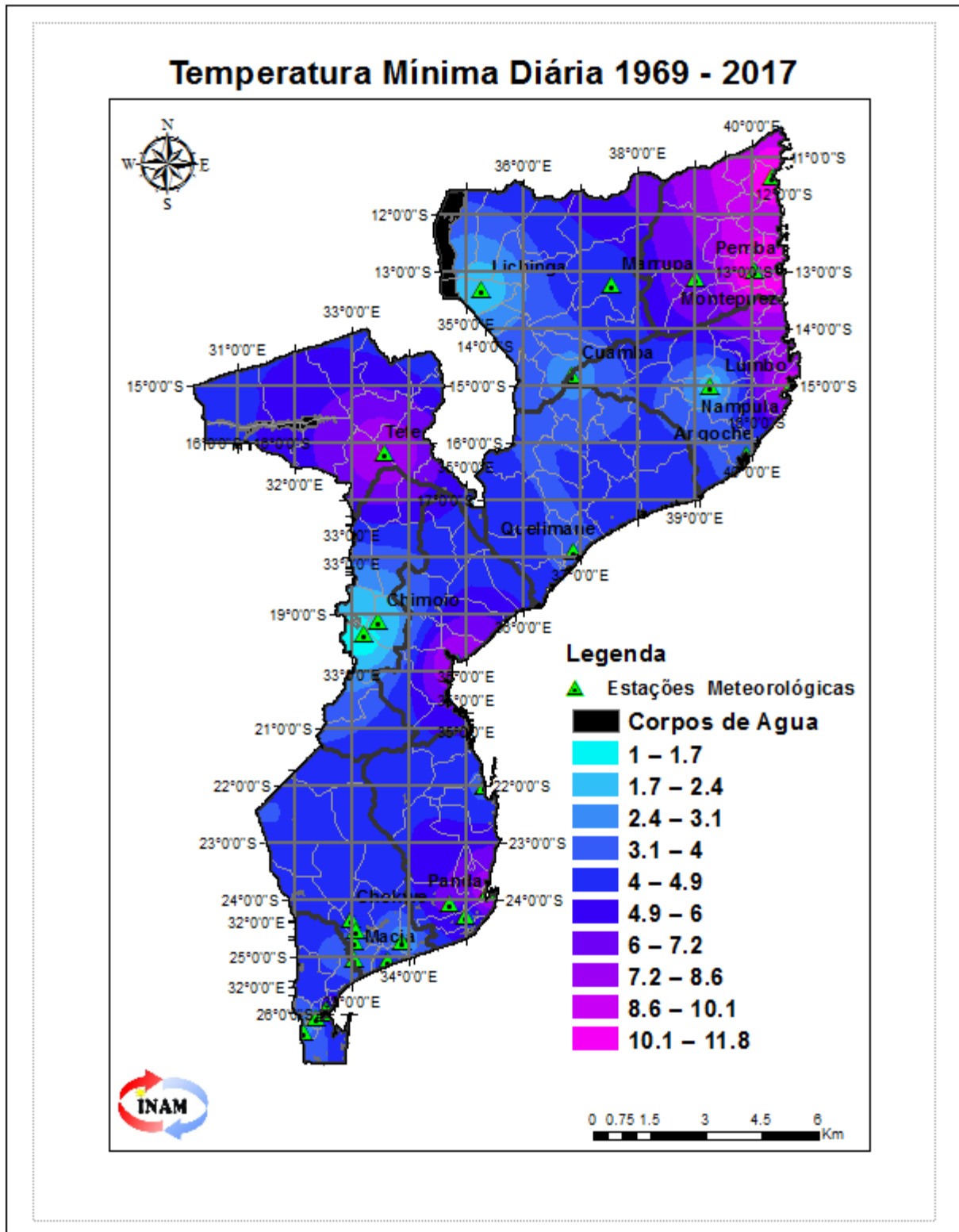
T_0 = Temperatura inicial efectiva da ponte quando a estrutura está sob restrição

A temperatura inicial T_0 deve ser considerada como a temperatura do elemento estrutural na fase importante da sua restrição (conclusão). Se isto não é previsível a temperatura média durante a construção deve ser tomada. Em caso de incerteza quanto a sensibilidade da ponte com relação a temperatura inicial T_0 , recomenda-se que sejam considerados um limite inferior e superior de um intervalo esperado para T_0 .



Fonte: INAM, Moçambique

Figura 8-1: Mapa de Temperaturas Máximas



Fonte: INAM, Moçambique

Figura 8-2: Mapa de Temperaturas Mínimas

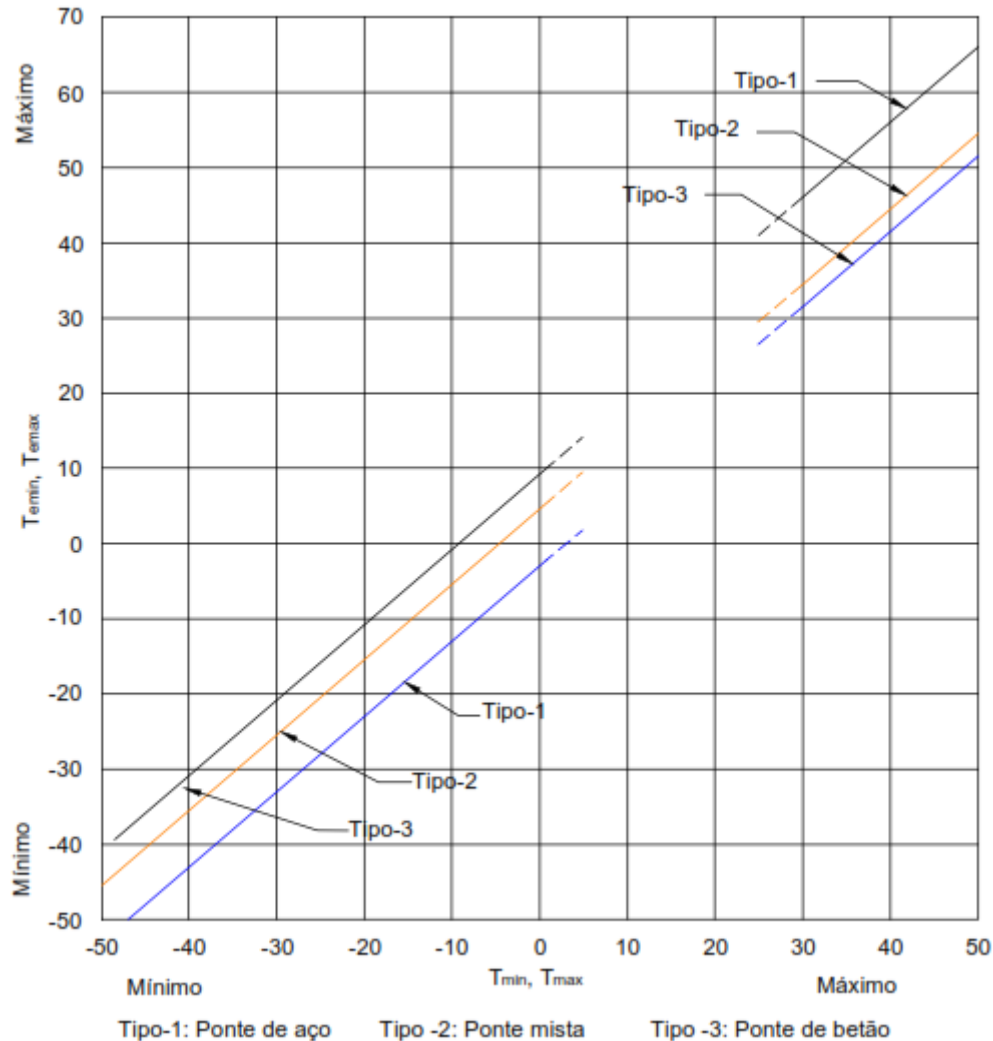


Figura 8-3: Correlação entre Temperaturas Mínima/Máxima do Ar

8.3 Diferença de Temperatura

Devido a variação na temperatura durante um período, o aquecimento e esfriamento do tabuleiro da ponte vai resultar nas variações de temperatura máxima de aquecimento e máxima de esfriamento. Superfície superior fica mais quente durante o aquecimento e a superfície inferior mantém-se mais quente durante o esfriamento do tabuleiro da ponte.

A diferença de temperatura vertical pode produzir efeitos na estrutura devido a restrição de livre curvatura e fricção em aparelhos de apoio rotacionais. O efeito do gradiente da temperatura vertical pode ser considerado usando um gradiente de temperatura linear equivalente $\Delta T_{m\text{heat}}$ e $\Delta T_{m\text{cool}}$ a ser aplicado entre a superfície superior e inferior do tabuleiro da ponte. Os valores de $\Delta T_{m\text{quente}}$ e $\Delta T_{m\text{frio}}$ podem ser obtidos da Tabela 8-1. Os valores dados nesta tabela são em função de um revestimento de 50mm de profundidade.

Tabela 8-1: Diferença linear de temperatura para os tabuleiros das pontes

Tipo de tabuleiro	Superfície superior quente que inferior	Superfície inferior quente que superior
	$\Delta T_{m \text{ heat (quente)}}$ (°C)	$\Delta T_{m \text{ cool (frio)}}$ (°C)
Tipo 1 : Tabuleiro metálico	18	13
Tipo 2 : Tabuleiro misto	15	18
Tipo 3 : Tabuleiro de betão : - caixão de betão - viga de betão - laje de betão	10 15 15	5 8 8
<i>Os valores dados nesta tabela são função de um revestimento de 50mm de profundidade</i>		

Para a espessura de revestimento acima de 50mm, os valores devem ser multiplicados por um factor k_{sur} dado na Tabela 8-2.

Tabela 8-2: Valores de k_{sur} para diferentes espessuras de revestimento

Espessura mm	Tabuleiro tipo 1		Tabuleiro tipo 2		Tabuleiro tipo 3	
	Face superior quente que inferior	Face inferior quente que superior	Face superior quente que inferior	Face inferior quente que superior	Face superior quente que inferior	Face inferior quente que superior
Não revestido	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
Prova de água	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0

8.4 Coeficiente de Dilatação Térmica

Com o propósito de cálculo dos efeitos de temperatura, o coeficiente de dilatação térmica para estruturas de betão e metálicas podem ser tomados os valores de $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ e $12,0 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ para betão e metal, respectivamente, excepto quando valores mais precisos tiverem sido determinados experimentalmente.



9

Acções Sísmicas

9 Acções Sísmicas

As disposições deste capítulo referem-se às acções devidas ao sismo para pontes convencionais com lajes, vigas, caixão apoiado em pilares nos quais acções sísmicas horizontais reflectem-se principalmente na flexão de pilares ou de encontros. As estruturas em regiões sísmicas deve ser projectadas e construídas para suportar as forças projectadas devidas ao sismo.

As pontes suspensas, de tirantes, de alvenaria, móveis e flutuantes não estão cobertas no âmbito desta secção.

9.1 Zonas Sísmicas

Moçambique é classificado em três zonas com o propósito da determinação de acções sísmicas como representado na Figura 9-1. A aceleração de pico e referência na superfície da terra (a_{gR}) pode ser obtida da Tabela 9-1 que corresponde a um período de retorno de 475 anos. A ponte deve ser atribuída uma das zonas sísmicas em função da sua localização.

