

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL  
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

JANIEL SILVA DE QUEIROZ

**ANÁLISE TRANSIENTE PARAMÉTRICA DE SISTEMA POSTE-DEFENSA  
DEVIDO AO CHOQUE DE VEÍCULOS**

FORTALEZA  
2011

JANIEL SILVA DE QUEIROZ

**ANÁLISE TRANSIENTE PARAMÉTRICA DE SISTEMA POSTE-DEFENSA  
DEVIDO AO CHOQUE DE VEÍCULOS**

Dissertação submetida à coordenação do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará, como parte dos requisitos exigidos para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas.

Orientador (a): Prof. Dra. Tereza Denyse P. de Araújo

FORTALEZA  
2011

JANIEL SILVA DE QUEIROZ

ANÁLISE TRANSIENTE PARAMÉTRICA DE SISTEMA POSTE-DEFENSA DEVIDO  
AO CHOQUE DE VEÍCULOS

Dissertação submetida à Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil, da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração Estruturas.

Aprovada em \_\_\_/\_\_\_/\_\_\_\_\_.

BANCA EXAMINADORA

---

Prof. Dra. Tereza Denyse Pereira de Araújo (Orientadora)  
Universidade Federal do Ceará-UFC

---

Prof. Dr. Antônio Macário Cartaxo de Melo  
Universidade Federal do Ceará-UFC

---

Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque  
Universidade Federal do Ceará-UFC

---

Prof. Dra. Andréia Abreu Diniz de Almeida  
Universidade Federal Fluminense-UFF

Aos meus pais,

Joel Sales de Queiroz e Maria da Conceição da Silva

Pela grandiosidade do prazer de ser seu filho.

## AGRADECIMENTOS

À Deus por sempre guiar meus passos e tornar possível todos os meus sonhos e anseios, dando-me garra, saúde e força para o trabalho e, conseqüentemente, conquistas.

À Universidade Federal do Ceará, curso de Mestrado em Engenharia Civil, por dar oportunidade de tornar essa realização pessoal possível.

À professora Tereza Denyse Pereira de Araújo, pela paciência, incentivo, cobrança de resultados e dedicação na orientação ao desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores envolvidos direta e indiretamente, pelos conhecimentos que me passaram e pelo tempo concedido a ajudar em orientações e sugestões para engrandecer este trabalho.

Aos colegas da turma de mestrado, pelas reflexões, críticas e sugestões recebidas.

A COELCE pelo aporte financeiro, sem o qual teria sido impossível a realização deste.

Aos meus familiares por compreender a grandiosidade de um mestrado, me apoiando de todas as formas possíveis, dando força, aplaudindo a cada passo e incentivando com orgulho de seu membro que busca crescimentos e pela compreensão diante de certas situações que os trocava pelo desenvolvimento deste.

*“Adquira sabedoria e conhecimento através dos estudos, crie, acrescente e inove conhecimentos e tecnologias, e terá como resultados reconhecimentos, honras e bens, tanto quanto for seu trabalho e dedicação. A sabedoria é justificada pelas suas obras.”*  
*(Janiel Queiroz)*

## RESUMO

Sabe-se que é inevitável a ocorrência de acidentes de trânsito em rodovias, onde centenas de milhares de veículos transitam a cada dia e que, além de gerarem fatalidades, geram danos materiais, físicos e morais às pessoas envolvidas. Quando os acidentes envolvem colisões com um poste de distribuição de energia elétrica, estes são responsáveis por deixar, em média, cinco mil residências sem fornecimento de energia de forma imediata. Nestes casos, essa interrupção no fornecimento pode durar até quatro horas para os moradores próximos ao local da colisão devido ao trabalho de substituição, bem como gerar altos custos com a reposição dos postes. Portanto, faz-se necessário o estudo de um sistema de defesa de postes visando à proteção destes, bem como salvaguardar os motoristas de veículos em caso de colisão. O objetivo deste trabalho consiste em avaliar o comportamento do poste e do sistema poste-defesa devido ao choque de veículos. Para tanto, são realizadas duas análises paramétricas. A primeira consiste na análise modal numérica a fim de se determinar a influência de componentes tais como cabos e defensas nos parâmetros naturais do poste. A segunda consiste na análise transiente paramétrica do poste e do conjunto poste-defesa. Neste caso, são variadas a massa do veículo, sua velocidade e o tempo de impacto. Estas análises são realizadas no programa comercial, baseado no Método dos Elementos Finitos, SAP2000 V.14.0. A história no tempo do deslocamento da extremidade livre do poste é comparada entre os diversos modelos, bem como com os resultados das amplitudes das cargas dinâmicas aplicadas de forma estática. Dos resultados observa-se que a defesa cumpre seu papel diminuindo a possibilidade de colapso devido a aumentar as frequências naturais e afastando-as das frequências de excitação das cargas de impacto. Da análise transiente conclui-se que a defesa aumenta a rigidez do sistema reduzindo os deslocamentos.

**Palavras-chave:** Carga de impacto, análise dinâmica transiente, análise modal.

## ABSTRACT

It is known that is inevitable the incidence of traffic accidents in highways, where hundreds of thousands of vehicles pass daily. These accidents can cause material damages, physical and moral injuries to involved persons, besides fatalities. When collisions are into an electric distribution pole, these are responsible by five thousand residences without electric power immediately. In this case, the stop in supplying can take four hours to residents who live close to accident site due to replacement work, as well as to generating high costs to replace the poles. So, it is necessary to study a system that protects the pole, as well as safeguards the vehicles drivers in case of collision. The objective of this work is to evaluate the behavior of pole and of system pole-defence due to the vehicles shock. Two parametric analyses are carried out. The first one is the numerical modal analysis in order to determine the influence of components like cables and defence in the pole natural parameters. The second one is the transient parametric analysis of pole and of pole-defence system. In this case, the vehicle mass and his impact time are varied. These analyses are executed in the commercial program based on the Finite Elements Method, SAP2000 V.14.0. The displacement history of pole free end is compared between the several models, as well as with the results obtained when the dynamic load maximum value is applied statically. From results it is noticed that defence carries out his paper reducing the possibility of collapse due to increasing the natural frequencies and making away from excitation frequencies of impact loads. From transient analysis it is concluded that defence raises the rigidity of the system by reducing the displacements.

**Keywords:** Impact load, transient dynamic analysis, modal analysis.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Esquema mostrando a superelevação (PONTES FILHO, 1998).....	16
Figura 1.2 - Poste frágil com base deslizante (fonte: NSW, 2009). .....	17
Figura 1.3 - Defesa anelar de concreto. ....	18
Figura 1.4 - Proteção de poste na cidade de Londrina-Para (fonte: <a href="http://www.apauta.com.br/copel-testa-dispositivo-para-protger-postes-contra-coliso-es-205.html">http://www.apauta.com.br/copel-testa-dispositivo-para-protger-postes-contra-coliso-es-205.html</a> ) .....	19
Figura 2.1 - Passos na investigação dinâmica (Adaptado de Craig, 1981). ....	26
Figura 3.1 – Especificação da seção transversal duplo "T" do poste (Ferreira, 2005).....	33
Figura 3.2 - Modelo geométrico - planos transversais do poste.....	33
Figura 3.3 - Planta da defesa anelar de concreto para postes de linha de transmissão.....	35
Figura 3.4 - Dimensões da seção poste duplo "T" .....	36
Figura 3.5 - Dimensões da seção do sistema poste-defesa, entre base e altura da defesa. ....	37
Figura 4.1 – (a) Elemento sólido de oito nós; (b) estado de tensão num ponto em termos de suas componentes cartesianas nas faces de um corpo livre.....	39
Figura 4.2 - Modelo MP. ....	40
Figura 4.3 - Modelo MPC- $x$ .....	40
Figura 4.4 - Modelo MPC- $y$ .....	41
Figura 4.5 - Modelo MPD .....	41
Figura 4.6 - Área de aplicação da força de impacto no poste.....	42
Figura 4.7 - Área de aplicação da força de impacto no poste com defesa.....	42
Figura 4.8 – Poste e poste-defesa representada por viga engastada base e livre no topo.....	45
Figura 5.1 - Modos de vibração x Razão de frequências – 10 primeiros modos.....	47
Figura 5.2 - Frequências naturais correspondentes aos oitos primeiros modos de vibração....	48
Figura 5.3 - Modos de vibração x Razão de frequências – Análise Paramétrica. ....	48
Figura 5.4 - Comparação das frequências dos modelos MPD, MPDC- $x$ e MPDC- $y$ .....	54
Figura 5.5 - Modos de vibração x Razão de frequências.....	55
Figura 5.6 - Comparação das frequências mais altas dos modelos poste-defesa-cabos .....	55
Figura 5.7 - Frequências naturais correspondentes aos três primeiros modos de vibração.....	56
Figura 6.1 – Curvas senoidais para as três variações de tempo de impacto. ....	59
Figura 6.2 – Impacto na direção $y$ , deslocamento do nó 563. ....	60
Figura 6.3 - Impacto na direção $x$ , deslocamento do nó 563. ....	60
Figura 6.4 – Deslocamentos máximos do nó 563 variando-se o módulo de elasticidade. ....	61
Figura 6.5 – Amplitudes e respectivos deslocamentos estáticos do nó 563 – MP. ....	62
Figura 6.6– Amplitudes e respectivos deslocamentos estáticos do nó 563 – MPD. ....	64
Figura 6.7 - Amplitudes e respectivos deslocamentos estáticos do nó 3677 – MPD.....	65
Figura 6.8 – Variação do tempo de impacto para a massa 1000 kg, 30 km/h – nó 563 MP ....	66
Figura 6.9 – Variação do tempo de impacto para a massa 1200 kg, 30 km/h – nó 563 MP ....	66
Figura 6.10 – Comportamento dos deslocamento para a massa 1000 kg, 100 ms – nó 563 MP .....	67
Figura 6.11 – Comportamento dos deslocamento para a massa 1000 kg, 30 km/h – nó 563 MP .....	67
Figura 6.12 – Variação do tempo de impacto MPD – nó 563 .....	68
Figura 6.13 – Variação do tempo de impacto MP – nó 3077 .....	69
Figura 6.14 – Variação do tempo de impacto MP – nó 3054.....	69
Figura 6.15 – Variação do tempo de impacto MPD – nó 3077 .....	70
Figura 6.16 – Variação do tempo de impacto MPD – nó 3054.....	70
Figura 6.17 – Variação do tempo de impacto MPD – nó 3677 .....	71
Figura 6.18 – Deslocamento no tempo para 1500 kg, 100 ms – nó 563 MP.....	72

