

ANÁLISE DO IMPACTO DE ONDAS EM PONTES COSTEIRAS

Louise de Fátima Almeida Mendes¹; Pedro Henrique Cerento de Lyra²

¹Aluna de Iniciação Científica da Escola de Engenharia Mauá (EEM-CEUN-IMT);

² Professor Assistente da Escola de Engenharia Mauá (EEM-CEUN-IMT).

Resumo. *O Brasil compreende uma costa de grande extensão. A existência de pontes sujeitas ao impacto de ondas leva à vital importância de analisar os efeitos exercidos por estas ações naturais, podendo originar a ruína da estrutura. A Norma Brasileira estabelece que o efeito dinâmico das ondas deve ser determinado por meio de métodos fundamentados na hidrodinâmica, todavia não assevera como transformar seu efeito em esforços atuantes, ocasionando uma lacuna na Norma Brasileira referente às estruturas sob impactos de ondas. Faz-se necessário o estudo a respeito deste impacto em estruturas costeiras. Para isso, realizou-se a análise de dois diferentes métodos de obtenção dos esforços provenientes do impacto da onda, comparando-os, o que permite escolher o método mais indicado a ser aplicado em um caso de uma ponte costeira. Utilizando o programa SAP 2000 V15, realizou-se a modelagem numérica de uma ponte costeira típica, a fim de obter os esforços solicitantes internos no topo da estaca e deformações devido ao carregamento proposto para cada método.*

Introdução

Ainda que o conjunto de normas brasileiras proposto pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) seja extenso, observa-se a inexistência de uma metodologia específica referente a uma estrutura costeira sob impacto de onda. Há somente uma menção ao fato na NBR 7187:2003, no item 7.2.6., que determina que “o efeito dinâmico das ondas e das águas em movimento deve ser determinado através de métodos baseados na hidrodinâmica”.

Métodos baseados na hidrodinâmica podem ser descritos como uma forma de simulação numérica da representação de escoamentos, a dinâmica dos fluidos computacional, conhecida como CFD. No entanto, esta simulação numérica é complexa e difícil de ser executada, sendo que um modelo simplificado pode trazer uma resposta aproximada e satisfatória.

Embora se trate de uma estrutura singular, o desabamento de um trecho da ciclovia Tim Maia, no Rio de Janeiro, ressalta a importância da consideração e avaliação dos esforços provocados pelas ondas, havendo, então, a necessidade de se prevê-los, a fim de garantir um dimensionamento adequado.

O presente trabalho aborda a análise de uma ponte costeira, que, por sua vez, está submetida a ações naturais e carregamentos extremos. Haja vista que o Brasil é um país de costa marítima de grande extensão, é de grande relevância a existência de uma norma brasileira que especifique quais métodos deverão ser aplicados em todo o projeto, desde concepção à manutenção. Através do estudo de métodos internacionais já existentes e da modelagem matemática, pode-se garantir a integridade e a segurança da estrutura.

À vista disso, serão comparados dois diferentes métodos para obtenção dos esforços de ondas, propostos por Douglass em *Federal Highway Administration Report* e pela AASHTO em *Guide Specifications for Bridges Vulnerable to Coastal Storms*.

Definindo-se o sistema estrutural de uma ponte e considerando as solicitações geradas pela onda, pode-se criar um modelo matemático, por meio de planilhas do Microsoft Excel, em que foi possível compreender como cada força é determinada. Com auxílio do software SAP 2000, obteve-se a análise computacional da estrutura, de modo a avaliar que o comportamento físico da estrutura seja compatível com os dados obtidos, validando, assim, a análise numérica.

Confrontando-se diferenças e semelhanças, foram determinados intervalos de atuação para cada método, através de uma envoltória de esforços. Como conclusão do estudo, tem-se uma sugestão para a Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Materiais e Métodos

Inicialmente, foi escolhido um modelo inicial de ponte costeira, apresentada nas figuras 1 e 2, referente a um projeto típico, em concreto armado, composta por laje, guarda-rodas, pavimento, travessa, longarinas, estacas de 40m de comprimento e vãos longitudinais de 25m de comprimento. Dimensionada para o trem-tipo conforme NBR 7188, a ponte possui concreto f_{ck} 40 MPa, atendendo a classe de agressividade IV conforme NBR 6118.

Figura 1– Seção transversal (medidas em centímetros).