Tabela 9-1: Zonas de Terremotos

Zona sísmica	Aceleração superficial de pico (a_{gR})
I	0,163-0,244 g
II	0,04-0,163g
III	$\leq 0,04$ g

Para o propósito de cálculo do efeito sísmico, as pontes devem ser classificadas por classes de importância conforme a Tabela 9-2 dependendo das consequências dos seus danos ou falhas devido os eventos sísmicos. Os vários factores que impõem a categoria por importância podem incluir a extensão de distúrbios ao tráfego afectando a vida humana, a importância de manutenção de comunicações especialmente no período imediato pós-terremoto, custo de reparações ou substituição e o tempo gasto, perdas económicas indirectas, impactos sociais, segurança ou garantias de defesa.

Tabela 9-2: Factores de Importância Sísmica

Categoria	Descrição	Factor de Importância (IF)
I	Pontes que não são críticas para manutenção da comunicação e têm uma importância baixa que a média de importância	0.85
II	Pontes rodoviárias em geral de importância média	1.0
III	Pontes de importância crítica, especialmente no período imediato pós-terremoto, pontes cuja sua falha está associada com um número provável elevado de fatalidades e grandes pontes onde o ciclo de vida do projecto maior que o normal é necessário.	1.3

Aceleração superficial de projecto (a_g) = (Factor de Importância, a_{gR}).

Em caso de sismicidade muito baixa, as pontes não devem ser analisadas para as acções sísmicas. As pontes devem ser consideradas para o caso de sismicidade muito baixa se a aceleração na superfície da terra para o tipo A (a_g) não é maior que 0,04g ou o produto da aceleração do projecto na superfície da terra e o factor do solo (i.e. $a_g S$) é maior que 0,05g.

No caso de sismicidade muito baixa, os procedimentos do projecto sísmico simplificado podem ser usados para pontes normais. As pontes devem ser consideradas no caso de sismicidade muito baixa se a aceleração do projecto na superfície da terra sobre superfície de tipo A (a_g) não é maior que 0.08g ou o produto da aceleração do projecto na superfície da terra e o factor do solo (i.e. $a_g S$) é maior que 0,1g.

9.2 Condições do solo

As condições locais do terreno têm influência na acção sísmica e na sua quantificação, o terreno é classificado em diferentes tipos de A a E, descritos pelos perfis estratigráficos e parâmetros como fornecido na Tabela 9-3.

Tabela 9-3: Tipos de solos

Tipo de solo	Descrição de perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s\ 30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows/30cm)	C_u (N/mm ²)
A	Rocha ou outro tipo como formação geológica, incluindo no máximo 5 m de material fraco na superfície.	>800	-	-
B	Depósitos de areia muito densa, cascalho, ou argila muito dura, pelo menos várias dezenas de metros de espessura, caracterizada pelo aumento gradual de propriedades mecânicas com a profundidade.	360-800	> 50	> 0,25
C	Depósitos profundos de areia densa ou meio-denso, cascalho ou argila com espessura de dezenas de metros até muitas centenas de metros.	180-360	15-50	0,07-0,25
D	Depósitos de solos sem coesão a coesão média (com e sem algumas camadas de material macio e coesivo ou de solos predominantemente soltos a firmemente coesivos).	<180	<15	<0,70
E	Um perfil do solo que consiste de uma camada aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e espessura a variar entre 5 e 20 m, com destaque para material duro com $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Depósitos que consistem ou contêm uma camada de pelo menos 10 m de espessura, de argila macia/material silteoso com um alto índice de plasticidade ($P_1 > 40$) e alto teor de humidade.	<100 (indicativo)	-	0,01 - 0,02
S ₂	Depósitos de solos liquefeitos, de argila sensível, ou qualquer outro perfil do solo não incluído nos tipos A-E ou S ₁			
$v_{s\ 30}$ = Velocidade média da onda de corte sobre 30 m do solo com tensão de corte de 10^{-5} ou menor N_{SPT} = Teste de penetração padrão e contagens de sopro C_u = Resistência de corte do solo saturado (N/mm ²)				

O tipo do terreno deve ser classificado de acordo com a velocidade média da onda de corte ($v_{s\ 30}$), se disponível, de contrário usa-se o valor de N_{SPT} . A velocidade média da onda de corte calcula-se como

$$V_{S\ 30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{v_i}}$$

O h_i e v_i referem-se espessura em metros e velocidade da onda de corte num nível tensão de corte de 10^{-5} ou menos para a camada i existente no topo de 30 m.

O terreno tipo S_1 e S_2 representa duas condições especiais que requerem estudos especiais para a definição da acção sísmica.

9.3 Representação Básica da Acção Sísmica

A movimentação do terremoto num dado ponto da superfície é representado por um espectro de resposta da aceleração da superfície do solo elástica chamada de "espectro de resposta elástica". A acção horizontal sísmica é descrita por duas componentes ortogonais consideradas como independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta.

9.3.1 Espectro de Resposta Elástica

Para as componentes horizontais da acção sísmica, espectro de resposta elástica S_e é dado pelas seguintes expressões:

$$S_e = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta_{2,5} - 1) \right] \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e = a_g S \eta_{2,5} \quad \text{para } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e = a_g S \eta_{2,5} \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad \text{para } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e = a_g S \eta_{2,5} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad \text{para } T_D \leq T \leq 4 \text{ Segundos}$$

onde

S_e = Espectro de resposta elástica

T = Período de vibração de um sistema linear de um único grau de liberdade

a_g = Aceleração do projecto na superfície/solo (a_g)

T_B = Limite inferior do período da aceleração do espectro

T_C = Limite superior do período da aceleração do espectro constante

T_D = Valor no início do intervalo de resposta do deslocamento constante do espectro

S = Factor do solo

η = Factor de correcção do amortecimento com um valor de referência de $\eta=1$ para 5% de amortecimento

Os valores dos períodos de tempo T_B , T_C e T_D e o factor do solo S dependem do tipo do solo. Dependendo das características do terremoto mais significativo na contribuição para o perigo local, dois tipos de espectro de resposta elástica são:

Tipo 1: superfície-magnitude da onda, M_s , maior que 5,5

Tipo 2: superfície-magnitude da onda, M_s , menor que ou igual a 5,5

Os parâmetros T_B , T_C e T_D e S para dois tipos de espectro são dados na Tabela 9-4

Tabela 9-4: Valores dos parâmetros para o Espectro de Resposta Elástica

Espectro	Tipo de Solo	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	A	1,0	0,15	0,4	2,0
	B	1,2	0,15	0,5	2,0
	C	1,15	0,20	0,6	2,0
	D	1,35	0,20	0,8	2,0
	E	1,4	0,15	0,5	2,0
Tipo 2	A	1,0	0,05	0,25	1,2
	B	1,35	0,05	0,25	1,2
	C	1,5	0,1	0,25	1,2
	D	1,8	0,1	0,30	1,2
	E	1,6	0,05	0,25	1,2

A forma de Tipo1 e Tipo2 espectros de resposta elástica normalizada (S_e/a_g) correspondentes ao tipo de condições do solo são dados na Figura 9-2 para 5% de amortecimento.

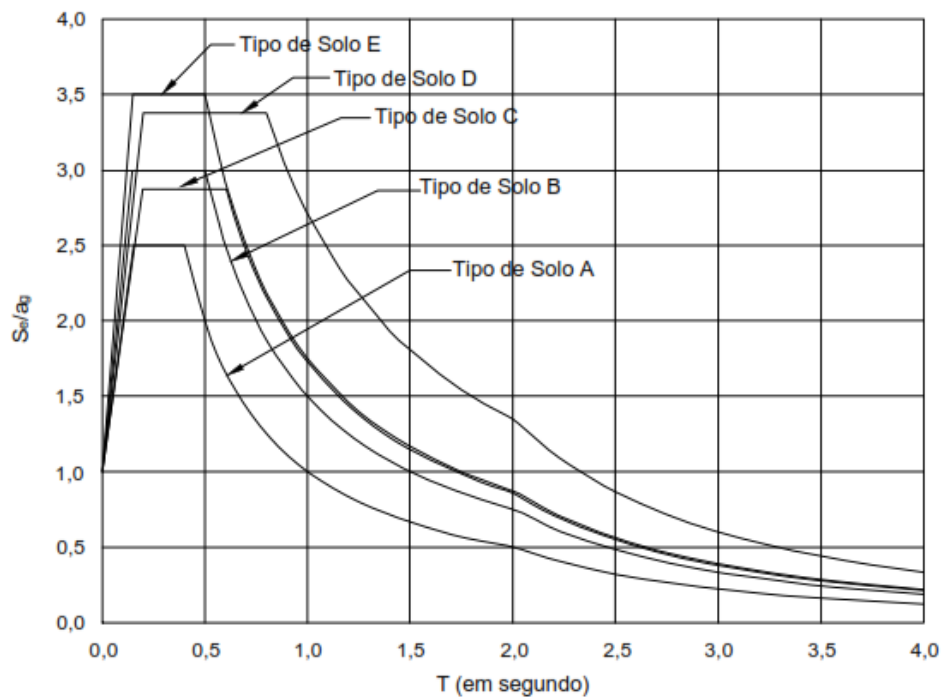
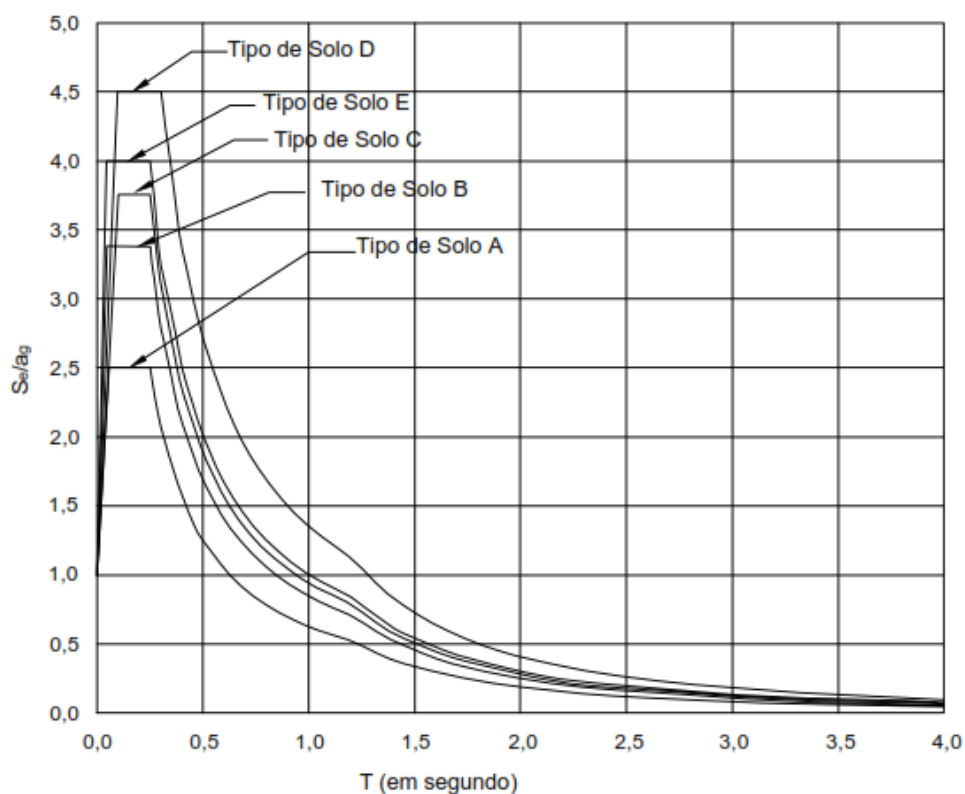
Para qualquer outro valor de amortecimento, o factor de correcção de amortecimento η pode ser determinado como:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + DR)} \geq 0,55$$

Onde , DR é a razão de amortecimento da estrutura em percentagem .