Figura 6.19 – Deslocamento no tempo para 1500 kg, 100 ms – nó 3077 MP .....	72
Figura 6.20 – Deslocamento no tempo para 1500 kg, 100 ms – nó 3054 MP .....	72
Figura 6.21 – Aumento do primeiro pico com a velocidade para 1500 kg, 100 s – nó 563 MP .....	73
Figura 6.22 – Aumento do primeiro pico com a velocidade para 1500 kg, 100 s – nós 3077 e 3054 MP .....	73
Figura 6.23 – Energia de deformação no tempo para 1500 kg, 100 ms – nó 563 MP .....	74
Figura 6.24 – Deslocamento no tempo para 1500 kg, 100 ms – nó 563 MPD.....	74
Figura 6.25 – Deslocamento no tempo para 1500 kg, 100 ms – nó 3077 MPD.....	75
Figura 6.26 – Deslocamento no tempo para 1500 kg, 100 ms – nó 3054 MPD.....	75
Figura 6.27 – Deslocamento no tempo para 1500 kg, 100 ms – nó 3677 MPD.....	75
Figura 6.28 – Aumento do primeiro pico com a velocidade para 1500 kg, 100 s – nó 563 MPD .....	76
Figura 6.29 – Aumento do primeiro pico com a velocidade para 1500 kg, 100 s – nós 3077 e 3054 MPD .....	76
Figura 6.30 – Energia de deformação no tempo para 1500 kg, 100 ms – nó 563 MPD .....	76
Figura 6.31 – Deslocamento no tempo para 60 km/h, 100 ms – nó 563 MP .....	77
Figura 6.32 – Deslocamento no tempo para 60 km/h, 100 ms – nó 3077 MP .....	77
Figura 6.33 – Deslocamento no tempo para 60 km/h, 100 ms – nó 3054 MP .....	78
Figura 6.34 – Aumento do primeiro pico com a massa para 60 km/h e 100 ms – nó 563 MP .....	78
Figura 6.35 – Aumento do primeiro pico com a massa para 60 km/h, 100 ms – nós 3077 e 3054 MP .....	78
Figura 6.36 – Deslocamento no tempo para 60 km/h, 100 ms – nó 563 MPD .....	78
Figura 6.37 – Deslocamento no tempo para 60 km/h, 100 ms – nó 3077 MPD .....	79
Figura 6.38 – Deslocamento no tempo para 60 km/h, 100 ms – nó 3054 MPD .....	79
Figura 6.39 – Deslocamento no tempo para 60 km/h, 100 ms – nó 3677 MPD .....	79
Figura 6.40 – Aumento do primeiro pico com a velocidade para 60 km/h, 100 ms – nó 563 MPD .....	80
Figura 6.41 – Aumento do primeiro pico com a velocidade para 60 km/h, 100 ms – nós 3077 e 3054 MPD .....	80
Figura 6.42 – Maior e menor carga de impacto – 563 MP.....	80
Figura 6.43 – Maior e menor carga de impacto – 563 MPD.....	80
Figura 6.44 – Menor carga de impacto para MP e MPD – 563.....	81
Figura 6.45 – Maior carga de impacto para MP e MPD – 563 .....	81

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1- Poste de concreto armado duplo "T" tipo "D" ( <i>fonte: FERREIRA, 2009</i> ) .....	34
Tabela 4.1 - Total de elementos para cada modelo analisado .....	38
Tabela 5.1 - Propriedades dos materiais .....	46
Tabela 5.2 -Frequências naturais das soluções analíticas e numéricas de MP .....	50
Tabela 5.3 - Modos de vibração identificados e suas correspondentes frequências naturais (Hz) – Modelo MP.....	51
Tabela 5.4 - Modos de vibração identificados e suas correspondentes frequências naturais (Hz) – Modelo MPC- <i>x</i> .....	51
Tabela 5.5 - Modos de vibração identificados e suas correspondentes frequências naturais (Hz) – MPC- <i>y</i> .....	51
Tabela 5.6 - Modos de vibração identificados e suas correspondentes frequências naturais (Hz) – MPD. ....	52
Tabela 5.7 - Modos de vibração identificados e suas correspondentes frequências naturais (Hz) – MPDC- <i>x</i> .....	52
Tabela 5.8 - Modos de vibração identificados e suas correspondentes frequências naturais (Hz) – MPDC- <i>y</i> .....	52
Tabela 5.9 - Frequências naturais (Hz) segundo os respectivos modos de vibração.....	54
Tabela 5.10 –Frequência de excitação para os tempos de impacto .....	56
Tabela 6.1 - Amplitudes e pressões para o modelo poste (MP) .....	58
Tabela 6.2 - Amplitudes e pressões para o modelo poste-defensa (MPD).....	58
Tabela 6.3 – Análise estática - Deslocamentos das seções - MP .....	62
Tabela 6.4 – Análise estática - Deslocamentos das seções - MPD.....	63
Tabela 6.5 – Análise estática – Relação entre deslocamentos das seções – MP / MPD .....	64

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\ddot{x}$	Aceleração
$\alpha$	Ângulo de fase
$h$	Altura de aplicação da carga
$D(z)$	Altura em função de $z$
$D_f$	Altura final da base
$D_i$	Altura inicial da base
$P_0$	Amplitude da carga de impacto
$A(z)$	Área da secção em função do eixo coordenado
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\bar{k}$	Coefficiente de rigidez generalizado
$l$	Comprimento do poste
$\Delta_{máx}$	Deflexão máxima da viga
$x$	Deformação
$v(z,t)$	Deslocamento transversal em função do eixo coordenado e do tempo
$E_c$	Energia cinética
$U_e$	Energia de deformação
$U_{emáx}$	Energia de deformação elástica máxima
$M(z)$	Esforço interno de momento fletor em função de $z$
$G$	Espessura das abas e da alma
$\zeta$	Fator de amortecimento
$P(z,t)$	Força aplicada em função do eixo coordenado e do tempo
$f_0$	Frequência natural
$\omega$	Frequências naturais
$\psi(z)$	Função de forma
$P(t)$	Função dinâmica que descreve a carga de impacto
$B(z)$	Largura em função de $z$
$B_f$	Largura final da base
$B_i$	Largura inicial da base
$m(z)$	Massa distribuída
$m_v$	Massa do veículo
$\rho$	Massa específica
$\bar{m}$	Massa generalizada
$A$	Matriz das amplitudes
$C$	Matriz de amortecimento
$F(t)$	Matriz de forças aplicadas
$M$	Matriz de massa
$K$	Matriz de rigidez
$\varphi$	Modos de vibração
$E$	Módulo de elasticidade
$E_a$	Módulo de elasticidade da areia
$E_d$	Módulo de elasticidade da defesa
$E_p$	Módulo de elasticidade do poste
$I(z)$	Momento de inércia
$I_a$	Momento de inércia da areia em relação aos eixos $x$ e $y$
$I_{ax}$	Momento de inércia da areia para os eixos $x$
$I_{ay}$	Momento de inércia da areia para os eixos $y$

$I_d$	Momento de inércia da defesa em relação aos eixos $x$ e $y$
$I_p$	Momento de inércia do poste em relação aos eixos $x$ e $y$
$I_{px}$	Momento de inércia em torno do eixo $x$
$I_{py}$	Momento de inércia em torno do eixo $y$
$M(z,t)$	Momento fletor da secção em função do eixo coordenado e do tempo
$\gamma$	Peso específico
$z$	Posição (altura)
$R$	Raio interno da defesa
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto
$t$	Tempo
$\tau$	Tempo de duração do impacto
$\delta W_{inércia}$	Trabalho virtual das forças de inércia
$\delta W_{nc}$	Trabalho virtual das forças não conservativas
$\delta W_t$	Trabalho virtual total
$\delta V$	Varição da energia potencial das forças conservativas
$\dot{x}$	Velocidade
$v_v$	Velocidade do veículo
$u$	Vetor expresso pela combinação linear dos modos
$\Phi_k$	Vetor modal normal

**LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
COELCE	Companhia Energética do Ceará
FRC	Fiberglass-reinforced composite (Composto por fibras de vidro)
MEF	Método dos Elementos Finitos
MDOF	Sistema com múltiplos graus de liberdade
MP	Modelo poste
MPC- $x$	Modelo poste com cabos na direção $x$
MPC- $y$	Modelo poste com cabos na direção $y$
MPD	Modelo poste com defesa
MPDC- $x$	Modelo poste com defesa e com cabos na direção $x$
MPDC- $y$	Modelo poste com defesa e com cabos na direção $y$
$S_n$ GL	Sistema de $n$ graus de liberdade
S1GL	Sistema de um grau de liberdade

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	8
LISTA DE TABELAS .....	10
LISTA DE SÍMBOLOS .....	11
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS .....	13
1 INTRODUÇÃO .....	15
1.1 Objetivos .....	19
1.2 Revisão Bibliográfica .....	20
1.3 Metodologia .....	24
1.4 Organização do trabalho .....	24
2 TEORIA E FORMULAÇÃO.....	26
2.1 Teoria do impacto .....	26
2.2 Análise modal .....	29
2.3 Análise dinâmica transiente .....	31
3 MODELOS GEOMÉTRICOS .....	33
3.1 Poste.....	33
3.2 Defesa .....	35
3.3 Propriedades geométricas .....	35
4 MODELO NUMÉRICO .....	38
4.1 Modelo matemático da carga de impacto .....	43
5 ANÁLISE MODAL .....	46
5.1 Análise paramétrica areia.....	46
5.2 Solução analítica do poste.....	49
5.3 Resultados modais .....	50
6 ANÁLISE TRANSIENTE .....	57
6.1 Carga de impacto .....	57
6.2 Análise paramétrica da areia devido ao impacto .....	59
6.3 Análise estática paramétrica dos modelos MP e MPD .....	61
6.4 Análise paramétrica dos modelos MP e MPD .....	65
6.4.1 O efeito da duração do tempo de impacto .....	65
6.4.2 O efeito da velocidade de impacto .....	71
6.4.3 O efeito da massa do veículo.....	77
7 CONCLUSÕES.....	82
7.1 Sugestões para trabalhos futuros.....	83
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	85

## 1 INTRODUÇÃO

A ocorrência de acidentes de trânsito em áreas urbanas densas, onde centenas de milhares de veículos transitam a cada dia, é inevitável. Além de gerar fatalidades, danos materiais, físicos e morais às pessoas envolvidas, eles são responsáveis por transtornos ao tráfego os quais estão relacionados ao tempo gasto para a desobstrução da via. Quanto maior for o tempo para solucionar a ocorrência, maior é o seu efeito, refletindo-se na formação de congestionamentos. O papel inerente aos atores responsáveis (gestores, agentes de trânsito, Coelce, bombeiros, policiais de trânsitos, etc.) é analisar este quadro e criar medidas que reduzam o risco de acidentes, como também intervir, caso eles ocorram, a fim de atenuar os impactos gerados na circulação do tráfego e no fornecimento de energia elétrica, se estes acidentes envolverem postes de distribuição.