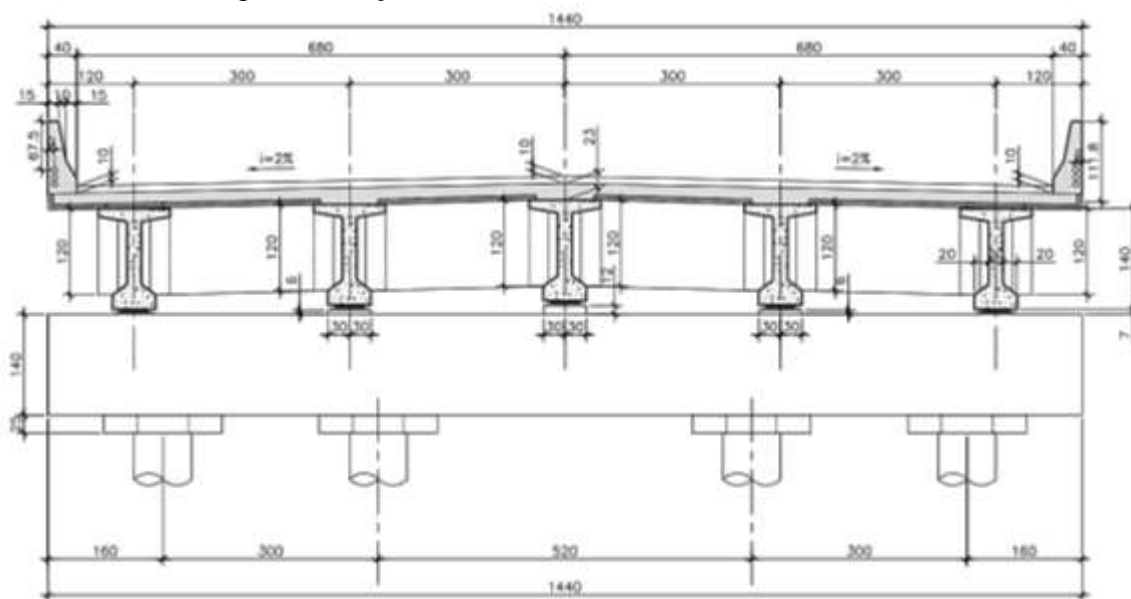


Figura 2 – Seção longitudinal.



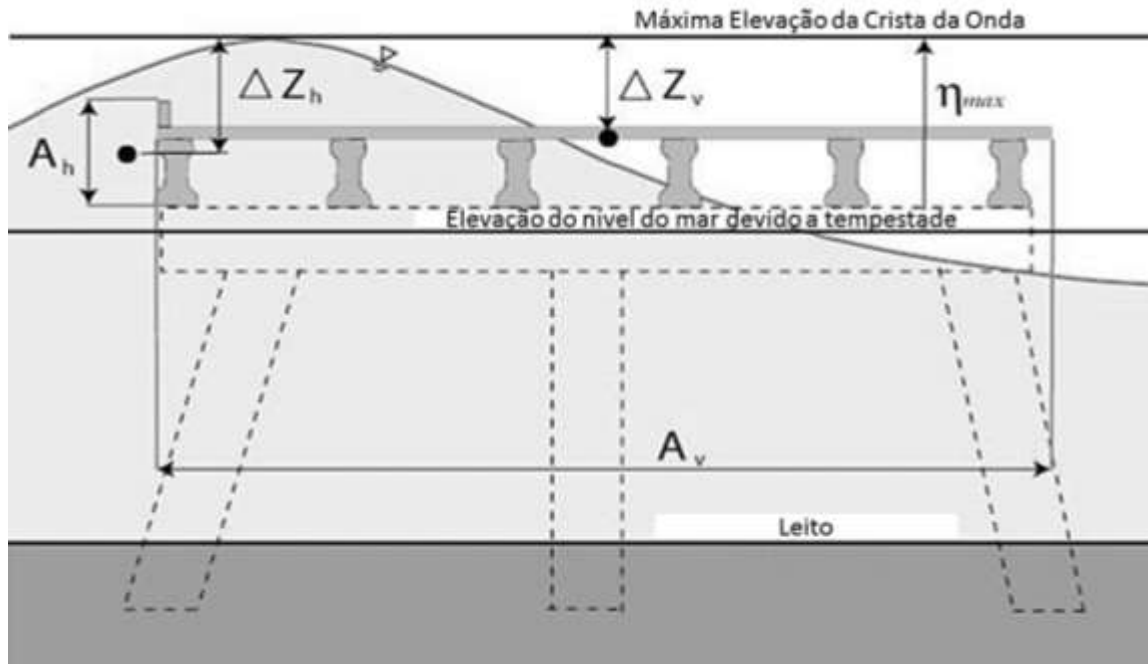
Método de Douglass

Douglass desenvolveu um método que pode ser usado para estimar, de maneira conservadora, os esforços provocados pelo impacto de onda, embora ainda seja simples de aplicar.

A princípio, determina-se o carregamento que pode ser calculado somente uma vez para cada componente de direção e, em seguida, inserido em outras equações que fornecem um valor

mais representativo ao carregamento. Os parâmetros necessários para os cálculos são apresentados na figura 3.