O espectro resposta de deslocamento elástico (S_{De}) deve ser obtido pela transformação directa de espectros resposta da aceleração elástica S_e como se segue.

$$S_{De} = S_e \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2$$

**a. Espectro Tipo 1****b. Espectro Tipo 2****Figura 9-2: Espectro de Resposta Sísmica Horizontal Elástica (5% de amortecimento)**

9.3.2 Espectro de Resposta Vertical Elástica

A componente vertical da acção sísmica deve ser representada pelo espectro de resposta elástico (S_{ve}) dado por:

$$S_{ve} = a_{vg} S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta_{3,0} - 1) \right] \quad \text{Para } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_{ve} = a_{vg} S \eta_{3,0} \quad \text{Para } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_{ve} = a_{vg} S \eta_{3,0} \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad \text{Para } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_{ve} = a_{vg} S \eta_{3,0} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad \text{Para } T_D \leq T \leq 4 \text{ Segundos}$$

Os valores dos períodos de tempo T_B , T_C , T_D e a_{vg} para solos de tipo A, B, C, D e E para espectro vertical são dados na Tabela 9-5.

Tabela 9-5: Valores de Parâmetros do Espectro de Resposta Vertical Elástica

Espectro	a_{vg}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	0,90 a_g	0,05	0,15	1,0
Tipo 2	0,45 a_g	0,05	0,15	1,0

9.3.3 Deslocamento do Solo Projectado

O deslocamento projectado do solo (d_g) corresponde a aceleração projectada para o solo que pode ser estimada como:

$$d_g = 0,025 a_g S T_C T_D$$

9.3.4 Espectro de Projecto para Análise Elástica

De modo a evitar análise inelástica explícita no projecto, a capacidade da estrutura na dissipação de energia através do comportamento dúctil é tida em conta procedendo-se uma análise elástica baseada num espectro de resposta elástica reduzida por um factor de comportamento q . Ambas estruturas dúctis limitadas e dúctis devem ser projectadas por via da análise linear.

As componentes horizontais da acção sísmica, o espectro de projecto (S_d) são dados pelas seguintes expressões:

$$S_d = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d = a_g S \frac{2,5}{q} \quad \text{para } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad \text{but } \geq \beta a_g \quad \text{para } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad \text{but } \geq \beta a_g \quad \text{para } T_D \leq T$$

ONDE

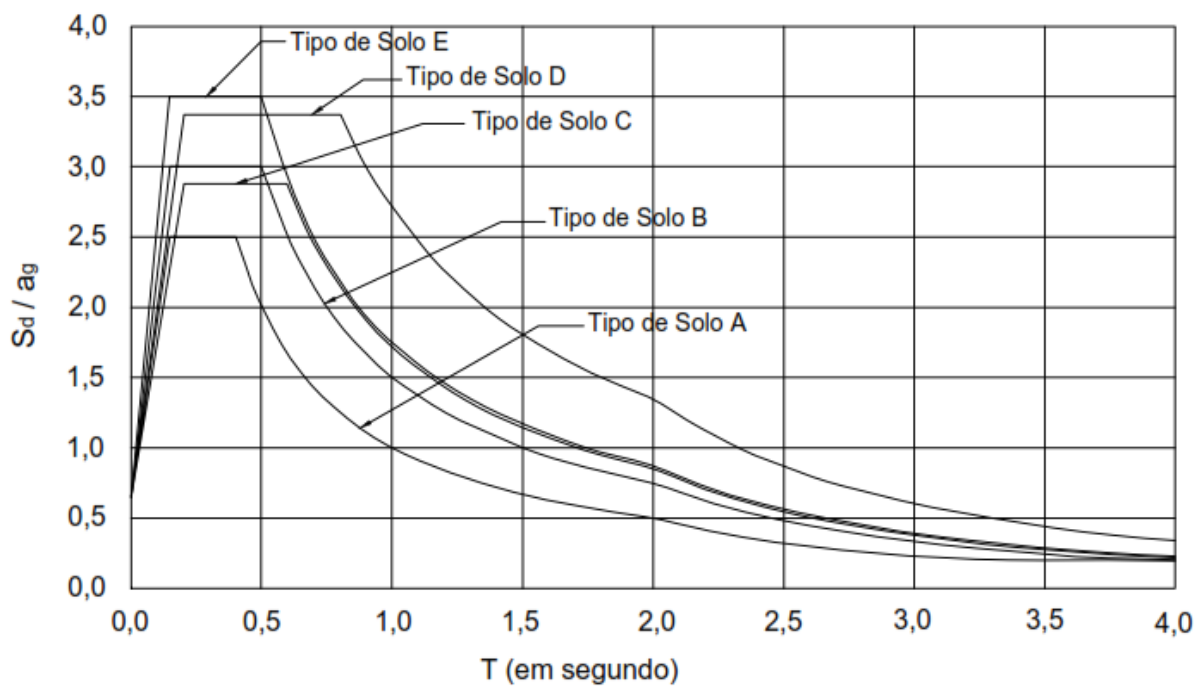
a_g, S, T_B, T_C E T_D = Foram definidos atrás

S_d = Espectro de projecto

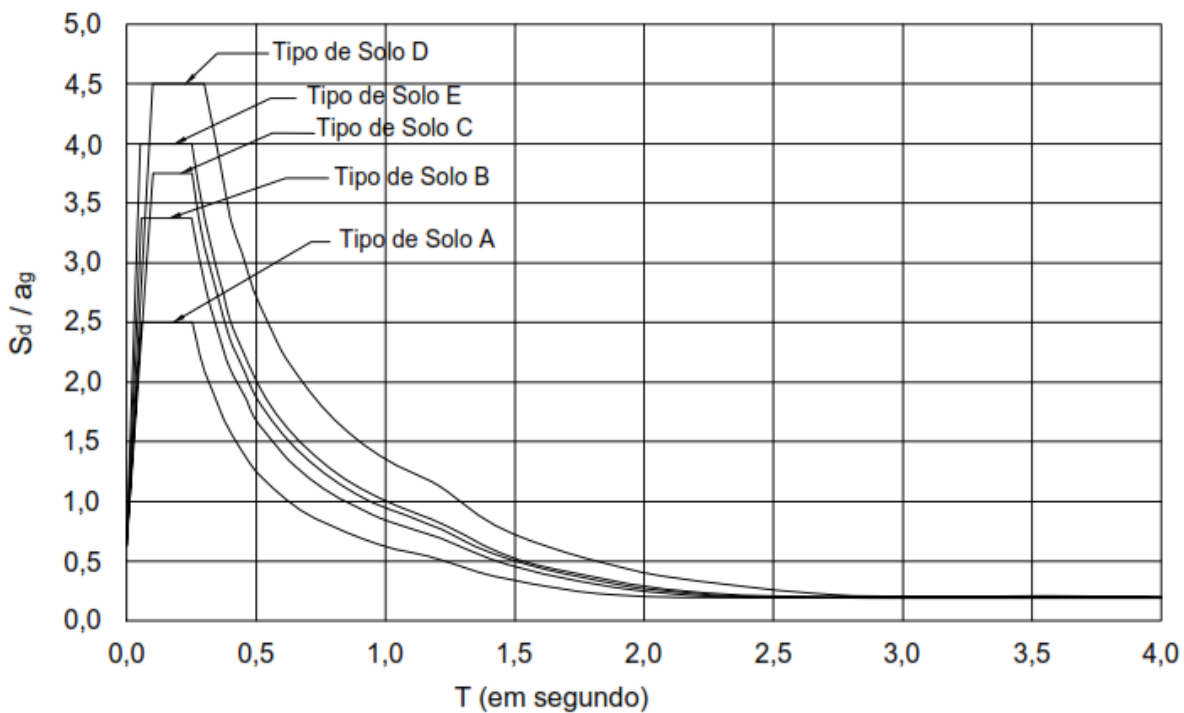
q = Factor de comportamento, definido mais adiante

β = Factor de limite inferior do espectro de projecto horizontal = 0,2

O espectro de resposta normalizada de projecto (S_d / a_g) correspondente ao tipo de condições do solo são dados na Figura 9-3 para 5% de amortecimento e para o factor de comportamento de $q = 1,0$.



a. Espectro Tipo 1



b. Espectro Tipo 2

Figura 9-3: Espectro de Resposta de Projecto Normalizado, $q = 1$)

9.3.4.2 Espectro de Projecto Vertical para Análise do Espectro

Para a componente vertical da acção sísmica o espectro de projecto é dado pelas expressões fornecidas na Secção 9.3.4.1. Ao usar estas expressões, substitua a_g por a_{vg} , assumindo o valor de $S=1,0$ e outros parâmetros incluídos na Tabela 9-5.

9.4 Análise das Acções Sísmicas

9.4.1 Geral

A resposta do movimento aleatório do solo pode ser analisado pela modelação da estrutura em três direcções perpendiculares mutuamente. As componentes são consideradas a actuar simultaneamente mas independentemente. Em certos casos, isto é suficiente analisar a resposta em dois modelos separados na análise, um para modelar a resposta na direcção longitudinal e outro para a direcção transversal. Os casos em que é necessário analisar na direcção vertical são descritos mais adiante.

9.4.2 Massas Sísmicas

Na análise sísmica, a carga estática dos respectivos componentes da estrutura deve ser considerada. O valor médio de massas permanentes igual aos seus valores característicos e os valores quase-permanentes da acção variável devido ao tráfego devem ser tomados como $\psi_2 Q_{kl}$, onde Q_{kl} é o valor característico da carga devida ao tráfego. O valor de factor $\psi_2 = 0$ para pontes rodoviárias com o tráfego normal. Para pontes com o tráfego intenso e para o Sistema UDL do Modelo 1 de carga, o valor do factor $\psi_2 = 0.2$ podem ser considerado. Para o propósito da condição de tráfego intenso, todas as rotas de importância internacional e nacional podem ser considerados. Quando os pilares são submersos na água, efeitos hidrodinâmicos podem ser omitidos na direcção vertical da acção sísmica.

9.4.3 Amortecimento da Estrutura

Quando a análise do espectro de resposta é usada, os seguintes valores da razão de amortecimento podem ser assumidos dependendo do material do elemento onde parte considerável da energia de deformação é dissipada durante a resposta sísmica. Em geral, isto vai ocorrer nos pilares.

Betão armado	5%
Betão pré-esforçado	2%
Aço soldado	2%
Aço aparafusado	4%

Quando a estrutura é composta por muitos elementos com diferentes relações de amortecimento, o amortecimento efectivo da estrutura pode ser estimado atribuindo o peso médio considerando a relação de amortecimento e a energia de deformação induzida em diferentes componentes pela acção sísmica.

9.4.4 Interação Solo-Estrutura

Para a análise sísmica do sistema global, os apoios que transmitem a acção sísmica do solo para o tabuleiro devem, em geral, ser assumidos como relativamente fixos no solo

da fundação. O efeito da interação solo-estrutura pode ser considerado usando impedâncias apropriadas ou camadas de solos apropriadamente definidas.

O efeito da interação solo-estrutura deve ser sempre contabilizado para os pilares onde, devido a acção da carga horizontal unitária numa dada direcção no topo do pilar, a flexibilidade do solo contribui em mais de 20% do deslocamento no topo do pilar.

9.4.5 Efeitos da Torsão

O efeito da torsão numa ponte em torno do eixo vertical deve ser considerado apenas em pontes enviezadas (ângulo em viés $> 20^\circ$) e pontes com uma relação $B/L > 2$. As pontes enviezadas tendem a rodar em torno do eixo vertical mesmo quando o centro de massa coincide teoricamente como o centro de rigidez. As pontes enviezadas com ângulo maior que 45° deve em geral ser evitadas em regiões potencialmente sísmicas.