Segundo a Organização Mundial de Saúde (ESTADÃO, 2010), acidentes com choque de veículos contra objetos rígidos localizados nos acostamentos das vias, tais como árvores e postes, causam danos físicos mais sérios nas pessoas envolvidas, muitas vezes resultando em perdas de vida (RAIA JR. & SANTOS, 2005). Quando as colisões são contra os postes de iluminação pública, resultam em uma considerável baixa na qualidade de fornecimento de energia elétrica por parte da concessionária, podendo haver a cessão temporária deste fornecimento. Esta paralisação no fornecimento de energia aos consumidores causa custos indiretos não mensuráveis, principalmente aos segmentos públicos como hospitais, ambulâncias, autarquias municipais de trânsito, dentre outros. Outros danos graves são verificados quando os acidentes causam a queda completa dos postes, tais como as destruições causadas em imóveis e móveis, que se encontram na área de influência, juntamente com seus respectivos habitantes e transeuntes que também são atingidos. Estes fatos justificam a constante preocupação das autoridades municipais, principalmente os responsáveis pelo trânsito em diminuir e prevenir a incidência destes acidentes, bem como em reduzir seus efeitos sobre o usuário do transporte, da via e dos consumidores de energia elétrica, buscando também resguardar a integridade física dos passageiros dos veículos (GUANG *et al.*, 2007), bem como dos transeuntes (FREDRIKSSON *et al.*, 2001).

Colisão entre veículos e entre veículos e estruturas localizadas no acostamento das estradas (árvores e postes) são assuntos bastante estudados pela comunidade científica, que busca meios que possam prevenir tais acidentes e os danos que podem causar. Destes estudos, a maior parte tem se restringido aos impactos entre veículos e a casos específicos de colisão de veículos com postes, avaliando principalmente o efeito sobre os passageiros e a capacidade

de resistência de partes do veículo na proteção de seus ocupantes, durante e após a colisão. Ou seja, a maioria dos estudos tem buscado resguardar a integridade dos ocupantes dos veículos e a segurança dos pedestres nos acostamentos. Os veículos, portanto, têm evoluído consideravelmente nos últimos 20 anos, com o desenvolvimento de *air bags* e freios ABS (RAIA JR. & SANTOS, 2005).

Com relação às vias, tem-se desenvolvido estudos para facilitar as manobras com os veículos e para que os motoristas não cometam erros bruscos que possam causar acidentes. Estas vias são projetadas de tal maneira que possam evitar saídas laterais dos veículos e colisões frontais entre eles. Como exemplo pode-se citar os declives voltados para o centro das vias nas curvas (Figura 1.1), visando o aumento da força centrípeta; a colocação de canteiros centrais a fim de evitar o impacto frontal do veículo; e por fim, a colocação de defensas metálicas, *guard rails* (barreiras), ao longo de curvas e canteiros centrais de grandes rodovias, tendo inclusive normas reguladoras para tais. Quanto aos objetos rígidos nos acostamentos (postes, árvores, estruturas sustentadoras de pórticos e placas, dentre outros), a recomendação é que estes sejam removidos ou colocados o mais distante possível das vias (RAIA JR., 2009).

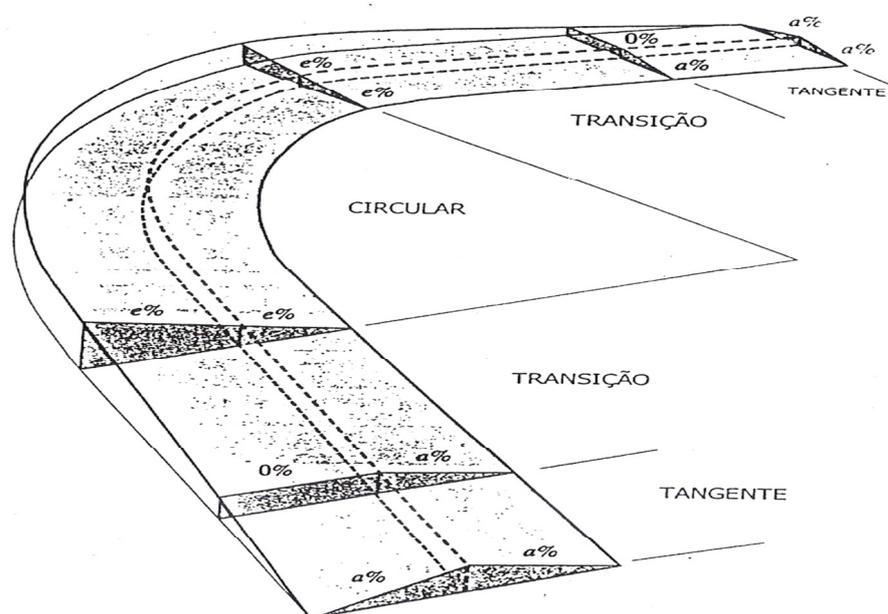


Figura 1.1 - Esquema mostrando a superelevação (PONTES FILHO, 1998).

A fim de diminuir o impacto da colisão de veículos e, conseqüentemente, os danos aos seus ocupantes, países como Estados Unidos e Austrália projetaram postes especiais como o poste de iluminação frangível. Este poste tem uma seção frágil localizada próximo ao solo (extremidade inferior do poste) que quebra quando do choque do veículo. Este mecanismo da

base consiste de duas placas justapostas, apertadas em conjunto por três parafusos igualmente espaçados. Estas placas e parafusos são libertados durante um impacto, permitindo que a parte superior do poste venha a ser separada de sua base, conforme ilustra a Figura 1.2.

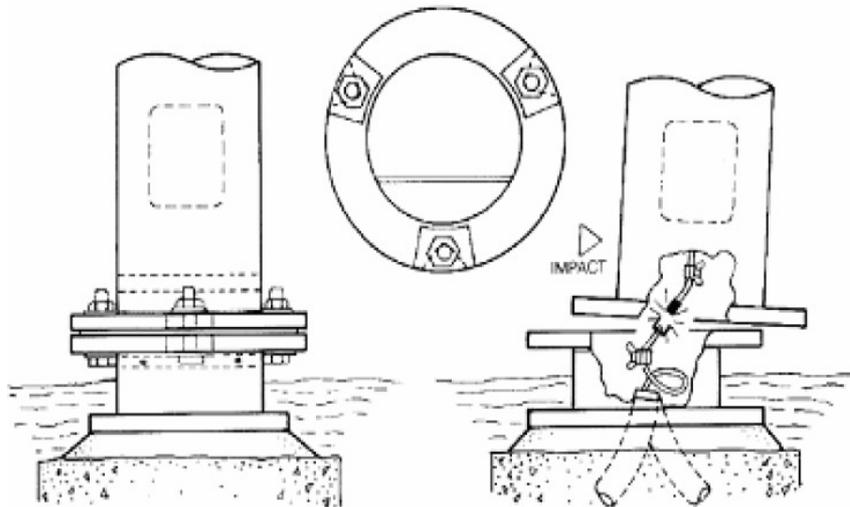


Figura 1.2 - Poste frágil com base deslizante (fonte: NSW, 2009).

A cidade de Fortaleza, capital do estado do Ceará, tem uma grande malha de distribuição de energia elétrica, sendo esta composta por postes, geralmente de concreto, e fios, ou seja, é uma rede de distribuição aérea. Neste caso, os postes são colocados nos acostamentos de ruas e avenidas e sobre as calçadas. A preferência por este tipo de rede deve-se aos seus custos que são menores do que os da subterrânea. Segundo Velasco *et al.* (2006), o custo de implantação de uma rede subterrânea é 10 vezes maior, quando comparado com a rede convencional, sendo sua manutenção duas vezes menor. Segundo os autores, uma das desvantagens deste tipo de distribuição é a colisão entre veículos e postes.

A Coelce, empresa de distribuição de energia elétrica do estado do Ceará, possui somente em Fortaleza 150.000 postes instalados, dos quais 2.000 são alvos constantes de acidentes de veículos, tendo-se, em média, 22 colisões mensais (Informações COELCE).

Visando a proteção desses postes, bem como salvaguardar os motoristas de veículos em caso de colisão, a Coelce produziu uma defesa anelar de concreto (Figura 1.3), preenchida com areia, para criar um amortecimento no ato da colisão. O objetivo dessa defesa é produzir desacelerações mais compatíveis ao corpo humano e resguardar a estrutura do poste.

Essas defensas estão instaladas desde 2005, em pontos estatisticamente reconhecidos como críticos da cidade. Segundo a própria Coelce (DIÁRIO DO NORDESTE, 2009b), a defesa tem diminuído em 30% os impactos de abaloamentos e impedido a queda

dos postes sobre os veículos, casas ou mesmo pessoas. As colisões diminuíram de 131, em 2005, para 92 em 2006; e para 84 em 2007. Contudo, em 2008, a Coelce parou de instalá-las, devido aos questionamentos da Prefeitura Municipal de Fortaleza, em relação de as mesmas estarem em desacordo com o Código de Obras e Posturas do Município (DIÁRIO DO NORDESTE, 2009a). Esta parada resultou num aumento dos abalroamentos (225) contra os postes.



Figura 1.3 - Defesa anelar de concreto.

Na cidade de Londrina, no Paraná, a Companhia Paranaense de Energia – Copel – também instalou o mesmo dispositivo de proteção (ver Figura 1.4) para os postes e está em fase de testes. De acordo com o gerente de Controle de Qualidade da Copel, em uma reportagem dada ao Jornal de Londrina (2010), a proteção diminui a força do impacto do veículo no poste, reduzindo a gravidade do acidente. Segundo o gerente, “O choque ocorre em uma região arredondada. Com a batida, a areia absorve o impacto e rompe a camada de concreto da parte superior, esta camada é colocada para evitar que a água da chuva retire a areia do tubo”. Um poste derrubado em um acidente pode deixar, em média, cinco mil residências sem energia elétrica de forma imediata. Como o trabalho de substituição é demorado, a interrupção no fornecimento pode durar até quatro horas para os moradores próximos ao local da colisão.



Figura 1.4 - Proteção de poste na cidade de Londrina-Para (fonte: <http://www.apauta.com.br/copel-testa-dispositivo-para-protoger-postes-contr-colisoes-205.html>)

No Brasil, em geral, os postes são em concreto armado e apresentam, quando do impacto do veículo automotivo, uma massa quase infinita com uma pequena área de contato para a transmissão de energia. Estes fatores resultam na penetração do veículo pelo poste, ocasionando danos aos passageiros. Neste caso, o poste não se deforma sob o impacto, como é o caso dos postes de aço, mas rompe com pequenas deformações (ELMARAQBI *et al.*, 2006). Contudo, há várias maneiras potenciais de como um automóvel pode colidir com o poste, que são: impacto lateral atingindo os assentos da frente ou os traseiros; impacto angular atingindo os assentos da frente ou os traseiros; e o impacto frontal. Segundo Hassan (2002), o impacto de um veículo contra um poste rígido é o pior cenário que se pode encontrar para os ocupantes do mesmo, quando comparado com uma barreira deformável. Acredita-se que a área de contato na barreira deformável é muito maior do que no poste, o que permite uma maior absorção de energia e uma menor penetração da mesma no carro, minimizando assim os danos aos passageiros.

Diante dos fatos apresentados faz-se necessário um estudo mais amplo do comportamento de postes com defesa durante e após o impacto, visando com isso avaliar a eficácia das defensas existentes bem como fornecer dados de análises para auxiliar no projeto de novas defensas.

## 1.1 Objetivos

O objetivo deste trabalho é avaliar dinamicamente o comportamento do sistema poste-defesa quando solicitado por um impacto devido ao choque de veículos.