Figura 3 – Esquema definindo os parâmetros inseridos nas equações de Douglass.



As equações para determinar tais cargas de referência são:

$$F_h^* = \gamma(\Delta z_h)A_h \quad (\text{Equação 1})$$

$$F_v^* = \gamma(\Delta z_v)A_v \quad (\text{Equação 2})$$

em que γ é o peso específico da água, Δz_h é a distância entre a elevação da crista e o centroide de A_h , Δz_v é a distância da crista da onda até a face inferior do tabuleiro, A_h e A_v são a projeção do tabuleiro da ponte sobre os planos horizontal e vertical, respectivamente.

Estes carregamentos de referência são inseridos nas seguintes equações para determinar as cargas de impacto:

$$F_h = \{[1 + c_r(N - 1)]c_{h-va} + c_{h-im}\}F_h^* \quad (\text{Equação 3})$$

$$F_v = \{c_{v-va} + c_{v-im}\}F_v^* \quad (\text{Equação 4})$$

onde c_{h-im} e c_{v-im} são coeficientes empíricos para as cargas de impacto horizontais e verticais.

Mais uma vez, as cargas de referência podem ser aplicadas em outro conjunto de equações para determinar a carga de variação lenta em uma ponte, como segue:

$$F_h = [1 + c_r(N - 1)]c_{h-va}F_h^* \quad (\text{Equação 5})$$

$$F_v = c_{v-va}F_v^* \quad (\text{Equação 6})$$

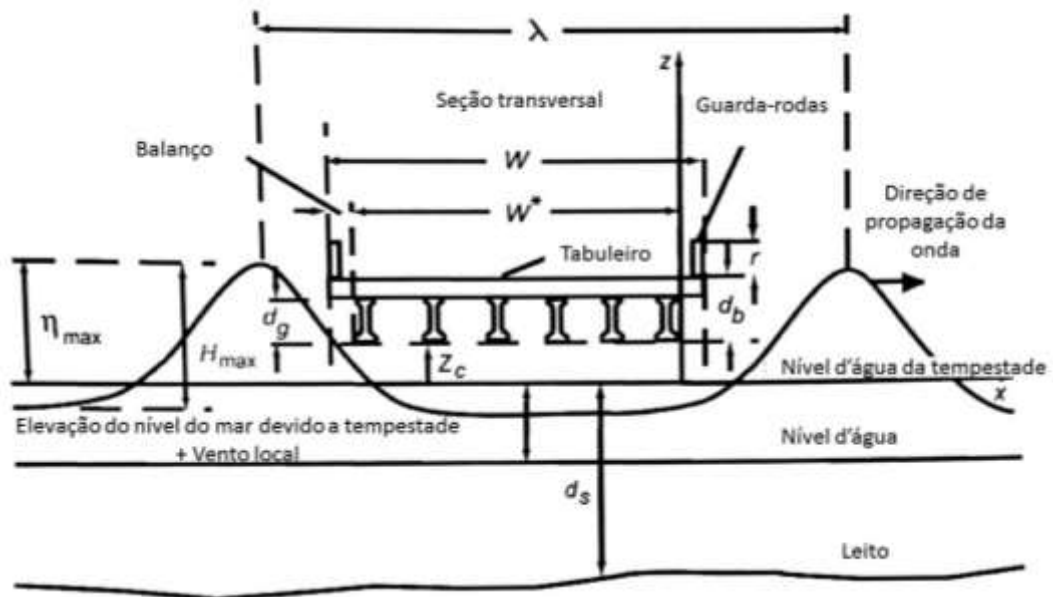
em que c_r é um coeficiente de redução, N é o número de vigas na extensão da ponte, c_{h-va} e c_{v-va} são coeficientes empíricos para a carga de variação lenta horizontal e vertical.

Variando-se as alturas Δz_h e Δz_v de 0 a 1 metro, foram obtidas as cargas totais, que, por sua vez, resultam da soma das cargas de impacto e de variação lenta.

Método da AASHTO

Em 2008, o órgão americano American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) estabeleceu o guia de especificação *Guide Specifications for Bridges Vulnerable to Coastal Storms*, que fornece orientações sobre as determinações dos esforços de onda que atuam na ponte. Os parâmetros necessários para os cálculos são apresentados na Figura 4.

Figura 4 – Esquema definindo os parâmetros inseridos nas equações da AASHTO.



Variando-se as alturas de onda, foram considerados os casos 1 (*Load Case I*) e 2 (*Load Case II*), figuras 5 e 6, respectivamente. O primeiro caso de dimensionamento, *Load Case I*, calcula a máxima força vertical, F_{V-MAX} , a força quasi-estática horizontal, F_{H-AV} , o momento, M_{T-AV} , e a força de bloqueio vertical, F_S . Por sua vez, o *Load Case II* calcula a máxima força horizontal, F_{H-MAX} , a força quasi-estática vertical, F_{V-AV} , o momento, M_{T-AH} , e a força de bloqueio vertical, F_S .