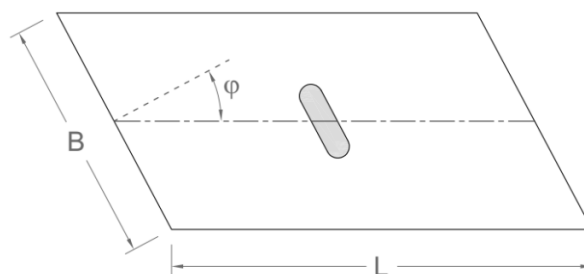


Figura 9-4: Ponte Enviezada

9.4.6 Factor de Comportamento para Análise Linear

Análise linear usando o factor de comportamento q (factor de redução da força global) é o método da análise normal. O factor de comportamento é globalmente definido para a estrutura inteira e reflecte a sua capacidade de ductilidade. Dois tipos de comportamentos sísmicos são previsíveis nas pontes.

- Comportamento dútil: Corresponde a valores de factor de comportamento, $1.50 < q \leq 3.5$
- Comportamento dútil limitado: Corresponde a valores de factor de comportamento, $q \leq 1,50$

Os valores máximos do factor de comportamento q que pode ser usado para duas componentes horizontais devem ser como os fornecidos na Tabela 9-6, dependendo do comportamento pós-elástico do elemento dútil. A capacidade dos elementos dútil em desenvolver deformações é um requisito essencial para valores do factor de comportamento especificados na Tabela de comportamento dútil. Se uma ponte tem vários tipos de elementos com comportamento dútil, o factor de comportamento deve ser usado fazendo corresponder ao grupo-tipo com maior contribuição à resistência sísmica. Valores diferentes podem ser usados em duas direcções horizontais.

Tabela 9-6: Valores Máximos do Factor de Comportamento q

Tipo de Membro Dútil	Comportamento Sísmico	
	Ductilidade Limitada	Ductilidade
Pilares de betão armado:		
Pilares verticais em flexão	1,5	3,5 λ
Apoios inclinados em flexão	1,2	2,1 λ
Pilares metálicos:		
Pilares verticais em flexão	1,5	3,5
Apoios inclinados em flexão	1,2	2,0
Pilares com geometria normal	1,5	2,5
Pilares excêntricos	-	3,5
Encontros ligados rigidamente ao tabuleiro:		
Em geral	1,5	1,5
Encastrados em estruturas	1,0	1,0
Arcos	1,2	2,0
$\lambda = 1.0$ for $\alpha_s \geq 3$ $\lambda = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$ for $3 > \alpha_s \geq 1,0$ $\alpha_s = L_s/h$ é a razão do vão de corte do pilar, onde L_s é a distância da secção deformada ao ponto do momento zero e h é a profundidade da secção transversal na direcção de deformação plástica.		

Para os elementos de betão armado dútils os valores de factores q especificados na Tabela são aplicáveis quando a força axial normalizada η_k não excede 0,30. Quando $0,30 < \eta_k \leq 0,60$, mesmo num elemento dútil único, o valor do factor q deve ser reduzido para:

$$q_r = q - \frac{\eta_k - 0,3}{0,3} (q - 1) \quad \text{mas } \geq 1,0$$

A força axial normalizada é dada por

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}}$$

Onde,

N_{Ed} = Valor de força axial em deformação plástica correspondente a combinação de projecto sísmico, positivo em compressão.

A_c = Área transversal da secção.

f_{ck} = Tensão característica do betão à compressão.

Um valor para o factor de comportamento reduzido $q_r = 1,0$ deve ser usado para as pontes nas quais o sistema resistente de força sísmica contem elementos com $\eta_k \geq 0,6$.

Os valores do factor q para comportamento dútil especificado na Tabela, pode ser usado apenas se os locais de todas as deformações plásticas relevantes são acessíveis para a inspecção e reparação. De contrário, estes valores são multiplicados por 0,6. Contudo os valores- q finais menores que 1,0 não precisam ser usados.

A resposta de inércia de estruturas de pontes cuja massa segue essencialmente o movimento horizontal sísmico do terreno (encastrada na estrutura), pode ser avaliada usando o valor do projecto da aceleração sísmica no solo e $q=1$. Tais estruturas são caracterizadas por valor muito baixo do período natural nas direcções horizontais ($T \leq 0,03s$). Os encontros ligados flexivelmente ao tabuleiro pertencem esta categoria.

Quando a parte principal da acção sísmica do projecto resiste através dos aparelhos de apoio elastoméricos, a flexibilidade destes impõe um comportamento praticamente elástico do sistema. Tais pontes são projectadas de acordo com as regras de isolamento sísmico.

O factor de comportamento para a análise na direcção vertical deve ser tomado $q=1,0$.

9.4.7 Componente Vertical da Acção Sísmica

Os efeitos da componente vertical sísmica nos pilares pode ser omitida nos casos de uma sismicidade baixa ou moderada. Nos casos de sismicidade alta, estes efeitos devem apenas ser tomados em conta se os pilares estão sujeitos a tensões elevadas devido acções permanentes verticais do tabuleiro, ou quando a ponte está localizada dentro de 5 km de uma falha sísmica tectónica activa.

Os efeitos da componente sísmica vertical actuando na direcção ascendente sobre o tabuleiro de betão pré-esfórcado, aparelhos de apoio e ligações devem ser tidos em conta.

A estimativa dos efeitos das componentes verticais pode ser levada acabo usando o método do modo fundamental e o modelo de tabuleiro flexível.

9.4.8 Comportamento Sísmico Regular e Irregular de Pontes Dúctis

Dependendo do valor máximo do momento do projecto (M_{Ed}) no local pretendido para deformação plástica do elemento dúctil derivado da análise para a situação sísmica de projecto e resistente a flexão do projecto (M_{Rd}) da mesma secção com a sua armadura da acção de efeitos da acção não-sísmica concorrente na situação sísmica do projecto, então o factor da força de redução r_1 associada com aquele elemento, com relação a acção sísmica específica é definida por:

$$r_1 = q \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$$

O valor de $r_1 \leq q$, sendo $M_{Ed} \leq M_{Rd}$

Quando numa ponte regular, o valor máximo de r_1 entre todos os elementos dúctis $r_{1,max} = 1,0$, a ponte responde elasticamente terremoto considerado.

Uma ponte deve ser considerada como tendo comportamento regular sísmico na direcção horizontal considerada, quando a seguinte condição é satisfeita:

$$\rho_{r1} = \frac{r_{1\max}}{r_{1\min}} \leq \rho_0$$

Onde,

$r_{1\max}$ = Valor máximo entre todos os membros dúctis.

$r_{1\min}$ = Valor mínimo entre todos os membros dúctis.

ρ_0 = 2,0, valor limitante seleccionado para assegurar que a produção sequencial do membro dúctil não causará demandas inaceitavelmente altas num membro.

Um ou mais membros dúctis (pilares) podem ser excluídos do cálculo acima de $r_{1\max}$ e $r_{1\min}$, se a sua contribuição total do esforço de corte não excede 20% do esforço total devido ao sísmico na direcção horizontal considerada.

As pontes que não satisfazem a condição de ρ_{r1} , devem ser consideradas como tendo comportamento irregular sísmico, na direcção horizontal considerada. Estas pontes deverão ser calculadas, usando um valor reduzido valor-q

$$q_{r1} = q \frac{\rho_0}{\rho_{r1}} \geq 1,0$$

ou deverão ser calculadas baseadas nos resultados de análise não-linear.

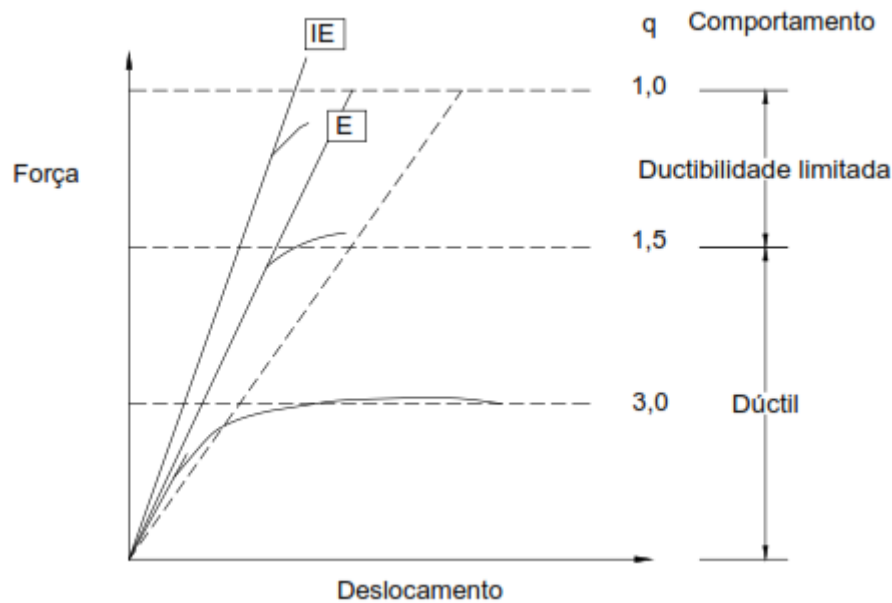
9.4.9 *Análise Não-linear de Pontes Irregulares*

Nas pontes de comportamento sísmico irregular, a produção sequencial dos membros dúctis (pilares) pode causar desvios substanciais dos resultados da análise linear equivalente efectuada com a suposição de um factor de q a partir daqueles da resposta não-linear da estrutura da ponte.

Em geral a resposta realista de pontes irregulares sob cálculo da acção sísmica pode ser estimada por meio da análise do histórico não-linear. Uma aproximação da resposta não-linear pode ser obtida por uma combinação de uma análise linear equivalente com análise estática não-linear.

9.4.10 *Comportamento Sísmico da Estrutura*

A ponte deve ser projectada para assegurar que o seu comportamento face ao cálculo da acção sísmica é dúctil, ou dúctil limitado/essencialmente elástico, dependendo do nível de sismicidade do local, se o isolamento sísmico foi adoptado, ou qualquer outro constrangimento prevalece. Este comportamento (dúctil ou dúctil limitado) é caracterizado pela relação força-deslocamento global da estrutura, apresentada na Figura 9-5.



EI- Elástico Ideal, E – Essencialmente Elástico

Figura 9-5: Comportamento Sísmico da Estrutura

9.4.10.1 Comportamento Dúctil

Em regiões com acção sísmica moderada a alta, é preferível projectar uma ponte para um comportamento dúctil. Isto consegue-se através da formação da configuração pretendida das deformações plásticas ou usando dispositivos isoladores. Os deflectómetros normalmente formam-se nos pilares e actuam como componentes primários dissipadores de energia. A localização da flexão plástica deve ser seleccionada em pontos que são acessíveis para inspecção e reparação. O comportamento dúctil corresponde um factor de $1,50 < q \leq 3,5$.

A flexão plástica não deve ser formada nas secções de betão armado onde a força axial normal η_k dada abaixo excede 0,6.

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}}$$

Os elementos pré-esforçados devem ser protegidos da formação de flexões plásticas face ao projecto da acção sísmica. Os pilares ou os encontros ligados ao tabuleiro através de aparelhos de apoio elastoméricos móveis ou flexíveis devem, em geral, manter-se dentro do intervalo plástico.