Os objetivos específicos estão relacionados às etapas de evolução da pesquisa, visando o objetivo geral descrito anteriormente. Estes são:

- a) Verificar a influência de componentes, tais como cabos e defensas, nas frequências naturais do poste de concreto de distribuição energia, seção duplo T;
- b) Obter uma solução analítica do poste em vibração livre a fim de validar o modelo numérico modal;
- c) Avaliar o comportamento dinâmico transiente dos sistemas poste e poste-defensa, devido ao choque de veículos, verificando a influência de variáveis, tais como velocidade e massa do veículo impactante, bem como do tempo de impacto.

## 1.2 Revisão Bibliográfica

O impacto de veículos em poste é um fenômeno complexo e envolve uma grande variedade de parâmetros, tais como as características do veículo automotor (tamanho, peso, e esmagamento); características dos passageiros (idade, fisiologia e restrição de uso); características da situação (velocidade e ângulo de impacto); e as características do objeto impactado (poste, poste com defesa).

Devido a essa complexidade, muitos estudos recorrem a testes de impactos em grande escala, os quais são dispendiosos e não permitem a realização de muitos ensaios.

Outra alternativa é a simulação computacional, através do uso do Método dos Elementos Finitos, o que permite avaliar vários eventos em diversas circunstâncias. Além disso, estes modelos permitem controlar e avaliar cada fator que influencia os ensaios de impacto, permitindo assim realizar estudos paramétricos.

Derbyshire e Troutbeck (2001) realizaram um ensaio de impacto em escala real com um veículo instrumentado e um manequim para determinar o desempenho do poste de iluminação em estradas inclinadas ou desniveladas. O estudo foi limitado a apenas um teste em grande escala, devido ao custo elevado do mesmo e por ser destrutivo. Do ensaio, os autores concluíram que o poste tem um desempenho satisfatório, havendo a separação da luminária o que pode representar perigos para os transeuntes e o motorista.

Ao analisar qualquer tipo de impacto veículo-poste, informações específicas sobre o acidente devem ser examinadas, tais como a determinação da massa do veículo, da velocidade de impacto, do ângulo de impacto e do ponto de impacto (RAY, 1999). Além

disso, frequentemente ocorre o colapso ou o movimento do poste, o que indica que o mesmo absorve certa quantidade de energia de impacto.

Tais impactos representam um grande segmento de falhas que são rotineiramente investigados por reconstrucionistas de acidentes. Um dos fatores mais investigados para estes casos é a velocidade de impacto. Várias equações que estimam a velocidade do veículo em colisões frontais com objetos estreitos (postes), que são baseadas na máxima deformação residual frontal, são apresentadas na literatura. Cofone *et al.* (2007) compara os resultados de algumas destas várias equações com o método Vomhof e com os resultados de oito testes de colisão realizados em grande escala. O resultado desta comparação indica que algumas das equações utilizadas estimam a velocidade de impacto com precisão razoável.

Um estudo numérico e experimental da vibração de postes cônicos de alumínio nas estradas de Illinois - EUA, (CARACOGIA & JONES, 2007) buscou saber as causas relacionadas ao colapso destes postes, devido às tempestades de ventos. O trabalho foi motivado por um projeto de pesquisa gerenciado pelo Departamento de Transportes de Illinois, onde se procurava compreender a natureza de algumas falhas ocorridas nas estruturas destes postes quanto ao serviço e à resistência. O estudo foi realizado através de análises numérica e experimental, das quais concluíram que, embora os postes tivessem sido projetados de acordo com as especificações normativas, foi observado um evento raro, no qual a combinação de vento e a precipitação de gelo poderia ser responsável pelas grandes amplitudes de vibração.

Khalili e Saboori (2010) realizaram uma análise dinâmica transiente de postes cônicos de transmissão, composto por polímeros reforçado por fibras (FRP), utilizando o método dos elementos finitos. Nesta análise, os postes foram submetidos às forças de tração provocadas por cabos devido às rajadas de vento ou falhas laterais destes e o impacto de veículos. Estas forças foram modeladas como pulsos triangulares, retangulares e senoidais. Os autores consideraram que o comportamento do material é linear elástico e o laminado da seção transversal do poste é simétrico ou assimétrico. O efeito do tipo de fibra e a orientação das fibras foram considerados na análise. O poste foi modelado como viga engastada na base e livre no topo com uma massa concentrada que corresponde aos equipamentos instalados nos postes para a passagem de fios e transformadores. Duas análises por elementos finitos foram realizadas: a primeira consistiu numa solução analítica proposta pelos autores, baseada no Método dos Elementos Finitos para solução das equações diferenciais; a segunda utilizou o software comercial ANSYS com o objetivo de validar as equações propostas na primeira análise. Os autores observaram uma boa concordância entre os resultados dos dois métodos.

Quando a carga foi aplicada a 80 cm da base (impacto de veículo), estes concluíram que a máxima deflexão do poste ocorreu na extremidade livre e que estes valores são menores quando comparados com a carga aplicada no topo com o mesmo valor de pico. No entanto, esta deflexão foi máxima quando o impulso retangular foi aplicado. Além disso, o poste vibra no segundo modo.

Analisando a sequência de fatos que ocorrem no impacto, Milner *et al.* (2001) modelaram teoricamente o impacto de carro contra um poste de luz de madeira. Esse modelo teórico, mesmo sendo muito simplificado, possibilitou identificar parâmetros importantes que podem ser usados para o projeto de postes. Os autores compararam os resultados obtidos (solução exata) com os fornecidos por um software comercial de análise dinâmica, MADYMO. Dessa análise, os autores concluíram que a solução analítica é ideal para determinar os picos de desaceleração do veículo, não sendo, contudo, possível prever o caminho seguido pelo poste uma vez que os deslocamentos tornam-se muito grandes, o que envolve equações não lineares. Além disso, foi evidenciado uma divergência entre as duas soluções depois do pico de desaceleração do veículo devido à linearidade da geometria. Os autores ainda destacaram que, em postes frangíveis, o fato de ocorrer a ruptura no poste, não garante a desaceleração do veículo a níveis em que os passageiros sobreviverão. Destacam também que a massa do poste desempenha um papel significativo durante o impacto e que o modelo simplificado se mostrou útil para descrever esta sequência de eventos, por vezes mascaradas por soluções numéricas.

Elmarakbi *et al.* (2006) estudaram o impacto frontal de um veículo com um poste de aço usando o LS-DYNA. Neste estudo foi verificada a influência das velocidades de impacto, das condições do solo, das configurações de apoio do poste e do comprimento de engastamento do poste no solo. Os autores concluíram que o engastamento do poste diretamente no solo é bastante forte para oferecer proteção sob as cargas de uso e permanecer bem flexível, o que minimiza a deformação do veículo e reduz as lesões nos passageiros e pedestres. Já Barsoum *et al.* (2010) verificaram o efeito de diferentes comprimentos de preenchimentos de concreto em postes tubulares de aço, através de um estudo paramétrico nas frequências naturais deste, através de análise experimental e numérica. Para a análise numérica foi utilizado o programa de computador Pro / ENGINEER de análise por elementos finitos.

Foedinger *et al.* (2002) realizaram um estudo que resultou no desenvolvimento de um poste reforçado com composto de fibra de vidro (FRC), usando o LS-DYNA. Neste estudo, os autores simularam algumas condições de carregamento com a finalidade de

desenvolver um protótipo para a realização de teste de colisão em larga escala. A partir dos testes e análises, foi possível concluir que o poste demonstra uma boa capacidade para absorver energia de impacto de veículos por esmagamento progressivo e propagação da fratura, com o veículo sendo levado a uma parada controlada.

O estudo das características dinâmicas de postes de concreto para diferentes condições de engastamento (solos compactados e não compactados) foi realizado por Dai *et al.* (2011) através de análises numérica e experimental. Estas análises apresentaram valores bem próximos para as frequências naturais e modos de vibração, para cada condição estudada, sendo demonstrado a partir dos resultados que com o aumento da rigidez do engastamento, as frequências naturais também aumentam.

Outros trabalhos que podem ser citados são: a análise de impacto por elementos finitos em suporte mecânico de base deslizante (ESKANDARIAN *et al.*, 2000) onde o mecanismo de deslizamento projetado para a base é utilizado para apoiar os postes de sinais e luminárias em rodovias e para romper em acidentes com veículos, com o objetivo de minimizar a resistência ao impacto de veículos. Estes estudos, feitos através do método dos elementos finitos, procuram simular com precisão o desempenho do sistema de deslizamento de base em cenários com diversas características geométricas, bem como diversos fenômenos físicos dos componentes do mecanismo de base, por exemplo, o atrito de deslizamento, as forças de aperto, as interações placa-parafuso, e ruptura da placa; a utilização de um método geral de solução para a análise de contato-impacto entre corpos deformáveis (FARAHANI & MOFID, 2000) que é baseado na transformação da rigidez e eliminando o grau de liberdade do nó de contato, podendo ser usado em problemas estáticos e dinâmicos não-lineares; o estudo da sensibilidade da estrutura lateral de veículos durante o impacto lateral com o poste (GUANG *et al.*, 2007), onde foi analisado a relação entre as deformações da lateral do veículo e a rigidez da estrutura, através de simulações de elementos finitos, durante impactos de veículos de passageiros em colisões laterais com postes.

Segundo Braz (2008), uma barreira ou defesa é considerada eficiente quando evita danos às pessoas que estão fora do veículo; impede que os veículos leves e pesados penetrem em áreas perigosas; faz com que os esforços submetidos aos ocupantes dos veículos se mantenham dentro de limites suportáveis; e minimize o custo dos danos. Além disso, esta deve desacelerar o veículo que impacta diretamente sobre ela, de tal forma que os ocupantes do mesmo possam sobreviver com pouco ou nenhum dano físico; deve ainda resistir ao impacto não se tornando em uma ameaça para o tráfego. Portanto, quando da concepção de

uma defesa deve-se observar, em sequência, os aspectos de segurança, custos, estética e função.

### **1.3 Metodologia**

A partir da compreensão das variáveis envolvidas no impacto de veículos contra o poste, realiza-se um estudo analítico simplificado visando obter os parâmetros modais da estrutura, a fim de compará-los aos parâmetros modais obtidos numericamente. Ao poste foi adicionado cabos e defesa para observar a influência destes nas frequências naturais do poste.

Analisa-se parametricamente a areia com o objetivo de escolher um módulo de elasticidade que melhor representasse esse parâmetro nas análises, dentre um intervalo encontrado na literatura. Este dado é necessário quando da análise do modelo poste com defesa.

Modela-se a carga de impacto, para uso nas análises transientes paramétricas, de forma a representar várias combinações de velocidade e massa do veículo e tempo de atuação da carga, nas direções  $x$  e  $y$ . os deslocamentos obtidos nestas análises são comparados com os deslocamentos obtidos aplicando-se a amplitude da carga de forma estática.

Para as análises citadas, utiliza-se o programa computacional SAP 2000 V.14 (CSI,2008).

### **1.4 Organização do trabalho**

A estrutura desta dissertação está dividida em sete capítulos, como descrita a seguir.