Figura 5 – *Load Case I*.

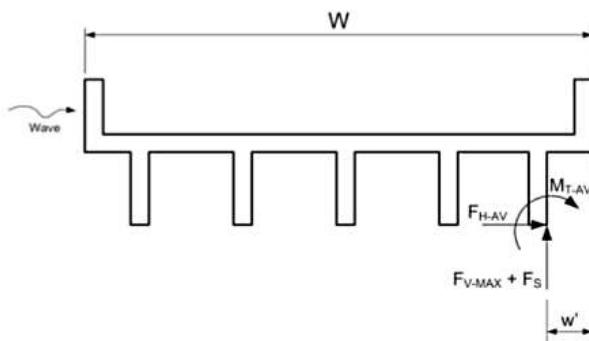
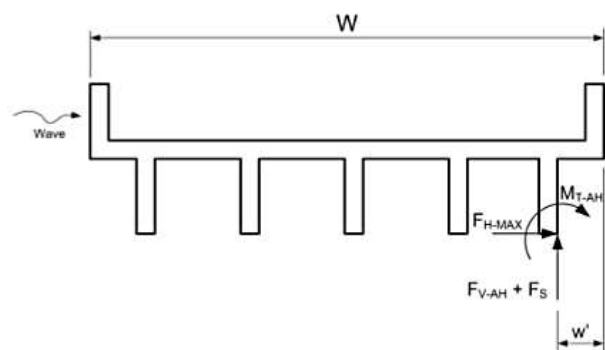


Figura 6 – *Load Case II*.



Para o *Load Case I*, a fim de calcular a máxima força vertical, F_{V-MAX} , tem-se:

$$F_{V-MAX} = \gamma_w \bar{W} \beta \left(-1,3 \frac{H_{max}}{d_s} + 1,8 \right) \cdot [1,35 + 0,35 \tanh(1,2(T_p) - 8,5)] \cdot \left(b_0 + b_1 x + \frac{b_2}{y} + b_3 x^2 + \frac{b_4}{y^2} + \frac{b_5 x}{y} + b_6 x^3 \right) (TAF) \quad (\text{Equação 7})$$

$$\bar{W} = \left[\lambda - \left(\frac{\lambda}{H_{max}} \right) \left(Z_c + \frac{H_{max}}{2} \right) \right] \quad (\text{Equação 8})$$

$$x = \frac{H_{max}}{\lambda} \quad (\text{Equação 9})$$

$$y = \frac{\bar{W}}{\lambda} \quad (\text{Equação 10})$$

onde γ_w é o peso específico da água, H_{max} é a altura de onda máxima provável, d_s é a profundidade da água, T_p é o período da onda, Z_c é a distância da face inferior da viga até o nível d'água da tempestade, TAF é o fator de ar aprisionado e λ é o comprimento de onda. Os termos β e b , referentes a propriedades das vigas, e outras informações sobre as variáveis nestas equações, podem ser encontradas no Especificação do Guia AASHTO.

Para determinar a força de bloqueio vertical, F_S :

$$F_S = A \cdot \gamma_w \cdot H_{max}^2 \cdot \left(\frac{H_{max}}{\lambda} \right)^B \quad (\text{Equação 11})$$

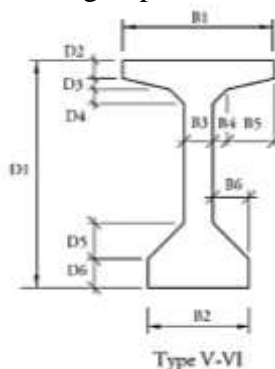
em que B varia em função de Z_c e $\eta_{máx}$, podendo ser também encontrado no Guia AASHTO.

A força quasi-estática horizontal, F_{H-AV} , pode ser determinada:

$$F_{H-AV} = \gamma_w \cdot H_{max}^2 \cdot \left(a_0 + a_1 \cdot (x) + a_2 \cdot (x)^2 + a_3 \cdot (x)^3 + a_4 \cdot (x)^4 + a_5 \cdot (x)^5 + a_6 \cdot \ln(y) \right) \cdot \left(a_7 + a_8 \cdot \left(\frac{W}{\lambda} \right) \right) \quad (\text{Equação 12})$$

em que W é a largura da ponte e x e y são parâmetros calculados em função da soma da espessura do convés (d_b) e da altura do guarda-rodas (r). Os coeficientes a_0 a a_8 são calculados em função do tipo de viga, de modo que a viga considerada no projeto enquadra-se nos tipos V e VI da AASHTO *Beams*, conforme figura 7.