9.4.10.2 Comportamento Dúctil Limitado

Em estruturas com comportamento dúctil limitado, uma região produtora com redução significativa na rigidez secante não precisa aparecer face ao projecto da acção sísmica, mas o desvio a partir do comportamento elástico ideal garante alguma dissipação de energia histerética. O comportamento dúctil limitado corresponde um factor de comportamento $q \leq 1,5$.

Para pontes onde os detalhes de deflectómetro plástico para a ductilidade pode não ser fiável (exemplo devido a força axial grande), um factor de comportamento de $q = 1$ é recomendado, correspondendo ao comportamento elástico.

9.4.11 *Rididez Efectiva*

Quando métodos de análise linear equivalente são usados, a rigidez de cada elemento deve ser correspondente a sua rigidez secante face as tensões máximas calculadas devido acção sísmica de cálculo. Para elementos contendo deflectómetros plásticos correspondem à rigidez secante no ponto de cedência teórico.

Para elementos de betão armado em pontes projectadas para comportamento dúctil, salvo uma melhor precisão do método usado para a sua estimativa, o efeito da rigidez a flexão a ser usada na análise linear (estática ou dinâmica) para o projecto da acção sísmica pode ser estimado como se segue.

- Para pilares de betão armado, um valor calculado na base da rigidez secante no ponto de cedência teórica.
- Para tabuleiros de betão pré-esforçado ou armado, a rigidez das secções de betão completamente não fissuradas.

Em pontes projectadas para comportamento dúctil limitado, a rigidez de flexão das secções completas e não fissuradas pode ser usado para toda estrutura.

Para ambas pontes dúctil e dúctil limitado, a redução significativa da rigidez de torsão de tabuleiros de betão, devem ser contabilizados. Salvo se um cálculo mais preciso tiver sido feito, as seguintes frações da rigidez de torsão da secção não fissurada podem ser usadas:

- Para secções abertas ou lajes, a rigidez de torsão pode ser ignorada.
- Para secções em caixão pré-esforçadas, 30% da rigidez da secção completamente não fissurada.
- Para secções em caixão de betão armado, 30% da rigidez da secção completa e não fissurada.

9.5 Métodos Lineares de Análises

Em caso de um nível baixo a médio de sismicidade, métodos de cálculo sísmico pode ser usados para pontes normais, os métodos simplificados são baseados na ductilidade limitada/essencialmente comportamento elástico da ponte para a qual as condições de ductilidade mostram-se desnecessárias. Em caso de alta sismicidade, a selecção do comportamento dúctil é geralmente aconselhável.

9.5.1 *Método de Modo Fundamental*

As forças sísmicas estáticas equivalentes são derivadas das forças de inércia correspondentes ao modo fundamental e período natural da estrutura na direcção em consideração. O espectro do projecto dependente do terreno deve ser usado para derivar as forças sísmicas. O método também inclui simplificações relacionadas com a forma do primeiro modo e a estimativa do período fundamental.

Este método pode ser aplicado usando três diferentes suposições para o modelo dependendo das características particulares da ponte,

- O Modelo de Tabuleiro Rígido
- O Modelo de Tabuleiro Flexível
- O Modelo de Pilar Individual

O método de modo fundamental pode ser aplicado quando o comportamento dinâmico da estrutura pode ser suficientemente aproximado por um grau de liberdade dinâmico simples de modelo. Isto pode ser considerado nos seguintes casos:

- Na direcção longitudinal de aproximadamente pontes estreitas com tabuleiro contínuo, quando as forças sísmicas são absorvidas por pilares e a sua massa total é inferior a 20% da massa total do tabuleiro
- Na direcção transversal para pontes estreitas como definido atrás (a) e o sistema estrutural é aproximadamente simétrico sobre o centro do tabuleiro e
- Em caso de pilares com vãos simplesmente apoiados, na ausência de interação significativa entre pilares e a massa total de cada pilar menor que 20% da massa de contribuição do tabuleiro.

9.5.1.1 Modelo de Tabuleiro Rígido

Este modelo pode apenas ser aplicado se, face acção sísmica, a deformação do tabuleiro no plano horizontal é negligenciada comparada aos deslocamentos horizontais no topo dos pilares. Esta condição é sempre encontrada na direcção longitudinal para pontes aproximadamente estreitas com tabuleiros contínuos. Na direcção transversal o tabuleiro pode ser considerado rígido se $L/B \leq 4,0$, ou se a diferença máxima dos deslocamentos transversais no topo dos pilares não excede 20% da média de todos os deslocamentos no topo dos pilares face acção sísmica transversal ou face a distribuição de carga similar transversal.

O efeito sísmico deve ser determinado aplicando uma força horizontal estática equivalente (F) no tabuleiro dado por :

$$F = M S_d$$

Onde :

M = Massa total efectiva na estrutura, igual a massa do tabuleiro mais a massa da metade superior dos pilares.

S_d = Aceleração espectral do projecto correspondente ao período fundamental T da ponte.

O período fundamental T da ponte é dado por:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{\sum K_i}}$$

Onde:

$\sum K_i$ = Rigidez do sistema, igual a soma da rigidez de cada elemento resistente

A força F na direcção transversal pode ser distribuída ao longo desta proporcionalmente a distribuição das massas efectivas.

9.5.1.2 Modelo de Tabuleiro flexível

O modelo flexível deve ser aplicado se a diferença máxima dos deslocamentos transversais nos topos dos pilares excede 20% da média dos deslocamentos de todos topos dos pilares devido acção sísmica transversal ou devido a mesma distribuição similar da carga transversal.

O período fundamental da estrutura na direcção horizontal considerada, pode ser estimada via o quociente de *Rayleigh*, usando um sistema generalizado de único grau de liberdade, como se segue:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum M_i d_i^2}{g \sum M_i d_i}}$$

Onde:

M_i = Massa no ponto nodal i^{th}

d_i = Deslocamento na direcção considerada quando a estrutura é actuada pelas forças gM_i actuando em todos os pontos nodais na direcção considerada.

Os efeitos sísmicos devem ser determinados aplicando forças horizontais F , em todos os pontos nodais dadas como:

$$F_i = \frac{4\pi^2}{g T^2} S_d d_i M_i$$

Onde:

T = Período do modo fundamental de vibração na direcção horizontal considerada.

M_i = Massa concentrada no ponto I^{th} .

d_i = Deslocamento do ponto nodal i^{th} numa aproximação da forma do modo primeiro

S_d = Aceleração espectral do projecto

g = Aceleração de gravidade.

9.5.1.3 Efeitos Torsionais

Quando os efeitos sísmicos são determinados na direcção transversal usando modelo de tabuleiro rígido ou flexível, os efeitos de torsão na direcção transversal, isto é, rotação em torno do eixo axial podem ser estimados aplicando um momento torsional estático M_t

$$M_t = \pm F e$$

Onde

F = Força horizontal determinada para o Modelo de Tabuleiro Rígido (F) ou Modelo de Tabuleiro Flexível ($\sum F_i$) que está a ser considerado

$$e = e_0 + e_a$$

e_0 = Excentricidade teórica

e_a = Excentricidade adicional a contabilizar para efeitos de amplificação acidental e dinâmica
= 0.05L

O momento de torsão M_t pode ser distribuído aos membros/elementos de apoio usando Modelo Rígido.

9.5.1.4 Modelo Individual do Pilar

Quando acção sísmica na direcção transversal da ponte resiste principalmente através dos pilares, sem interacção significativa entre pilares adjacentes, efeitos sísmicos no pilar i^{st} pode ser determinado aplicando nele uma força estática dada por

$$F = M_i S_d$$

Onde

M_i = Massa efectiva atribuída ao pilar i^{st}

S_d = Aceleração espectral do projecto correspondente ao período fundamental T para o pilar i^{st} considerado independentemente

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$$

K_i = Rigidez do pilar i^{st}

Esta aproximação simplificada pode ser aplicada como a primeira análise preliminar, se o período fundamental de todos os pilares adjacentes satisfaz a seguinte condição:

$$0,90 \leq T_i/T_{i+1} \leq 1,10$$

Se a condição acima é satisfeita, uma redistribuição efectiva da massa atribuída a cada pilar é necessária, conduzindo para a satisfação da condição referida atrás.

9.5.2 Método de Resposta do Espectro – Análise Linear Dinâmica

A análise de Resposta do Espectro é um cálculo elástico para a resposta dinâmica do pico de todos modos significantes da estrutura usando espectro de projecto dependente do terreno.

A resposta geral deve ser obtida pela combinação estática das contribuições do modelo máximo. Este tipo de análise pode ser aplicado em casos onde análise é permitida. Os efeitos da acção do terremoto devem ser determinados a partir de um modelo linear discreto e apropriado (Modelo Dinâmico Completo).

A ponte pode ser analisada separadamente considerando diferentes modelos de vibração. Para ter valor máximo do efeito da acção sísmica, a resposta do modelo de modelos diferentes devem ser combinados, quer através do princípio SRSS/RQSQ (raiz quadrada do somatório dos quadrados) ou o CQC (Combinação Quadrática Completa).

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}$$

Onde,

E_E = Efeito da acção sísmica em consideração (força, deslocamento, etc.)

E_{Ei} = Valor do efeito da acção sísmica devido o modo de vibração i .

9.5.3 Combinação de Componentes da Acção Sísmica

Os três componentes de translação da acção sísmica devem ser tidos em conta nos projectos de pontes. A ponte pode ser analisada separadamente para três componentes da acção sísmica nas direcções longitudinal, transversal e vertical. Os efeitos E_{Ed} da acção sísmica do projecto devido ocorrência simultânea de três componentes deve ser derivada a partir da situação mais desfavorável das seguintes combinações:

$$E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz}$$

$$0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz}$$

$$0,30 E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy} "+" E_{Edz}$$

E_{Edx} , E_{Edy} and E_{Edz} são efeitos das acções sísmicas do projecto em cada direcção X (longitudinal), Y (transversal) e Z (vertical), respectivamente e "+" implica ser combinado com.

9.6 Métodos de Análise Não-Linear

Os métodos de análise não-linear são usados para as pontes com comportamento complexo e irregular. Estes métodos requerem estudos especiais e estão fora do âmbito deste regulamento. Uma indicação do histórico do tempo e análise superficial são dados para uma orientação geral.

9.6.1 Análise do Histórico-Tempo Dinâmico Não-Linear

A resposta dependente do tempo da estrutura deve ser obtida através da integração numérica directa das suas equações diferenciais não-lineares de movimento. A contribuição sísmica consiste dos movimentos históricos da terra ao longo do tempo. Os efeitos das forças de gravidade e outras acções quase-permanentes numa situação de projecto sísmico, como também a ordem de efeitos secundários, devem ser tidos em conta.

Em geral, este método é usado em combinações com uma análise de resposta de espectro normal para ter em conta a resposta pós-elástico e comparação entre o necessário e as ductilidades locais disponíveis. Geralmente, os resultados da análise não-linear não devem ser mal usados nem devem relaxar o especificado como resultado da análise do espectro de resposta. Contudo, em caso de pontes com dispositivos de isolamento e irregulares, resultados baixos a partir da análise rigorosa histórica no tempo podem ser substituídos por resultados da análise de espectro de resposta.

Quando uma análise não-linear histórica no tempo é levada a cabo, pelo menos três pares de componentes em movimentos horizontais históricos no tempo sobre a terra devem ser aplicados em simultâneo.

9.6.2 Análise Simulada não-Linear

Análise simulada é uma análise estática não-linear da estrutura sob efeitos de carga vertical constante (gravidade) e cargas horizontais incrementadas monoliticamente, representando o efeito de uma componente sísmica horizontal. Os efeitos secundários

devem ser contabilizados para o efeito. As cargas horizontais são incrementadas até que o deslocamento pretendido seja atingido no ponto de referência.