No primeiro capítulo são feitas considerações iniciais sobre o tema, motivação e justificativa. Ainda é feita uma abordagem sobre o problema da pesquisa, seguindo-se da definição dos objetivos do trabalho de forma geral e específica, bem como a revisão bibliográfica e metodologia.

O capítulo 2 discorre sobre as teorias necessárias ao desenvolvimento das análises, como a teoria do impacto e as principais formas do impacto; análise modal, mostrando a formulação para o cálculo das frequências naturais e modos de vibração; os conceitos da análise dinâmica transiente, onde é mostrada a teoria da superposição modal.

No capítulo 3 é mostrado o desenvolvimento do modelo geométrico do poste e suas formulações, as características do poste de seção duplo “T” tipo “D”. Descreve a defesa e suas formulações geométricas, a serem usadas nas análises.

O quarto capítulo traz o modelo numérico desenvolvido por elementos finitos, usando o software SAP2000. Apresenta também a teoria e modelo matemático da carga de impacto com suas formulações.

O capítulo 5 mostra a análise modal paramétrica da areia com a finalidade de escolher um módulo de elasticidade para ser usado nas análises seguintes. Neste capítulo é apresentada a solução analítica do poste para validar as soluções numéricas de frequências e modos de vibração, também apresentadas neste.

O sexto capítulo apresenta a análise paramétrica transiente devido à carga de impacto no poste e no sistema poste-defesa, bem como a comparação dos resultados obtidos dessas análises, onde se observa a vantagem do uso da defesa nos parâmetros dinâmicos.

O capítulo 7 trata das conclusões obtidas e comentários finais das análises realizadas, bem como sugestões para estudos futuros.

## 2 TEORIA E FORMULAÇÃO

Na modelagem da estrutura, buscou-se aplicar a concepção apresentada por Craig (1981), cujo passo mais importante em uma análise dinâmica é a modelagem matemático da estrutura. A sequência dos principais passos para uma investigação dinâmica é mostrada na Figura 2.1. Como pode ser visto no 2º passo, deve-se construir e idealizar um modelo do sistema estrutural em estudo, tal que este seja o mais próximo do sistema real, mas fácil de ser analisado matematicamente. Para isso devem ser feitas hipóteses simplificadoras, desenhos do modelo de análise e listar os parâmetros necessários ao modelo.

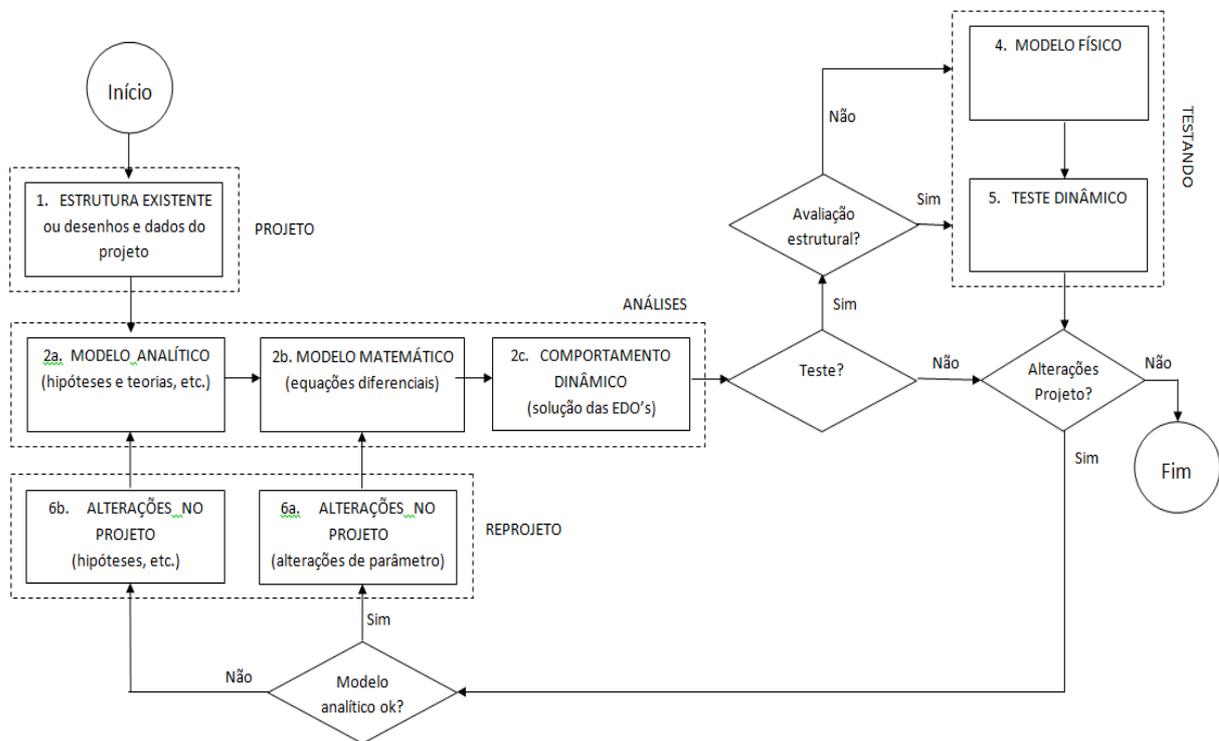


Figura 2.1 - Passos na investigação dinâmica (Adaptado de Craig, 1981).

### 2.1 Teoria do impacto

O impacto pode ser definido como sendo um fenômeno de solicitação ou carregamento repentino, sendo portanto uma carga dinâmica. Este ocorre quando um objeto colide com outro, desenvolvendo num período muito curto de tempo grandes forças entre eles.

Este tipo de solicitação, embora pareça simples, é realmente muito complexa, pois é difícil quantificar o quanto a estrutura impactada está sendo realmente solicitada.

Varias situações podem ser caracterizadas como impacto, tais como explosões, artilharia, colisão de veículos em postes, dentre outros. A energia de impacto resultante da

carga associada à velocidade pode provocar grandes prejuízos estruturais, ou mesmo ao ser humano (ALVES, 2009).

Na realidade, desprezando hipóteses simplificadoras, um dado tipo de material (concreto, metálico, cerâmico, compósito e polímero) será resistente ou não ao fenômeno de impacto, caso tenha grande tenacidade (ou resiliência em caso de material frágil), sendo a tenacidade muito mais importante do que a resistência do material. Esse fato pode ser explicado facilmente, pois como o impacto é um fenômeno muito repentino fornecendo pouco tempo para o material se deformar de maneira plástica uniforme, este pode produzir localmente um defeito (fissura) localizado no material em questão, e sendo assim, a partir de uma nova sollicitação, esse defeito tenderá a crescer, ocorrendo à ruptura do material. Alguns fatores podem modificar as características do impacto, como a velocidade e a massa do objeto impactante, bem como a rigidez deste.

Para entender o comportamento dos corpos após o impacto, usam-se as leis de conservação de energia cinética e quantidade de movimento, conforme o tipo de colisão.

O fenômeno do impacto pode ser classificado de maneira geral em:

- Impacto Elástico;
- Impacto Parcialmente Elástico;
- Impactos Inelásticos ou Plásticos.

Numa colisão elástica (impacto elástico), a energia mecânica e o momento linear dos corpos envolvidos permanecem os mesmos antes e depois da colisão. Diz-se que houve conservação de momento linear e energia. Como exemplo, pode-se citar a colisão de duas bolas de bilhar.

Colisões inelásticas (impactos plásticos) são aquelas onde não ocorre conservação de energia mecânica, ou seja, ocorre dissipação de energia. O exemplo para este tipo de colisão é o choque entre dois veículos.

Outro tipo de colisão, em que não ocorre conservação da energia cinética do sistema, mas somente parte dela, é a denominada de colisão parcialmente elástica ou inelástica. Na natureza é difícil encontrar colisões perfeitamente elásticas, ou perfeitamente plásticas. Isto se deve à existência de forças dissipativas durante o processo de colisão, como o atrito ou a deformação dos corpos, que sempre consomem uma parte da energia cinética original. Nas colisões parcialmente elásticas, os corpos têm uma velocidade relativa não nula após a colisão. Quando não há velocidade relativa, isto é, os corpos movem-se com a mesma velocidade, caracterizando uma colisão inelástica.

Os tipos de colisões podem ser diferenciados pelos seus coeficientes de restituição que variam de zero a um. O coeficiente de restituição consiste na divisão das velocidades relativas final sobre a inicial. Se o coeficiente de restituição for nulo não deverá haver velocidade relativa de afastamento e o impacto é inelástico. Se for um, a colisão é elástica, e as velocidades relativas de aproximação e afastamento são as mesmas. Valores entre zero e um correspondem a colisões parcialmente elásticas (HOPPMANN II, 2002).

Numa colisão veículo-poste, inicialmente (instantes antes da colisão) o veículo está em movimento e o poste parado. Após o contato, o poste adquire movimento (velocidade) e o veículo tende a parar e sofrer deformações, o que caracteriza o comportamento elástico do poste durante o impacto.

Quando uma estrutura é submetida a uma carga de impacto, o intervalo de tempo é muito pequeno, logo os efeitos das forças externas são pequenos quando comparados aos do impulso, sendo desprezadas, garantindo assim a conservação de energia.

Portanto, pode-se aplicar o princípio da conservação do momento linear durante a colisão, se a duração do impacto for suficientemente curta, podendo-se dizer que o momento do sistema, imediatamente antes da colisão, é igual ao momento do sistema após a colisão (RESNICK, 1983).

Pode-se determinar o comportamento dos corpos após a colisão, a partir de seus movimentos antes do impacto e das forças que atuam durante a colisão, resolvendo-se a equação de movimento do sistema.

Logo, havendo a conversão de energia neste fenômeno, a energia cinética é transformada em energia de deformação elástica na estrutura impactada, porém podem ocorrer deformações plásticas, se o campo dos deslocamentos gerados pelo impacto produzir deformações além do limite elástico.

A avaliação da capacidade de absorção de energia de um conjunto estrutural sob cargas de impacto representam um parâmetro valioso, tanto para a certificação de um elemento de construção individual como um de mais complexa montagem. A capacidade de uma estrutura para absorver a energia mecânica (cinética),  $E_c$ , em carregamentos impulsivos pode ser entendida como a transformação da energia gerada a partir da colisão de uma massa a uma determinada velocidade em energia de deformação elástica ( $U_e$ ), sendo que esta transformação acontece até a parada do objeto impactante.

## 2.2 Análise modal

A análise modal é o processo no qual se determinam os parâmetros modais de uma estrutura. Estes parâmetros são as frequências naturais ( $\omega$ ), os modos naturais de vibração ( $\varphi$ ) e os fatores de amortecimento modal ( $\zeta$ ). Tais parâmetros podem ser determinados por cálculos (analítico e/ou numérico) e ensaio experimental, sendo que este último é muitas vezes utilizado para ajustar os modelos analíticos (soluções exatas) e numéricos (modelo de elementos finitos, por exemplo).