Figura 7 – Esquema da viga tipo V-VI da AASHTO *Beams*.



Para determinar o momento torçor, M_{T-AV} , concomitante à máxima força vertical:

$$M_{T-AV} = [F_{V-MAX} \cdot W^* + F_{H-AV} \cdot (d_b + r)] \cdot \left[a_m + \frac{b_m}{W} + \frac{c_m}{H_{max}} \right] + \frac{2 \cdot F_S \cdot W^*}{3} \quad (\text{Equação 13})$$

onde a_m , b_m e c_m são coeficientes e W^* é a largura entre as faces internas das vigas.

Então, para o *Load Case I*, a força vertical atuante será a soma da força máxima vertical e a força de bloqueio.

$$F_v = F_{V-MAX} + F_S \quad (\text{Equação 14})$$

Quanto ao *Load Case II*, a máxima força horizontal pode ser calculada por meio da seguinte equação:

$$F_{H-max}^* = \gamma_w \pi (d_b + r) \left(\omega + \frac{1}{2} H_{max} \right) \left(\frac{H_{max}}{2} \right) \quad (\text{Equação 15})$$

$$F_{H-max} = F_{H-max}^* \exp \left[-3,18 + 3,76 \exp \left(-\frac{\omega}{\lambda} \right) - 0,95 \left[\ln \left(\frac{\eta_{max} - Z_c}{d_b + r} \right) \right]^2 \right] \quad (\text{Equação 16})$$

em que ω é uma situação variável, encontrada no Guia.

A força vertical quasi-estática associada, F_{V-AH} , é determinada através das seguintes equações:

$$F_{V-AH}^* = \gamma_w \alpha (\eta_{max} - Z_c) \quad (\text{Equação 17})$$

$$F_{V-AH} = F_{V-AH}^* \exp \left[-0,30 + 2,04 \exp \left(-9,01 \frac{\alpha}{\lambda} \right) - 0,16 \left(\frac{\eta_{max} - Z_c}{d_b} \right)^{1,5} \right] TAF \quad (\text{Equação 18})$$

em que η_{max} é a distância do nível da água da chuva até a crista da onda e α é um termo encontrado no guia AASHTO.

Para o caso II, a força de bloqueio F_S é determinada igualmente ao caso I, conforme equação 11.

O último carregamento, o momento sobre a borda de fuga, M_{T-AH} , é determinado abaixo:

$$M_{T-AH}^* = F_{H-max} (d_b + r) + \frac{2}{3} (F_{V-AH} + F_S) W \quad (\text{Equação 19})$$

$$M_{T-AH} = M_{T-AH}^* 1,37 \tanh \left(\frac{d_b}{\eta_{max} - Z_c} \right) \quad (\text{Equação 20})$$

Para o *Load Case II*, a força vertical atuante será a soma da força quasi-estática associada e a força de bloqueio.

$$F_v = F_{V-AH} + F_S \quad (\text{Equação 21})$$

Modelagem computacional

Com o intuito de comparar os métodos, simulou-se a ponte no software SAP2000 com o carregamento proposto de cada método. Uma vez que o esforço externo solicitante encontrado pelo método de Douglass é um carregamento distribuído, aplicou-se a carga ao longo de todo o guarda-rodas e superestrutura da ponte. Por sua vez, o carregamento pontual resultante do método proposto pela AASHTO, para os dois casos, foi aplicado somente na parte inferior da viga de extremidade. Foram obtidos os diagramas de momento e as deformações. Foi adotado como hipótese que a ponte já possui um sistema de *tie-down* para que o tabuleiro não caia da mesoestrutura.

Baseando-se no fato de que, durante o impacto da onda, não haverá sobrecarga (multidão e trem-tipo), foi considerada somente a carga permanente, sendo esta composta por peso próprio de laje, vigas, revestimento e guarda-rodas.

No software, foram analisadas as situações para a altura Δz_h de 0,2m. Os esforços solicitantes externos inseridos foram multiplicados pelos 25 metros de vão longitudinal, enquanto que, para a análise numérica, foram considerados os valores de pressão do impacto da onda.

Resultados e Discussão

Durante a execução dos cálculos, os resultados foram obtidos em tf.m^{-2} para o método de Douglass e em kips.ft^{-1} e kip.ft.ft^{-1} para o Método da AASHTO. Visando trabalhar com unidades habituais e assegurar a comparação, todos os valores foram transformados, multiplicados pelas respectivas áreas ou comprimentos de aplicação e, então, convertidos para kN.m^{-1} e kN.m.m^{-1} .