Análise deve ser levada a cabo em duas direcções (a longitudinal e transversal). O deslocamento pretendido é o máximo dos deslocamentos na direcção considerada relevante, no centro de massa do tabuleiro deformado, resultando a partir da análise linear equivalente do multi-modo do espectro, assumindo $q = 1,0$, para as seguintes combinações de componentes sísmicos:

$E_x \text{ "+" } 0,3E_y$ and $E_y \text{ "+" } 0,3E_x$.

Análise do espectro deve ser considerada usando a rigidez efectiva dos membros dúctis. O ponto de referência deve ser o centro de massa do tabuleiro deformado.



10

Cargas de Construção

10 Cargas de Construção

AS cargas devidas a construção são aquelas que incidem sobre uma estrutura ou os seus componentes durante a fase de construção das estruturas. Os efeitos de construção/erecção de acordo com as cargas actuais baseadas no programa de construção devem ser consideradas no projecto. Este deve incluir a condição de um vão concluído relativamente a todos outros e o vão adjacente não estando na posição, o que causa um carregamento excêntrico.

Um procedimento detalhado de construção associado com uma metodologia de execução deve ser desenhado durante o projecto e as cargas correspondentes da construção devem ser consideradas no projecto para garantir a estabilidade e a resitência da estrutura.

As cargas de construção (Q_c) podem ser representadas como uma acção variável única ou onde tipos diferentes apropriados de cargas de construção podem ser agrupados e aplicados como uma acção variável isolada. Isolada e/ou em grupos de cargas de construção devem ser consideradas a actuar simultaneamente com as cargas não-de construção conforme o caso. Valores característicos das cargas de construção, incluindo componentes vertical e horizontal onde se justifique, devem ser determinados de acordo com as prescrições técnicas para a execução dos trabalhos. As cargas de construção devem ser consideradas como acções variáveis.

As cargas de construção que devem ser tidas em conta no projecto são dadas a seguir:

1. **Ferramenta manual pessoal:** Isto inclui a carga de trabalho pessoal, trabalhadores e visitantes incluindo ferramentas manuais ou outro equipamento da obra. Esta carga pode ser representada como carga uniformemente distribuída e q_{ca} . O valor característico de CUD/UDL é de $1,0 \text{ kN/m}^2$.
2. **Objectos armazenados móveis:** Esta inclui a carga do material de construção, elementos prefabricados, equipamentos, etc ou outro equipamento na obra. Esta carga pode ser representada como carga uniformemente distribuída q_{cb} e uma carga concentrada F_{cb} e deve ser definida para cada projecto específico. O valor característico de q_{cb} e F_{cb} pode ser tomado de $0,2 \text{ kN/m}^2$ e 100 kN , respectivamente como um valor mínimo.
3. **Equipamento não-permanente:** Esta inclui equipamento não-permanente para o uso durante a execução como chapas de cofragem, andaimes, estrutura de apoio da cofragem, maquinaria, carrinhos, equipamento de lançamento das componentes estruturais e contrapesos. A carga pode ser representada como carga uniformemente distribuída q_{cc} . A carga pode ser definida para o projecto individual ou específico baseado na informação dada pelo fornecedor ou fabricante do equipamento. Contudo, o mínimo de $0,5 \text{ kN/m}^2$ deve ser considerado como valor característico de q_{cc} .
4. **Maquinaria e Equipamento pesado Móvel:** Este inclui a carga devido oa maquinaria e equipamento pesado móvel, como por exemplo guas, veículos pesados/camiões, elevadores, dispositivos para a movimentação do equipamento, etc. A carga, designada por Q_{cd} , pode ser definida para o projecto individual

dependendo do tipo de equipamento usado baseado na informação do fornecedor. Acção devido os veículos pode ser tida em conta como definido na secção para cargas devida ao tráfego.

5. **Acumulação de resíduos:** Esta inclui a carga devido a acumulação de material residual como material resultante das demolições, material excedente da construção, solos, etc. A carga designada como Q_{ce} , pode ser levada em conta considerando o efeito de possível peso do material acumulado . Estas cargas podem variar significativamente dependendo do tipo de material e da quantidade acumulada.
6. **Cargas de partes duma estrutura temporária:** Esta inclui carga de partes de uma estrutura no estado temporário em construção, tais como cargas das operações de levantamento. A carga designada como Q_{cf} , pode ser tida em conta considerando o efeito da carga da sequência de construção planeada.

As cargas de construção podem estar no local fixo sobre a estrutura, nesse caso, as tolerâncias para os desvios da posição teórica devem ser consideradas nos projectos.

Quando as cargas de construção são livres de se movimentarem, os limites da área dos seus movimentos devem ser definidos e considerá-los nos projectos.



1

1

**Combinação de
Acções e Factores
Parciais**

11 Combinação de Acções e Factores Parciais

11.1 Geral

Uma estrutura deve ser considerada de forma que vá suportar todas as acções e influências que podem ocorrer durante a sua execução ou em serviço e satisfazer as prescrições especificadas para a fase de serviço para a estrutura ou para um elemento da estrutura durante a sua vida útil.

A verificação deve ser levada a cabo para Estados Últimos de Serviço (ULS/ELU) e Estados Limite de Serviço (SLS/ELS) para todas as situações importantes do projecto e casos de carga. Situações do projecto são circunstâncias/conjunto de condições físicas que a estrutura pode estar sujeita durante a sua vida útil. Estas situações do projecto são classificadas em:

- **Situações de projectos duradouros:** Que se referem as condições de uso normal.
- **Situações de projectos transitórios:** Que se referem as condições temporárias aplicáveis à estrutura, como por exemplo durante a execução ou manutenção.
- **Situações de projectos acidentais:** Que se referem as condições excepcionais aplicáveis à estrutura ou a sua exposição envolvendo acção acidental, como por exemplo o impacto de veículos.
- **Situação de projecto sísmico:** Que se refere as condições aplicáveis à estrutura quando sujeita aos eventos sísmicos.

A estrutura ou elemento estrutural pode se sujeitar as seguintes acções:

- **Acções Permanentes (designadas por G),** exemplo peso próprio das estruturas, revestimento da estrada e acções indirectas tais como assentamentos irregulares.
- **Acções Variáveis (designadas por Q),** exemplo carga devido o tráfego, acções devidas ao vento e térmicas.
- **Acções Acidentais (designadas por A),** exemplo impacto dos veículos.

O valor característico da acção permanente é o seu valor mais representativo e é designado por G_k . Em caso dos estados limites serem muito sensíveis às variações em magnitude de acções permanentes, o valor superior ($G_{k\ sup}$) e inferior ($G_{k\ inf}$) destas acções devem ser tido em conta.

Acção variável tem quatro diferentes valores representativos. O valor característico. Estes são chamados valores característicos, combinação, frequente e quase-permanente. O valor característico é o valor estatisticamente extremo e é o maior valor representativo. Os outros valores representativos são determinados multiplicando o valor característico por ψ_0, ψ_1 e ψ_2 , respectivamente. Os factores ψ_0, ψ_1 e ψ_2 são sempre menores que 1. Para projectos de pontes rodoviárias, os valores recomendados são dados na Tabela 11-1.

Quando as cargas de construção são livres de se movimentarem, os limites da área dos seus movimentos devem ser definidos e considerá-los nos projectos.

Tabela 11-1: Valores de factores- ψ para Pontes Rodoviárias

Acção	Grupo	Descrição da Carga	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Carga devida ao Tráfego	GR1a	LM1 Sistema Tandem	0,75	0,75	0
		LM1 Sistema UDL	0,40	0,40	0
		Cargas em passeios&ciclovias	0,40	0,40	0
	GR1b	LM2 Cada eixo	0	0,75	0
	GR2	Forças Horizontais	0	0	0
	GR3	Cargas pedestre	0	0,40	0
	GR4	LM3 – Veículos Special	0	-	0
Forças do Vento	F_{Wk}	Situações de projecto persistente/duradouro	0,6	0,2	0
		Durante a Execução	0,8	-	0
	F_w^*	Durante e Execução	1,0	-	0
Acções Térmicas	T_k		0,6	0,6	0,5
Cargas de Construção	Q_c		1,0	-	1,0

Nota:

- Os valores recomendados de ψ_0 para acções térmicas podem ser reduzidos a 0 para a verificação dos Estados Límites.
- Para cargas devidas ao tráfego na análise sísmica, o valor de factor $\psi_2 = 0$ para pontes rodoviárias com tráfego normal. Para pontes com intenso tráfego e para Sistema de UDL de Modelo de Carga 1 (LM1), o valor do factor $\psi_2 = 0,2$ pode ser considerado.

11.2 Projecto de Pontes aos Estados Limites

O método de factor parcial é aplicado nas verificações dos estados limites. Os valores de cálculo de efeitos das acções são determinados contabilizando as incertezas nas próprias acções e também incertezas na avaliação dos efeitos das acções. Isto é feito usando dois factores parciais na determinação dos efeitos da acção (com uma aplicada para a acção e outra ao efeito da acção). Estes factores são:

γ_f Factor parcial para acção que tem em conta a possibilidade de desvios não-favoráveis dos valores da acção dos valores representativos.

γ_{sd} Factor parcial (modelo) tendo em conta incertezas na modelação de efeitos da acção

O factor parcial é geralmente simplificado combinando γ_f e γ_{sd} no factor parcial individual designadamente γ_F (ou mais especialmente γ_Q para acções variáveis e γ_G para acções permanentes).

11.2.1 Estados Limites Últimos

Face aos estados limites últimos, as cargas são combinadas para verificar o equilíbrio e a resistência estrutural. O equilíbrio da estrutura deve ser verificado ao derrubamento, deslocamento e elevação. Para o efeito deve ser garantido que as cargas perturbadoras (derrubamento, deslocamento e de elevação) são sempre inferiores que as acções

estabilizadoras ou restauradoras. A resistência estrutural face aos estados limites últimos deve ser estimada de modo a evitar falhas internas ou deformação excessiva.

As verificações seguintes devem ser feitas para os estados limites últimos:

Verificação do Equilíbrio Estático: Para o equilíbrio estático da estrutura, deve-se verificar:

$$\begin{array}{l} \text{O valor de cálculo do} \\ \text{efeito de acções} \\ \text{destabilizadoras} \end{array} \leq \begin{array}{l} \text{O valor de cálculo do} \\ \text{efeito de acções} \\ \text{estabilizadoras} \end{array}$$

Verificação de Resistência: Para estados limites de rotura ou deformação excessiva de uma secção ou elemento ou ligação, deve-se verificar que:

$$\begin{array}{l} \text{O valor de cálculo do} \\ \text{efeitos de acções} \end{array} \leq \begin{array}{l} \text{O valor de cálculo da} \\ \text{resistência} \\ \text{correspondente} \end{array}$$

11.2.2 Estados Limites de Serviço

Nos estados limites de serviço, as cargas são combinadas para verificar o comportamento estrutural em de serviço. A verificação dos estados limites de serviço deve ser feita de modo a ter um controlo nas deformações (afectando a aparência, conforto ou o funcionamento da estrutura), vibrações (causando desconforto ou limitando a eficácia da estrutura) e dano (afectando de forma diversa a aparência, durabilidade ou função). Para tal deve-se assegurar que o valor obtido do cálculo usando combinação apropriada deve ser menor que o valor limite de serviço criteriosamente definido de acordo com a especificação aplicável mais relevante.