Pode-se dizer que a análise modal é uma técnica computacional na qual se faz uma modelagem dinâmica da estrutura, sendo esta a base para a compreensão de métodos de ensaios modais (análises modais experimentais), principalmente quando ainda não se tem o modelo analítico; assim, os parâmetros modais podem ser determinados numericamente e validados a partir das análises experimentais.

O conhecimento dos valores das mais baixas frequências de vibração permite evitar solicitações na estrutura com frequências próximas às naturais, ou seja, evita os efeitos da ressonância.

A vibração ressonante é causada por uma interação entre as propriedades inerciais e elásticas dos materiais dentro de uma estrutura. Essa vibração é frequentemente a causa de colapsos em estruturas.

Para iniciar uma análise modal, primeiramente se faz a caracterização das propriedades físicas e geométricas da estrutura, geralmente em termos de suas matrizes de massa, amortecimento e rigidez, as quais definem o Modelo Espacial, estas matrizes são obtidas usando-se técnicas de discretização, sendo o Método dos Elementos Finitos a mais usada.

A partir do modelo espacial determina-se um sistema de equações diferenciais de segunda ordem que descrevem o comportamento dinâmico do modelo, ou seja, as equações de movimento.

O movimento de um sistema contínuo, considerado linear, pode ser discretizado em um determinado número  $n$  de graus de liberdade, sendo este o número de equações de movimento. Assim um sistema de  $n$  graus de liberdade (S $n$ GL) possui  $n$  frequências naturais, onde para cada frequência há um modo natural de vibração e um fator de amortecimento. O modo de vibração é a forma na qual a estrutura deformável oscilará ao ser perturbada. Para cada estrutura existe um conjunto de frequências, que é único, implicando de igual modo em um conjunto de modos de vibrações. Quando um sistema é excitado numa das suas

frequências naturais, todas as massas movem-se com a mesma frequência. Portanto, deseja-se que os valores das frequências mais baixas de um sistema estejam o mais distante possível da frequência de excitação, de modo a evitar a ressonância.

Os modos naturais de vibração são vibrações livres não amortecidas que dependem somente da massa e da rigidez do sistema e como estes são distribuídos (THOMSON & DHALEH, 1998). Quando o sistema vibra em um desses modos, todos os pontos do sistema sofrem movimento harmônico simples.

Matematicamente, um sistema de múltiplos graus liberdade (MDOF) pode ter seu movimento, devido a uma força que varia no tempo, descrito pela seguinte equação matricial:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (2.1)$$

Onde:  $\mathbf{x}(t)$  é o vetor que representa a configuração deformada da estrutura no tempo;  $\mathbf{M}$  é a matriz de massa;  $\mathbf{C}$  é a matriz de amortecimento;  $\mathbf{K}$  é a matriz de rigidez e  $\mathbf{F}(t)$  é o vetor força no tempo.

Na análise modal considera-se que o sistema está em vibração livre e sem amortecimento, logo a matriz de amortecimento e o vetor de força são nulos. A equação resultante é dada por:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = 0 \quad (2.2)$$

Admite-se que a solução da Equação (2.2) é harmônica, com frequência ( $\omega$ ), e é expressa por:

$$\mathbf{x}(t) = \boldsymbol{\varphi} \text{sen}(\omega t + \alpha) \quad (2.3)$$

Onde:  $\boldsymbol{\varphi}$  é o vetor dos deslocamentos e  $\alpha$  é o ângulo de fase.

Derivando-se a Equação (2.3) duas vezes em relação ao tempo, obtém-se o vetor das acelerações ao longo do tempo,  $\ddot{\mathbf{x}}(t)$  que é dado por:

$$\ddot{\mathbf{x}}(t) = -\omega^2 \boldsymbol{\varphi} \text{sen}(\omega t + \alpha) \quad (2.4)$$

Substituindo-se as expressões do deslocamento e da aceleração na equação (2.2) e fazendo as devidas manipulações matemáticas, chega-se a equação característica do movimento, dada por:

$$[\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}] \boldsymbol{\varphi} = \mathbf{0} \quad (2.5)$$

Para que esse sistema de equações tenha solução não trivial é necessário que:

$$\left| \mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M} \right| = 0 \quad (2.6)$$

Por esta expressão, verifica-se que a determinação de frequências e modos de vibração resulta em um problema tradicional de autovalores e autovetores, onde os autovalores representam as frequências naturais e os autovetores os modos de vibração. Logo, a cada frequência ( $\omega_n$ ) corresponde um modo de vibração ( $\varphi_n$ ).

A grande vantagem de se trabalhar no espaço modal é a possibilidade de desacoplar as diversas equações de movimento do sistema, resultando num conjunto de equações de um grau de liberdade, um para cada modo do modelo de múltiplos graus de liberdade.

Os modos de vibração são configurações possíveis de deformação do sistema, existindo assim infinitas representações para o mesmo modo de vibração. É habitual normalizar esses modos de forma a facilitar a interpretação e comparação entre eles.

Os vetores que representam os modos de vibração apresentam um conjunto de propriedades designadas por condições de ortogonalidade.

### 2.3 Análise dinâmica transiente

Análise dinâmica transiente é uma técnica da dinâmica das estruturas que é usada para determinar as respostas no tempo de uma estrutura sob a ação de cargas impulsivas. Este tipo de análise é usado para determinar como se dá a variação no tempo dos deslocamentos, velocidades, acelerações, tensões, deformações e energia absorvida, como resposta à qualquer combinação de cargas aplicadas, transientes e harmônicas, numa escala de tempo de carregamento onde os efeitos de inércia ou de amortecimento sejam importantes.

No SAP2000 (CSI, 2008), um dos processos de análise é baseado no princípio da superposição modal que é um método poderoso para obter soluções em problemas de vibração forçada. A ideia básica é usar os modos de vibração livre para desacoplar as equações de movimento. As equações desacopladas são em função de novas variáveis, chamadas de coordenadas modais. A solução para estas equações pode ser obtida através da resolução de cada equação de forma independente.

Para esta solução não é necessário usar todos os modos de forma, sendo alcançados bons resultados usando alguns destes os quais são determinados pelos fatores de participação modal.

A equação de movimento para o sistema não amortecido de múltiplos graus de liberdade é dada por:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (2.7)$$

Considerando que o vetor dos modos naturais é dado por:

$$\boldsymbol{\varphi}_k = \begin{bmatrix} \varphi_1 \\ \varphi_2 \\ \vdots \\ \varphi_k \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

Fazendo-se a normalização das amplitudes que representam os modos de vibração e assumindo o vetor modal normal ( $\boldsymbol{\Phi}_k$ ) como um vetor unitário e sem dimensões, pode-se escrever um vetor arbitrário ( $\mathbf{u}$ ) expresso pela combinação linear dos modos, da seguinte forma:

$$\mathbf{u} = \sum_{k=1}^n c_k \boldsymbol{\Phi}_k \quad (2.9)$$

Onde os  $c_k$  são dados por:

$$c_k = \left( \frac{1}{m_k} \right) \boldsymbol{\Phi}_k^T \mathbf{M} \mathbf{u} \quad (2.10)$$

Onde:  $m_k$  é o enésimo elemento da matriz diagonal de massa e  $c_k$  é a constante de normalização da matriz modal.

### 3 MODELOS GEOMÉTRICOS

#### 3.1 Poste

A Coelce utiliza postes em concreto armado padronizados e classificados de acordo com o uso. Segundo as especificações da empresa (FERREIRA, 2009), os postes mais comuns utilizados na rede de distribuição de energia de Fortaleza são dos tipos D e B.

Neste estudo é analisado o poste tipo "D", cuja seção transversal é duplo "T" (Figura 3.1). A dimensão  $D$  representa a largura da seção e está no plano  $x$ - $z$  (Figura 3.2 b); a dimensão  $B$  representa a altura da seção no plano  $y$ - $z$  (Figura 3.2 a); e a dimensão  $G$  representa a espessura das abas, cujo valor é  $50 \pm 5$  mm, segundo especificações da Coelce.

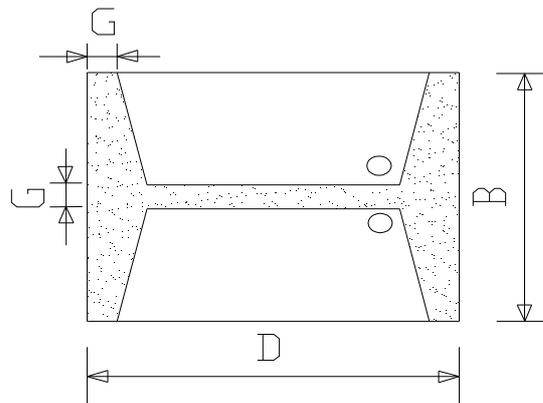
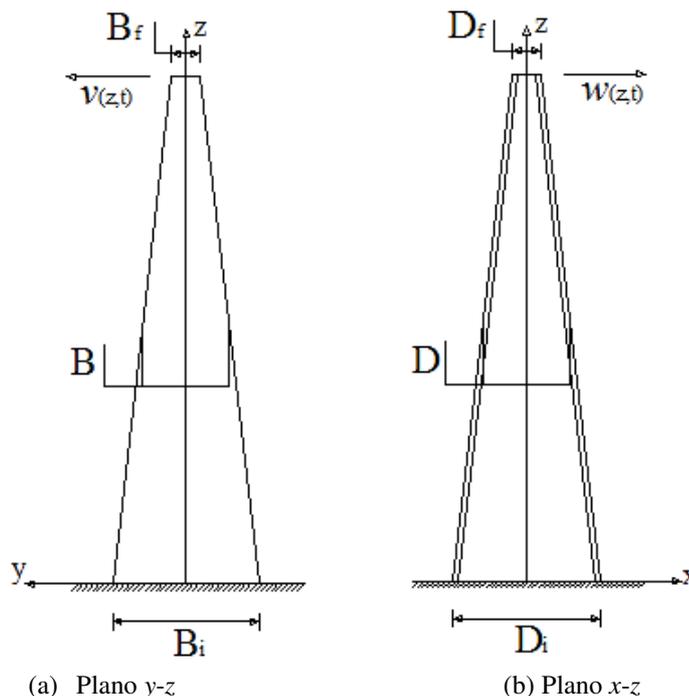


Figura 3.1 – Especificação da seção transversal duplo "T" do poste (Ferreira, 2005)



(a) Plano  $y$ - $z$

(b) Plano  $x$ - $z$

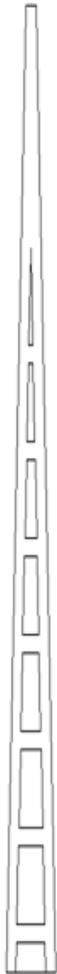
Figura 3.2 - Modelo geométrico - planos transversais do poste

O poste tem 11 m de comprimento e as dimensões da seção transversal variam ao longo da altura, conforme mostra a Tabela 3.1. Encontram-se também nesta tabela a massa e o volume, segundo a posição, ou seja, para cada metro de poste.

Segundo a NBR 8451 (ABNT, 1998), o comprimento de engastamento do poste no solo é 10% do seu comprimento total mais 60 cm. Portanto, o comprimento do poste considerado para análise é 9,3 m.