Analisando o método de Douglass, foram variadas as alturas Δz_v (distância da crista da onda até a face inferior do tabuleiro) e Δz_h (distância entre a elevação da crista e o centroide de A_h) de -0,5 a 1 metro. Para o método da AASHTO, as alturas Δz_h foram convertidas e compatibilizadas e seus respectivos η_{max} foram obtidos, de maneira a fixar estes valores. Foram, então, variadas as alturas H_{max} , que, por sua vez, devem respeitar o intervalo determinado pelo parâmetro x , conforme Equação 9. Nota-se que para um comprimento de onda igual a 100m, H_{max} só pode ser variada a partir da altura de 3,50m, sendo assim variada de 3,50 a 7m.

A análise numérica, para alturas Δz_h de 0 a 1 metro, permitiu a execução de uma envoltória de esforços para forças verticais e horizontais, figuras 8 e 9. A partir desta, a comparação entre os métodos foi realizada. No software, os esforços solicitantes foram os dados de entrada, fornecendo, como dados de saída, as reações de apoio nas estacas, os diagramas de momentos fletores e os deslocamentos (deformadas) no topo da mesoestrutura, representados nas figuras 10 e 11, respectivamente.

Figura 8 – Comparação entre forças verticais.

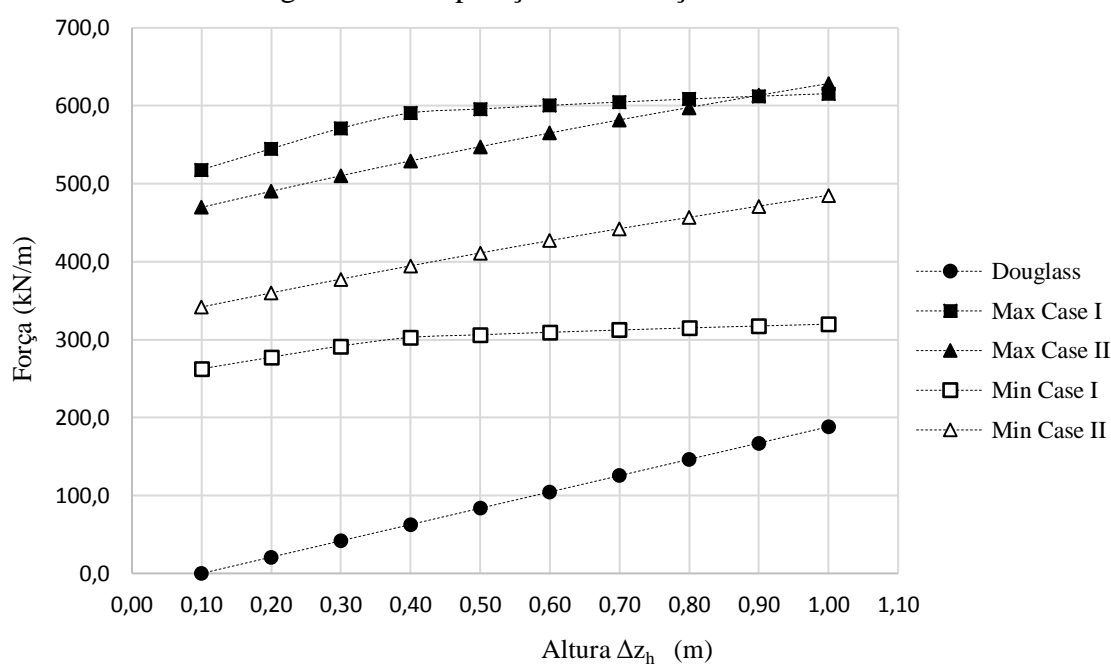


Figura 9 – Comparação entre forças horizontais.