A seguinte verificação deve ser feita para os estados limites de serviço.

$$\begin{array}{l} \text{O valor de cálculo dos efeitos das} \\ \text{acções especificadas no critério de} \\ \text{serviço, determinado na base da} \\ \text{combinação desfavorável} \end{array} \leq \begin{array}{l} \text{Valor limite de cálculo} \\ \text{do critério de serviço} \\ \text{desfavorável} \end{array}$$

11.3 Combinação de Acções

Os valores de cálculo dos efeitos de acções devem ser determinados combinando os valores de acções que ocorrem em simultâneo. Quando as verificações são susceptíveis a variações da magnitude de uma acção permanente numa secção da estrutura para outra, as partes favoráveis e desfavoráveis desta acção devem ser consideradas como acção individual.

Durante as combinações, uma acção variável deve ser considerada como acção guia no tempo. Todas acções variáveis devem ser tidas como acções acompanhantes. No caso em que acções variáveis produzem efeitos favoráveis (efeito de alívio) devem ser ignoradas.

Efeitos de acções que não podem ocorrer simultaneamente devido a razões físicas ou funcionais não devem ser consideradas em conjunto na combinação de acções.

O Modelo de Carga do Tráfego 2 e a carga concentrada nos passeios não deve ser combinada com qualquer outra variável que não seja acção devida ao tráfego.

Acções do vento devem ser combinadas com forças de travagem e aceleração ou forças centrífugas, cargas nos passeis e ciclovias.

Acções do vento e acções térmicas não devem ser consideradas simultaneamente.

11.3.1 Combinação para Estados Limites Últimos

Três combinações de acções são usadas para a verificação dos estados limites últimos: uma é usada para situações de projecto de longa duração e transiente, uma para situações acidentais e outra para sísmicas.

- Combinação dos efeitos para situações de longa duração e transiente pode ser representada como se segue.

$$\sum \gamma_G G_k + \gamma_G P + \gamma_{Q1} Q_{kl} + \sum \gamma_Q \psi_0 Q_k$$

- Combinação dos efeitos de acções para situações acidentais pode ser representada como se segue.

$$\sum G_k + P + A_d + \psi_{11} Q_{kl} + \sum \psi_2 Q_k$$

- Combinação dos efeitos de acções para situações de projecto sísmico pode ser representada como indicado abaixo.

$$\sum G_k + P + A_{Ed} + \sum \psi_2 Q_k$$

Onde,

“+” Significa ser considerada para a combinação

G_k = Valor característico da acção permanente

P = Valor representativo da acção do pré-esforço

Q_{kl} = Valor característico da acção variável predominante

Q_k = Valor característico de acções variáveis acompanhantes

A_d = Valor de cálculo dum acção acidental

A_{Ed} = Valor de cálculo dum acção sísmica

γ_G = Factor parcial para acção permanente

γ_Q = Factor parcial para acção variável

ψ_0 = Factor para valor de combinação dum acção variável

ψ_1 = Factor para valor frequente dum acção variável

ψ_2 = Factor para valor de combinação quase-permanente dum acção variável

Quando os estados limites são muito susceptíveis a variação na magnitude de acções permanentes, os valores característicos superior ($G_{k\ sup}$) e inferior ($G_{k\ inf}$) devem ser usados nas expressões indicadas em conformidade atrás, os factores parciais associados $\gamma_{G\ sup}$ e $\gamma_{G\ inf}$ com valores superior e inferior. Os valores característicos de todas as acções permanentes a partir de uma fonte são multiplicados por $\gamma_{G\ sup}$ se o efeito da acção total resultante é desfavorável e $\gamma_{G\ inf}$ se o efeito da acção total resultante é favorável.

11.3.1.1 Valor de Cálculo de Acções em Situações de Longa Duração e Transiente

Para verificação do equilíbrio estático de pontes, usa-se o valor de cálculo de acções dado na Tabela 11-2. Para verificação da resistência dos elementos estruturais, usa-se valor de cálculo conforme a Tabela 11-3.

Tabela 11-2: Valores de Cálculo de Acções para a Verificação de Equilíbrio

Estados Limites últimos

Caso de projecto	Acções Permanentes		Pré-esforço	Acidental ou Sísmica	Acções Variáveis Predominantes antes	Acções Variáveis acompanhantes
	Desfavorável	Favorável				
Situação de projecto de longa duração e transiente	$\gamma_{G\ sup} G_{k\ sup}$	$\gamma_{G\ inf} G_{k\ inf}$	$\gamma_P P$	Não aplicável	$\gamma_{Ql} Q_{kl}$	$\gamma_Q \psi_0 Q_k$

Notas:

1. Para situações de longa duração, são seguintes valores de factor parcial (γ) a usar:

Acções Permanentes (componentes seguintes devem ser combinados como recomendado)		
Peso próprio do betão	$\gamma_{G\ sup} = 1,05$	$\gamma_{G\ inf} = 0,95$
Peso próprio do aço	$\gamma_{G\ sup} = 1,05$	$\gamma_{G\ inf} = 0,95$
Sobrecarga estática	$\gamma_{G\ sup} = 1,05$	$\gamma_{G\ inf} = 0,95$
Revestimento da estrada	$\gamma_{G\ sup} = 1,05$	$\gamma_{G\ inf} = 0,95$
Peso do solo	$\gamma_{G\ sup} = 1,05$	$\gamma_{G\ inf} = 0,95$
Peso próprio de outro material contribuinte	$\gamma_{G\ sup} = 1,05$	$\gamma_{G\ inf} = 0,95$
Pré-esforço	a. Pré-esforço na maioria das situações é dejesado que seja favorável e de longa duração ou transiente $\gamma_{P\ fav}=1,0$ b. Verificação de ULS para estabilidade com pré-esforço externo onde o acréscimo de pré-esforço pode ser desfavorável $\gamma_{P\ unfav} = 1,3$ c. Verificação de efeitos locais $\gamma_{P\ unfav}=1,2$	
Acções Variáveis		
Acções devidas ao tráfego GR1a, GR1b, GR2, GR4	$\gamma_Q = 1,35$	= 0 se favorável
Acções pedestes GR3	$\gamma_Q = 1,35$	= 0 se favorável
Acções do vento	$\gamma_Q = 1,50$	= 0 se favorável
Acções Térmicas	$\gamma_Q = 1,50$	= 0 se favorável

2. Para situações transientes, quando há perdas de equilíbrio estático, Q_{kl} representa (predominante) acção variável destabilizante dominante e Q_k representa acções variáveis destabilizantes acompanhantes e relevantes.
3. Os valores característicos das todas acções permanentes desfavoráveis são multiplicados por $\gamma_{G\ sup}$ e os valores característicos de todas acções permanentes favoráveis são multiplicados por $\gamma_{G\ inf}$.
4. Durante a execução, se o processo de construção é devidamente controlado, os valores dos factores

parciais para situações de longa duração atrás definidas podem ser usadas com a seguinte excepção.

- i. Onde um contrapeso é usado, a variabilidade das suas características deve ser tida em conta, por exemplo, por uma ou ambas prescrições:
 - aplicando o factor parcial $\gamma_{G\ inf} = 0,8$ onde o peso próprio não foi definido.
 - considerando uma variação na localização, onde a magnitude do local do contrapeso é em geral igual a ± 1 m
- ii. Onde a perda de equilíbrio poderia resultar em fatalidades múltiplas, factores parciais para acções permanentes afectando a estabilidade $\gamma_{G\ sup}$ deve aumentar para 1,15 e $\gamma_{G\ inf}$ diminuir para 0,85.

Tabela 11-3: Valor de Cálculo de Acções para a Verificação de Resistência

Estados Limites últimos

Caso do projecto	Acções Permanentes		Pré-esforço	Acção Acidental ou Sísmica	Acções Variáveis Predominantes	Acções Variáveis Acompanhantes
	Desfavorável	Favorável				
Caso de projecto de longa duração e Transiente	$\gamma_{G\ sup} G_{k\ sup}$	$\gamma_{G\ inf} G_{k\ inf}$	$\gamma_p P$	Not Applicable	$\gamma_{Ql} Q_{kl}$	$\gamma_Q \Psi_0 Q_k$

Notes:

5. Para situações de longa duração, são seguintes valores de factor parcial (γ) a usar:

Acções Permanentes (componentes seguintes devem ser combinados como recomendado)		
Peso próprio do betão	$\gamma_{G\ sup} = 1,35$	$\gamma_{G\ inf} = 1,0$
Peso próprio do aço	$\gamma_{G\ sup} = 1,35$	$\gamma_{G\ inf} = 1,0$
Sobrecarga estática	$\gamma_{G\ sup} = 1,35$	$\gamma_{G\ inf} = 1,0$
Revestimento da estrada	$\gamma_{G\ sup} = 1,35$	$\gamma_{G\ inf} = 1,0$
Peso do solo	$\gamma_{G\ sup} = 1,35$	$\gamma_{G\ inf} = 1,0$
Peso próprio de outro material contribuinte, água subterrânea e superficial	$\gamma_{G\ sup} = 1,35$	$\gamma_{G\ inf} = 1,0$
Assentamentos (análise estrutural linear)	$\gamma_{G\ set} = 1,20$	$\gamma_{G\ inf} = 0$
Assentamento (análise estrutural não-linear)	$\gamma_{G\ set} = 1,35$	$\gamma_{G\ inf} = 0$
Pré-esforço	a. Pré-esforço na maioria das situações é dejesado que seja favorável e de longa duração ou transiente $\gamma_{P\ fav} = 1,0$ b. Verificação de ULS para estabilidade com pré-esforço externo onde o acréscimo de pré-esforço pode ser desfavorável $\gamma_{P\ unfav} = 1,3$ c. Verificação de efeitos locais $\gamma_{P\ unfav} = 1,2$	
Acções Variáveis		
Acções devidas ao tráfego GR1a, GR1b, GR2, GR4	$\gamma_Q = 1,35$	= 0 se fôr favorável
Acções pedestes	$\gamma_Q = 1,35$	= 0 se fôr favorável

GR3		
Pressão horizontal variável do solo, água subterrânea, água superficial, carga do tráfego, sobrecarga da pressão do solo, etc.	$\gamma_Q = 1,50$	= 0 se fôr favorável
Acções do vento	$\gamma_Q = 1,50$	= 0 se fôr favorável
Acções Térmicas	$\gamma_Q = 1,50$	= 0 se fôr favorável

11.3.1.2 Valor de Cálculo de Acções Casos de Acções Acidentais e Sísmicas

O valor de cálculo para acções aos estados limites últimos nos casos de acções acidentais e sísmicas são dados na Tabela 11-4.

Para a fase de execução, durante a qual há um risco de perda de equilíbrio estático, a combinação de acções será feita como se segue.

$$\Sigma G_k + P + A_d + \psi_2 Q_c$$

Onde Q_c é o valor característico de cargas de construção.

Tabela 11-4: Valor de Cálculo de Acções para Combinações de Acções Acidentais e Sísmicas

Estados Limites últimos

Tipo de acções do projecto	Acções Permanente		Prê-esforço	Acção Acidental ou Sísmica	Acções variáveis acompanhantes	
	Desfavoráveis	Favoráveis			Predominate	outras
Acidental	$G_{k\ sup}$	$G_{k\ inf}$	P	A_d	$\psi_1 Q_{kl}$	$\psi_2 Q_k$
Sísmica	$G_{k\ sup}$	$G_{k\ inf}$	P	A_{Ed}	$\psi_2 Q_{kl}$	$\psi_2 Q_k$

Todos os factores parciais toma o valor de 1.0 usando valores de cálculo na tabela atrás.

Os valores de ψ_1 e ψ_2 constam da Tabela 11-1.

11.3.2 Combinação para Estados Limites de Serviço

Três combinações de acções são usadas para verificações dos estados limites de serviço. Estas são a combinação característica, a combinação frequente e a combinação quase-permanente.