Tabela 3.1- Poste de concreto armado duplo "T" tipo "D" (fonte: FERREIRA, 2009)

MASSA (Kg)	VOLUME (m <sup>3</sup> )	DIMENSÕES (mm)		POSIÇÃO (m)
		B	D	
0,00	0,0000	100,00	120,00	0,00 -----
33,62	0,0134	110,00	136,00	1,00 -----
71,78	0,0287	120,00	152,00	2,00 -----
112,62	0,0450	130,00	168,00	3,00 -----
158,45	0,0633	140,00	184,00	4,00 -----
210,30	0,0841	150,00	200,00	5,00 -----
266,30	0,1067	160,00	216,00	6,00 -----
328,28	0,1313	170,00	232,00	7,00 -----
397,97	0,1591	180,00	248,00	8,00 -----
470,54	0,1882	190,00	264,00	9,00 -----
549,07	0,2196	200,00	280,00	10,00 -----
635,93	0,2543	210,00	296,00	11,00 -----



A distribuição de energia elétrica é feita por três cabos de cobre com 10 mm de diâmetro, sendo que, neste trabalho, são representados por um único cabo com área de seção transversal equivalente a área da seção de cada cabo, o que resulta em um diâmetro de 20 mm.

### 3.2 Defesa

A defesa de concreto, instalada em torno do poste, tem altura de 1500 mm, sendo que 300 mm estão abaixo do solo (Figura 3.3). O tubo circular tem diâmetro externo de 1300 mm e espessura de 50 mm. É preenchido com areia (ou arisco), contida por uma fina camada de argamassa como tampa a fim de evitar a fuga de material através da erosão, fazendo com que esta fique confinada na defesa.

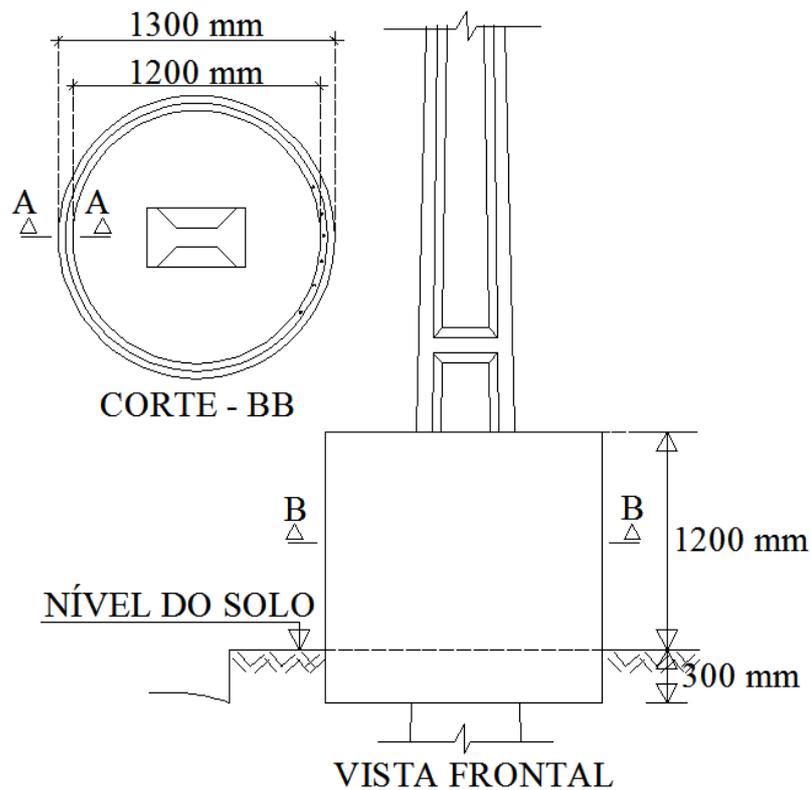


Figura 3.3 - Planta da defesa anelar de concreto para postes de linha de transmissão.

### 3.3 Propriedades geométricas

As propriedades geométricas de uma seção qualquer do poste, a uma distância  $z$  da base, é calculada considerando-se sua seção transversal como mostra a Figura 3.4, pois a inclinação dos flanges na parte interna da seção é apenas construtivo e para facilitar a desforma.

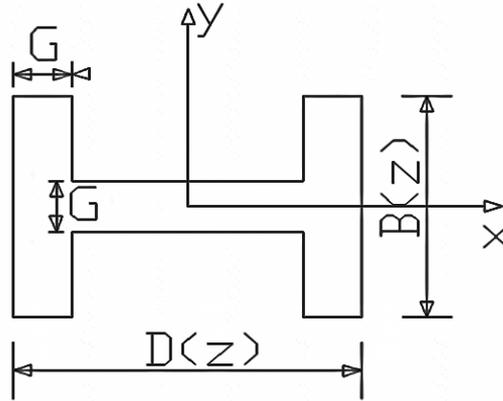


Figura 3.4 - Dimensões da seção poste duplo "T"

A área de uma seção qualquer do poste é dada por:

$$A(z) = 2 \cdot G \cdot B(z) + G \cdot (D(z) - 2 \cdot G) \quad (3.1)$$

Onde:  $A$  é a área da seção,  $G$  é a espessura das abas e da alma,  $B$  e  $D$  são as dimensões da equação em função da altura nas direções  $y$  e  $x$ , respectivamente.

As dimensões  $B$  e  $D$  a uma altura  $z$  qualquer são dadas segundo as seguintes equações:

$$B(z) = B_i - (B_i - B_f) \cdot \frac{z}{l} \quad (3.2)$$

$$D(z) = D_i - (D_i - D_f) \cdot \frac{z}{l} \quad (3.3)$$

Onde:  $B_i$  e  $B_f$  são a largura inicial (base) e final (topo) do flange da seção transversal do poste, respectivamente;  $D_i$  e  $D_f$  são a altura inicial (base) e final (topo) da seção transversal do poste, respectivamente.

Para o cálculo da inércia da seção do poste, deve-se considerar as direções  $x$  e  $y$  da seção, conforme Figura 3.4, obtendo-se:

$$I_{px}(z) = \frac{G \cdot B^3(z)}{6} + \frac{G^3 \cdot (D(z) - 2 \cdot G)}{12} \quad (3.4)$$

$$I_{py}(z) = \frac{B(z) \cdot D^3(z)}{12} - \frac{(B(z) - G) \cdot (D(z) - 2 \cdot G)^3}{12} \quad (3.5)$$

Onde:  $I_{px}(z)$  e  $I_{py}(z)$  são os momentos de inércia em função de  $z$ , em torno dos eixos  $x$  e  $y$ , respectivamente.

Para os momentos de inércia do conjunto poste-defensa, deve-se considerar as direções  $x$  e  $y$  da seção, conforme Figura 3.5, bem como os momentos de inércia de cada elemento que compõe a seção.

O momento de inércia da defesa é o mesmo para as duas direções e depende apenas de seu raio interno ( $R$ ), haja vista a dupla simetria em relação ao ponto central da seção e esta ser constante com a altura ( $z$ ). Logo:

$$I_d = \frac{\pi \cdot (R + t)^4}{4} - \frac{\pi \cdot R^4}{4} \quad (3.6)$$

Onde:  $I_d$  é o momento de inércia da defesa em relação aos eixos  $x$  e  $y$ ;  $t$  é a espessura da defesa.

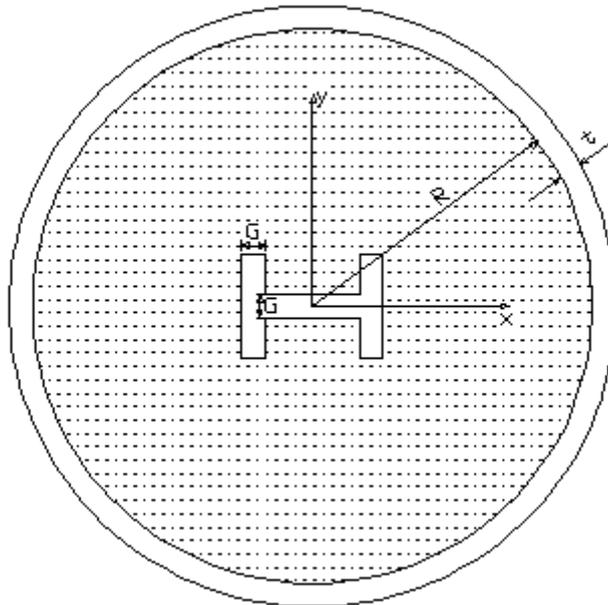


Figura 3.5 - Dimensões da seção do sistema poste-defensa, entre base e altura da defesa.

Já os momentos de inércia da areia são diferentes nas direções  $x$  e  $y$ , (Figura 3.5), pois estes dependem das inércias do poste, respectivamente. Então:

$$I_{ax}(z) = \frac{\pi \cdot R^4}{4} - I_{px}(z) \quad (3.7)$$

$$I_{ay}(z) = \frac{\pi \cdot R^4}{4} - I_{py}(z) \quad (3.8)$$

Onde:  $I_{ax}(z)$  e  $I_{ay}(z)$  são os momentos de inércia da areia em função de  $z$ , para os eixos  $x$  e  $y$ , respectivamente.

#### 4 MODELO NUMÉRICO

Como já foi dito, para a modelagem numérica dos sistemas, poste e poste com defesa, utiliza-se um programa comercial de análise estrutural, o software SAP2000 v.14.0 (CSI, 2008), que é baseado no Método dos Elementos Finitos.

Seis modelos são então analisados, que são: o poste sem cabos e sem defesa (MP); o poste com cabos na direção  $x$  (MPC- $x$ ); o poste com cabos na direção  $y$  (MPC- $y$ ); o poste com a defesa, mas sem cabos (MPD); o poste com a defesa e com cabos na direção  $x$  (MPDC- $x$ ); e o poste com a defesa e com cabos na direção  $y$  (MPDC- $y$ ). Os cabos, neste trabalho, são colocados em duas direções diferentes (Figura 4.3 e Figura 4.4) porque, na prática, não há nenhuma regra para o posicionamento destes no poste e nem para a instalação deste na calçada.

Os sistemas (poste e poste-defesa) são modelados com elementos sólidos, em um estado tridimensional de tensão, e os cabos com elementos de cabos em catenária. A escolha destes elementos deve-se ao fato de o poste ter elevado comprimento e sua seção ser variável, sendo possível, deste modo, conhecer os deslocamentos ao longo de ambos os sistemas.