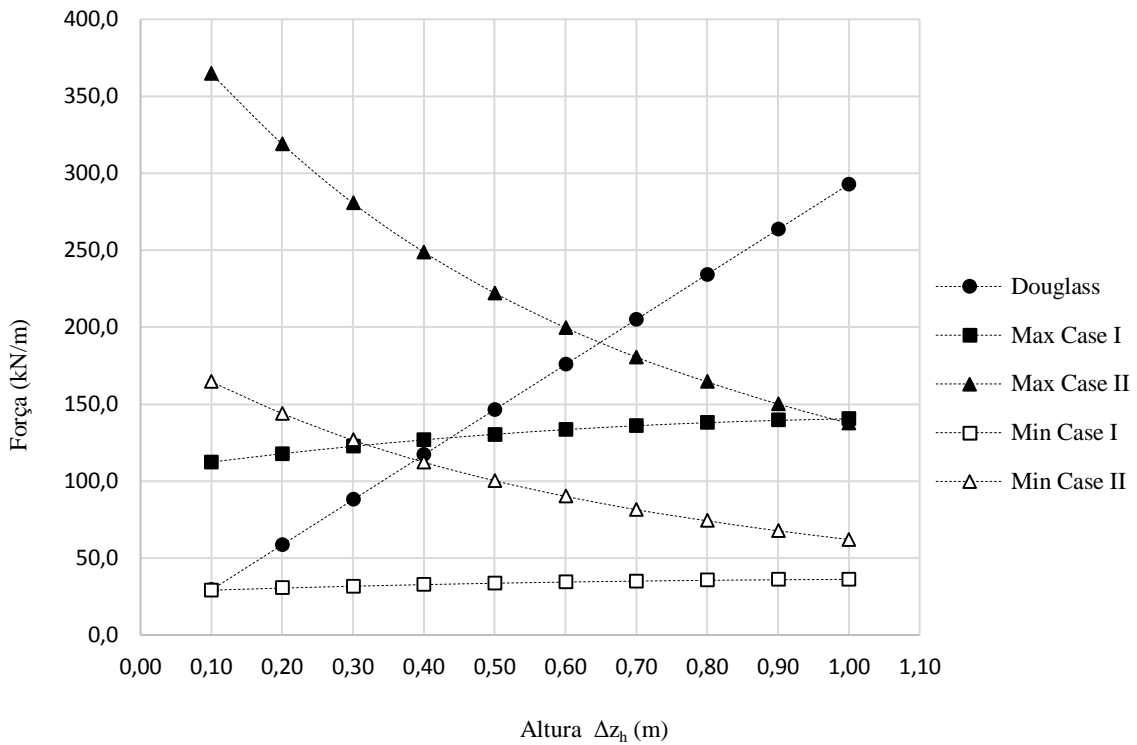


Tabela 1 – Parâmetros adotados e dados de entrada no software.

| DOUGLASS | | AASHTO | |
|--------------------------------|------|---|--------|
| γ (tf.m ⁻³) | 1 | γ_w (kip.ft ⁻³) | 0,064 |
| A_v (m) | 14,4 | λ (m) | 100 |
| A_h (m) | 2,6 | T_p (s) | 7 |
| c_{v-va} | 1 | Z_c (m) | 0,5 |
| c_{v-im} | 3 | d_b (m) | 1,61 |
| c_{h-va} | 1 | d_g (m) | 1,4 |
| c_{h-im} | 6 | d_s (m) | 10 |
| c_r | 0,4 | $\eta_{m\acute{a}x}$ (m) | 1,94 |
| N | 5 | AASHTO LOAD CASE I | |
| Δz_h (m) | 0,20 | F_v (kN.m ⁻¹) | 13625 |
| F_v (kN.m ⁻¹) | 200 | F_{H-AV} (kN.m ⁻¹) | 2944 |
| F_h (kN.m ⁻¹) | 560 | M_{T-AV} (kN.m.m ⁻¹) | 105890 |
| | | AASHTO LOAD CASE II | |
| | | $F_{H-M\acute{A}X}$ (kN.m ⁻¹) | 7976 |
| | | F_v (kN.m ⁻¹) | 12259 |
| | | M_{T-AH} (kN.m.m ⁻¹) | 153128 |

Tabela 2 – Dados de saída do software.

| DOUGLASS | | AASHTO | |
|---|----------|---|-----------|
| Reação de apoio (kN) | 652,35 | AASHTO LOAD CASE I | |
| Deslocamento (m) | 0,7487 | Reação de apoio (kN) | 3087,06 |
| Momento no topo da estaca (kN.m.m ⁻¹) | -5562,67 | Deslocamento (m) | 1,1683 |
| | | Momento no topo da estaca (kN.m.m ⁻¹) | -8679,43 |
| | | AASHTO LOAD CASE II | |
| | | Reação de apoio (kN) | 2777,26 |
| | | Deslocamento (m) | 3,1651 |
| | | Momento no topo da estaca (kN.m.m ⁻¹) | -23514,69 |

Figura 10 – Perfil do Diagrama de Momento Fletor nas estacas devido ao impacto de onda.

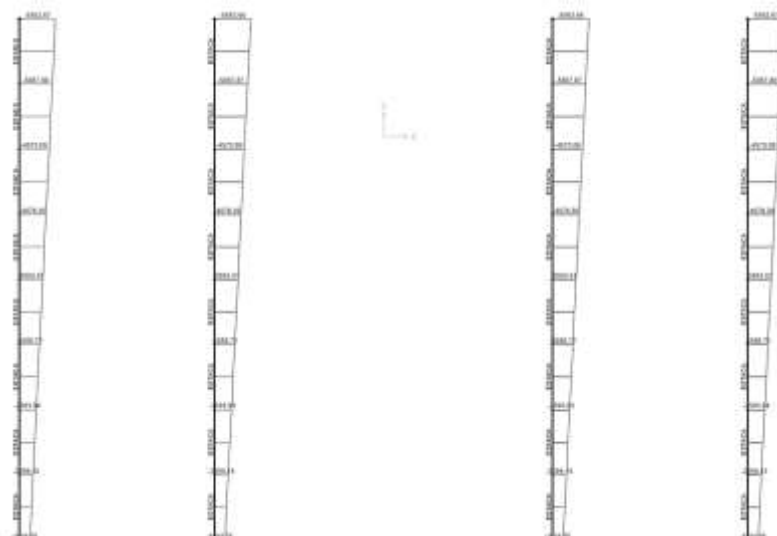
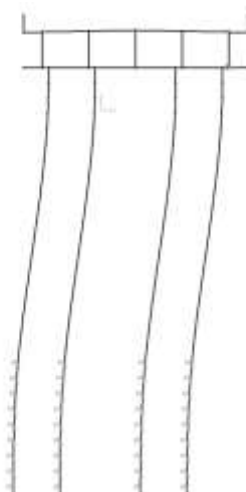