- A combinação característica dos efeitos de acções é representada como se segue

$$\Sigma G_k + P + Q_{kl} + \Sigma \psi_i Q_k$$

- A combinação frequente dos efeitos de acções é representada como se segue

$$\Sigma G_k + P + \psi_1 Q_{kl} + \Sigma \psi_2 Q_k$$

- A combinação quase-permanente dos efeitos de acções é representada como se segue

$$\Sigma G_k + P + \Sigma \psi_2 Q_k$$

Tabela 11-5: Valor de Cálculo de Acções para Combinação

Estados Limites de Serviço

Combinação	Acções Permanentes		Pré-esforço	Acções Variáveis	
	Desfavorável	Favorável		Predominate	Outros
Característica	$G_{k\ sup}$	$G_{k\ inf}$	P	Q_{kl}	$\psi_0 Q_k$
Frequente	$G_{k\ sup}$	$G_{k\ inf}$	P	$\psi_1 Q_{kl}$	$\psi_2 Q_k$
Quase-permanente	$G_{k\ sup}$	$G_{k\ inf}$	P	$\psi_2 Q_{kl}$	$\psi_2 Q_k$

Todos os factores parciais devem ser assumidos como 1,0 e os valores de cálculo de acções a tabela acima devem ser usados para a verificação dos estados limites de serviço. O valor do factor ψ é dado na Tabela 11-1.



12

Referências

12 Referências

1. **SATTC (1998):** *Code of Practice for the Design of Road Bridges and Culverts.*
2. **EN 1990 (2002):** *Eurocode - Basis of structural design*
3. **EN 1991-1-1 (2002):** *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings*
4. **EN 1991-1-4 (2005):** *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions*
5. **EN 1991-1-5 (2003):** *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-5: General actions - Thermal actions*
6. **EN 1991-1-6 (2005):** *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-6: General actions - Actions during execution*
7. **EN 1991-1-7 (2006):** *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions*
8. **EN 1991-2 (2003):** *Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges*
9. **EN 1992-1-1 (2004):** *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*
10. **EN 1998-1 (2004):** *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*
11. **EN 1998-2 (2005):** *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges*
12. **AASHTO** LRFD Bridge Design Specifications 6th Edition, Sept 2012
13. **Ethiopian Road Authority:** *Bridge Design Manual - Part 1: Standard /Specifications for Bridge Design 2013*
14. **Indian Road Congress (IRC-6-2017):** *Standard Specification and Code of Practice for Road Bridges - Section II: Loads and Load Combinations*
15. **T. Pule and I. Saunders (2009),** "Recent seismicity in the Mozambique region and its impact / effects on South Africa"
16. **Alex Copley, James Hollingsworth, and Eric Bergman (2012):** "Constraints on fault and lithosphere rheology from the coseismic slip and postseismic afterslip of the 2006 M_w 7.0 Mozambique earthquake"
17. **A Worku (2014):** "The status of basic design ground motion provisions in seismic design codes of sub-Saharan African countries : A critical review"
18. **A. Campos Costa, M.L. Sousa and A. Carvalho (2008):** *Seismic Zonation for Portuguese National Annex of Eurocode 8*
19. **JA Wium (2010):** *Background to Draft SANS 10160 (2009): Part 4 Seismic Loading*
20. **United Nations Office for the Coordination of Humanitarian affairs (OCHA), Regional Office for Central and East Africa (2007):** *Seismic map title "Earthquake Risk in Africa: Modified Mercalli Scale"*

21. **Japan International Cooperation Agency (JICA Report 2011):***Study for the harmonization of Vehicle Overload Control in the East African Community” Sept 2011*
22. **AFRICON Limited Report (2007):***“Heavy Vehicle Overloading Control Study, Mozambique”, March 2007*
23. **UN-Habitat, Safer School Project (2014):** *Draft Document of Hazard Mapping; Zoning; and School Exposure Mapping of Mozambique*



Apêndice A

**Pressão do Solo sobre os Muros
de Suporte/Retenção**

Apêndice A: Pressão do Solo sobre os Muros de Suporte/Retenção

Algumas amostras gerais para o cálculo da pressão lateral do solo sobre as estruturas de suporte são descritas nas seguintes secções. Para quaisquer estruturas específicas de suporte ou retenção não consideradas neste parágrafo, são referidas na literatura separada para o tratamento de forças.

A.1 Pressão Lateral do Solo para Solos Não-coesivos

A pressão lateral do solo para qualquer profundidade abaixo da superfície do terreno deve variar linearmente com a profundidade, devendo ser tomada como:

$$\begin{aligned} p_a &= k_a \gamma h && \text{para impulso activo} \\ p_p &= k_p \gamma h && \text{para impluso passivo} \\ p_o &= k_o \gamma h && \text{para os restantes casos} \end{aligned}$$

Onde,

p_a, p_p, p_o = Pressão lateral do solo (em kN/m^2) para implusos activo, passivo e condição normal, respectivamente.

k_a, k_p, k_o = coeficientes para pressão lateral do solo para implusos activo, passivo e normal, respectivamente

γ = peso específico do solo (kN/m^3)

h = profundidade abaixo da superfície do solo (m)

A pressão lateral resultante devido os aterros deve ser assumida a actuar numa altura de $H/3$ acima da base do muro, onde H é altura total da parede.

A.1.1 Coeficiente do Impluso Activo

A Figura A-1 mostra a distribuição da pressão do solo no muro de suporte. O coeficiente do impulso activo para aterros de solo não-coesivo é dado por:

$$k_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Onde,

α = ângulo do aterro da face posterior do muro com a linha horizontal

β = ângulo do aterro da face do muro com a linha horizontal

δ = ângulo de fricção entre o aterro e o muro, normalmente considerado $(2/3)\phi$, mas não deve exceder $22,5^\circ$

ϕ = ângulo da fricção interna do material de aterro

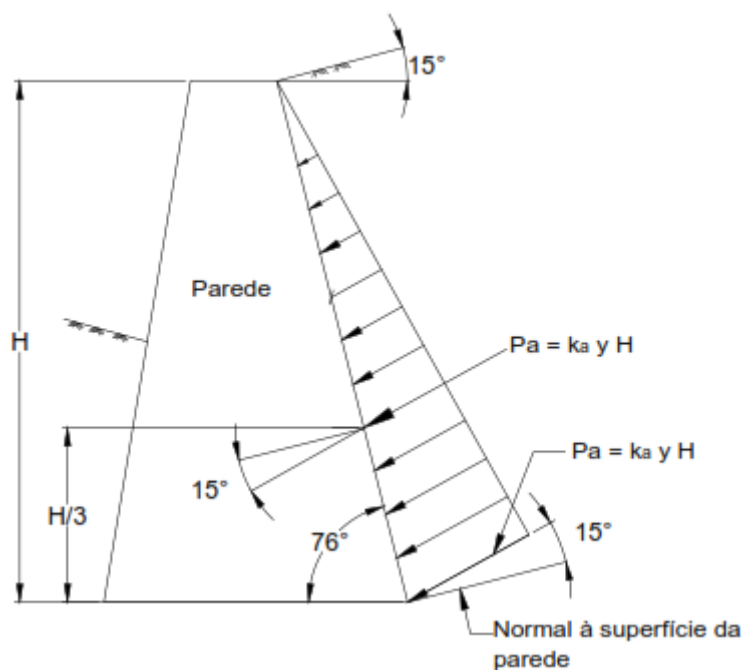


Figura A-1: Impulso Activo

A.1.2 Coeficiente do Impulso Activo

Figura A-2 mostra o impulso passivo sobre o muro de suporte. O coeficiente do impulso passivo para solos não-coesivos é dado por:

$$k_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

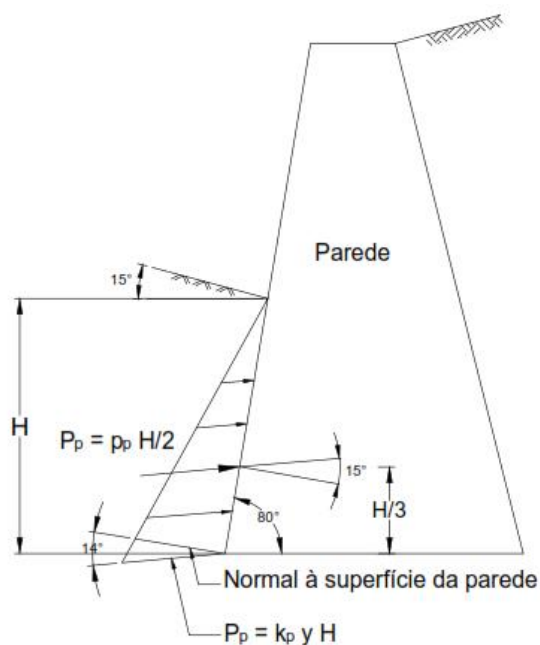


Figura A-2: Impulso Passivo

A.1.3 Coeficiente da Pressão do Solo na Condição Normal

O coeficiente do Impulso na condição restante para solos normalmente consolidados é dado por:

$$k_o = 1 - \sin \phi$$

Para solos mais consolidados, o coeficiente do impulso na condição restante é dado por:

$$k_o = (1 - \sin \phi) (\text{OCR})^{\sin \phi}$$

Onde,

$$\text{OCR} = \text{sobretaxa de consolidação}$$

A.1.4 Sobrecarga da Carga Activa

A sobrecarga da carga activa deve ser aplicada nos encontros e nos muros de suporte, onde se preve o tráfego sobre a superfície do aterro numa distância igual a metade da altura do muro a partir da sua face.

O aumento na pressão horizontal devido a sobretaxa da carga activa deve ser tomado como se segue:

$$p_l = k \gamma h_{eq}$$

Onde,

p_l = pressão horizontal constante do solo devido a sobretaxa da carga activa (em kN/m²)

k = coeficiente da pressão lateral do solo

γ = peso específico do solo (em kN/m³)

h_{eq} = altura equivalente do solo para carga devida ao tráfego, considerando-se:

1,20 m para os encontros,

1,20 m para muros de suporte/retenção com os bordos do tráfego dentro de 0,30m a partir da face do muro em consideração para a pressão, 0,60 m para os muros de suporte com os bordos de tráfego acima de 0,30 da face do muro em consideração para a pressão.

A.2 Pressão Lateral do Solo para Solos Coesivos

Os coeficientes dos impulsos activos e passivos (k_a e k_p) devem ser calculados com base na fórmula dada na Secção A.1. Para solos coesivos, o efeito da coesão do solo deve ser adicionado.

A pressão lateral do solo em qualquer profundidade abaixo da superfície do terreno deve ser tomada como:

$$p_a = k_a \gamma h - 2 c (k_a)^{0,5} \quad \text{para condição do impulso activo}$$

$$p_p = k_p \gamma h + 2 c (k_p)^{0,5} \quad \text{para condição do impulso passivo}$$

Onde,

- $p_a, p_p =$ pressão lateral do solo (kN/m^2) para impulsos activo e passivo, respectivamente
- $k_a, k_p =$ coeficiente da pressão lateral do solo para impulsos activo e passivo, respectivamente
- $\gamma =$ peso específico do solo (em kN/m^3)
- $h =$ profundidade abaixo da superfície do terreno (em m)
- $c =$ coesão do solo

A pressão lateral devido ao aterro deve ser assumida a actuar numa altura de $H/3$ acima da base do muro para a secção triangular e $H/2$ para a secção rectangular, onde H é altura total do muro.

Especificações de Solicitações e Acções para Projectos de Pontes