Figura 11 – Perfil da Deformada nas estacas devido ao impacto de onda.



Visando quantificar o que é explorado nas figuras 8 e 9, para os esforços verticais e horizontais determinados pelo Método da AASHTO, obteve-se uma relação entre os valores máximos (aplicados para H_{max} igual a 7m) e mínimos (aplicados para H_{max} igual a 3,5m) para

uma altura Δz_h igual a 1 metro.

Tabela 3 – Relação entre esforços mínimos e máximos para o Método da AASHTO.

| AASHTO LOAD CASE I | | | | AASHTO LOAD CASE II | | | |
|--|--------|---|--------|--|--------|---|--------|
| $F_{v_{máx}}$ (kN.m ⁻¹) | 615,66 | $F_{H-AV_{máx}}$ (kN.m ⁻¹) | 140,45 | $F_{v_{máx}}$ (kN.m ⁻¹) | 628,62 | $F_{H-AV_{máx}}$ (kN.m ⁻¹) | 137,51 |
| $F_{v_{mín}}$ (kN.m ⁻¹) | 319,84 | $F_{H-AV_{mín}}$ (kN.m ⁻¹) | 36,13 | $F_{v_{mín}}$ (kN.m ⁻¹) | 485,26 | $F_{H-AV_{mín}}$ (kN.m ⁻¹) | 62,03 |
| Relação | 1,92 | Relação | 3,89 | Relação | 1,30 | Relação | 2,22 |

Conclusões

A análise comparativa permite avaliar o intervalo de atuação de cada método, recomendando o uso do Método de Douglass para projetos básicos, em que os estudos da propagação da onda não estão avançados, aplicando poucas variáveis e desconsiderando o efeito do momento. Para alturas maiores que 1 metro, o método fornece valores altos, uma vez que a formulação é linear, todavia, a linearidade da equação não pode ser validada na prática. Por sua vez, o Método da AASHTO é recomendado para projetos com estudos da propagação da onda avançados, tendo em vista a aplicação de muitos parâmetros e intervalos de onda a serem considerados.

Observando a figura 8, pode-se notar que as forças verticais são muito maiores para o Método da AASHTO. Entretanto, para as forças horizontais conforme a figura 9, observa-se que o AASHTO Case II é, inicialmente, de maior grandeza, mostrando-se discrepante dos demais valores que atuam na mesma faixa de altura de onda. Tal análise pode ser verificada no software, em que o caso II produziu maior deslocamento e maiores momentos nas estacas. Apesar disso, a partir da altura de 0,70m, o método é superado por Douglass.

A aplicação do Método de Douglass permitiu validar a sua formulação somente para alturas de onda acima do centro de aplicação de carga, retornando valores negativos quando alturas de onda abaixo deste ponto eram inseridas.

Para o Método da AASHTO, as relações obtidas motivam a afirmação de que o esforço do impacto de onda é proporcional à sua altura. Confirmam, também, a não linearidade da formulação, dado que, para o dobro da altura inicialmente considerada, os valores dos esforços obtidos não representam, necessariamente, o dobro dos valores encontrados para a altura mínima. Tal relação quantifica o que é ilustrado nas figuras 8 e 9, demonstrando ser compatível com a realidade.

Referências Bibliográficas

- AASHTO (2008). *Guide Specifications for Bridges Vulnerable to Coastal Storms*. Washington, DC: American Association Of State Highway And Transportation Officials.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, “NBR7188:2103 - Carga Móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas”. ABNT, Rio de Janeiro, 2013.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, “NBR6118:2014 - Projeto de Estrutura de Concreto - Procedimento” ABNT, Rio de Janeiro, 2014.
- Douglass, S. L.; Krolak, Joe. (2008) *Highways in the Coastal Environment: Hydraulic Engineering Circular 25*. 2. ed. Washington Dc: Federal Highway Administration, 250 p.
- SAP 2000® Integrated Software for Structural Analysis and Desing, Version 15.2, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.