Os elementos sólidos são elementos finitos tridimensionais de 8 (Figura 4.1) ou de 5 nós, sendo que cada nó possui seis graus de liberdade (três translações e três rotações) no poste, na defesa e na argamassa de confinamento, e três graus de liberdade (três translações) nos elementos que discretizam a areia. Os elementos de cabo em catenária são lineares com três graus de liberdade por nó (três translações). O total de nós e elementos para cada modelo é mostrado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Total de elementos para cada modelo analisado

<b>Modelo</b>	<b>No. de Nós</b>	<b>No. de Elementos</b>	<b>No. de Elementos de cabos</b>
<b>MP</b>	602	272	0
<b>MPC-<math>x</math></b>	602	272	2
<b>MPC-<math>y</math></b>	602	272	2
<b>MPD</b>	3662	2744	0
<b>MPDC-<math>x</math></b>	3662	2744	2
<b>MPDC-<math>y</math></b>	3662	2744	2

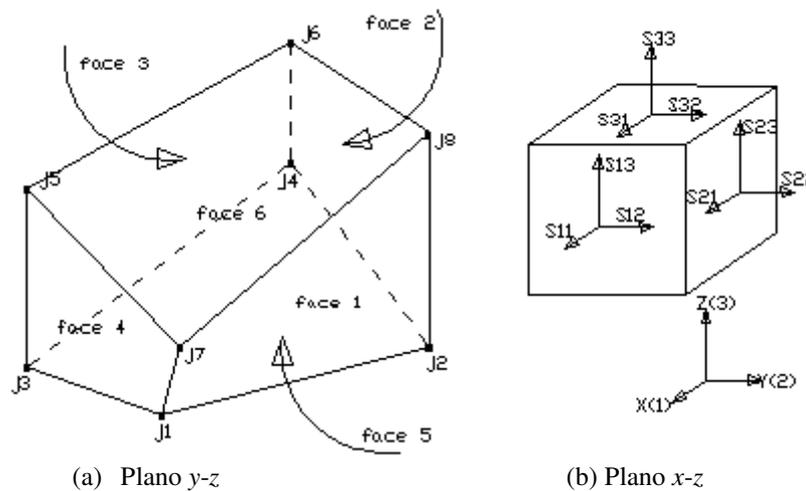


Figura 4.1 – (a) Elemento sólido de oito nós; (b) estado de tensão num ponto em termos de suas componentes cartesianas nas faces de um corpo livre

O poste é considerado engastado na base (Figura 4.2), bem como a defesa (Figura 4.5). A base da areia é restringida apenas na direção vertical (eixo-z), enquanto os cabos estão restringidos nas três direções (Figura 4.3 e Figura 4.4).

A carga de impacto é aplicada na face externa dos elementos sólidos como carga distribuída numa pequena área de contato, a fim de representar o impacto frontal do veículo. Como são consideradas as direções  $x$  e  $y$  para o impacto, essa área de contato é diferente para ambas as direções do poste, já para o sistema poste-defensa a área é a mesma sendo um quarto do círculo formado pela defesa, cuja altura é 250 mm em ambos os casos, distando 475 mm da base. A Figura 4.6 e Figura 4.7 mostram os detalhes da área de aplicação da força de impacto para o poste e poste com defesa, respectivamente, considerando as direções de impacto.

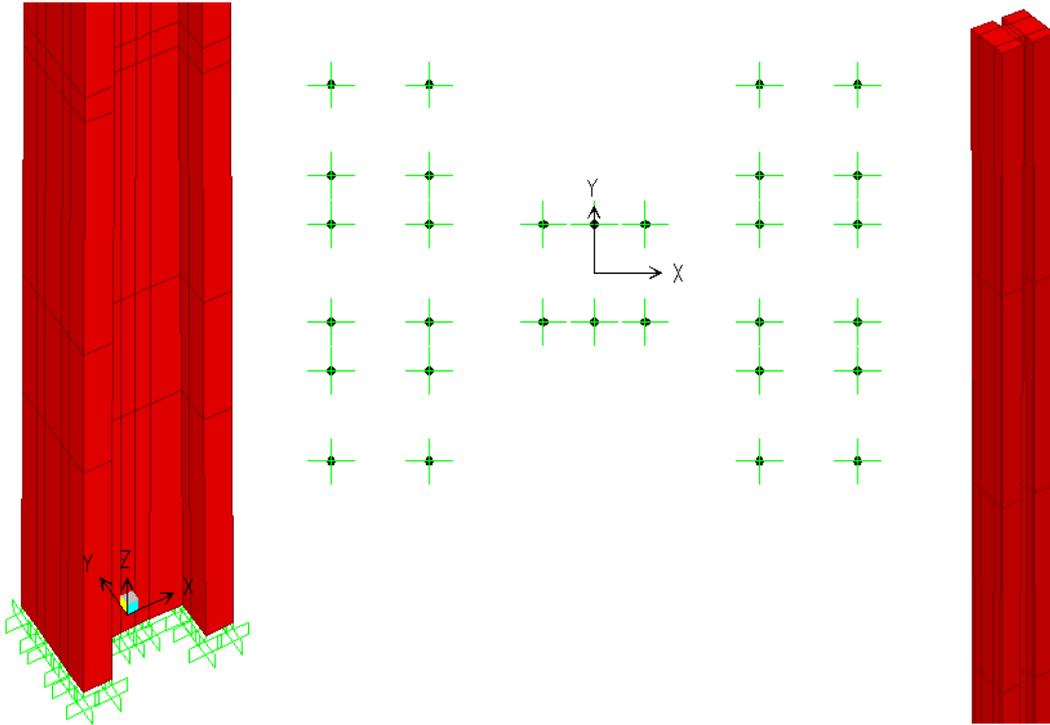


Figura 4.2 - Modelo MP.

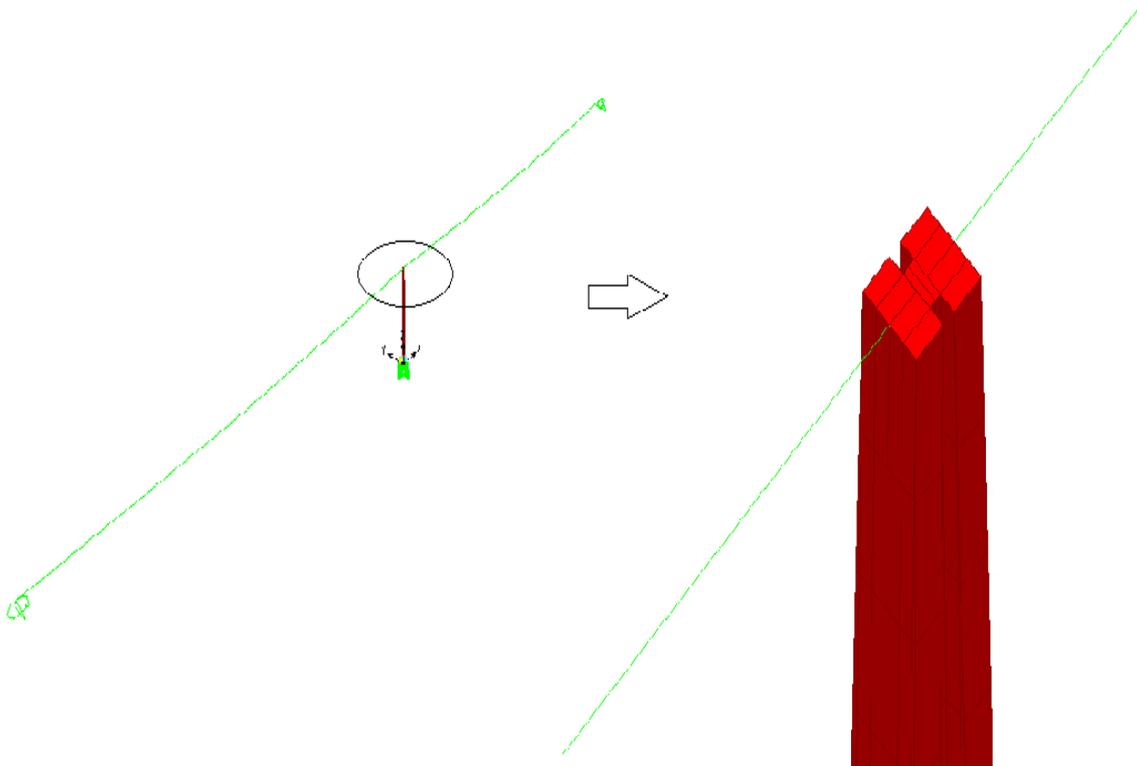


Figura 4.3 - Modelo MPC-x

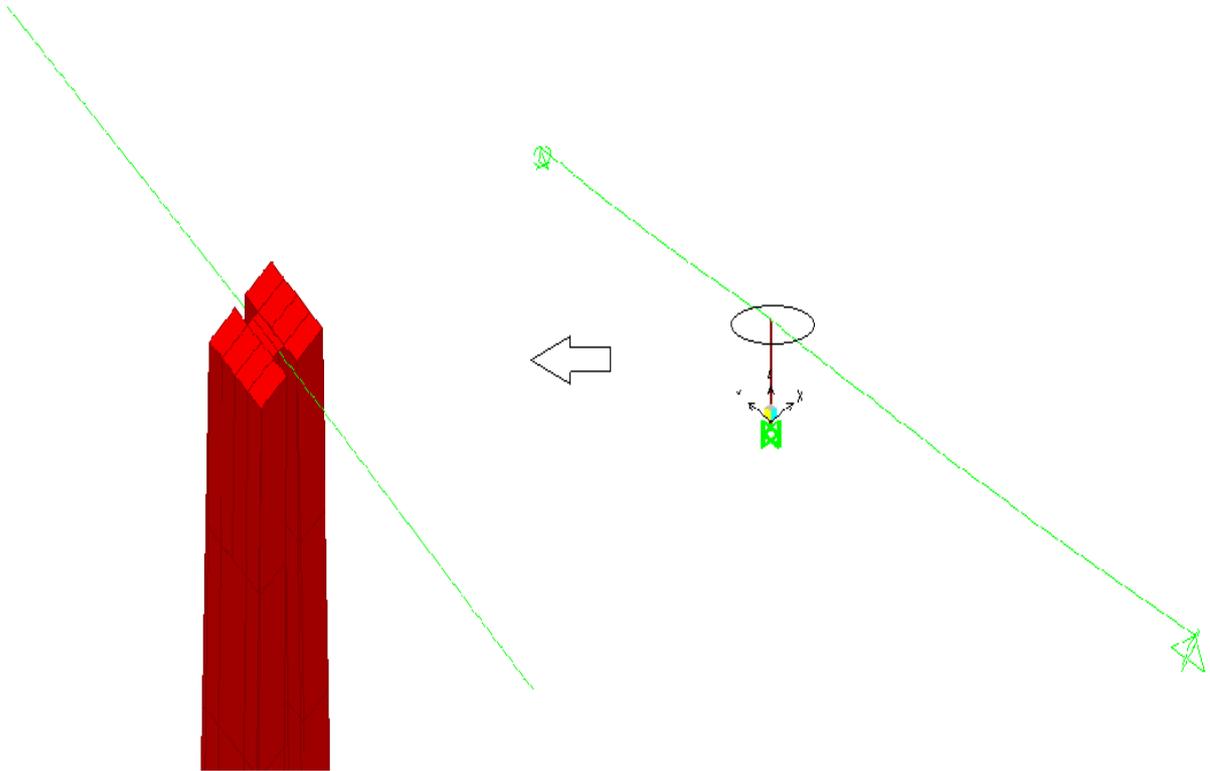


Figura 4.4 - Modelo MPC-y

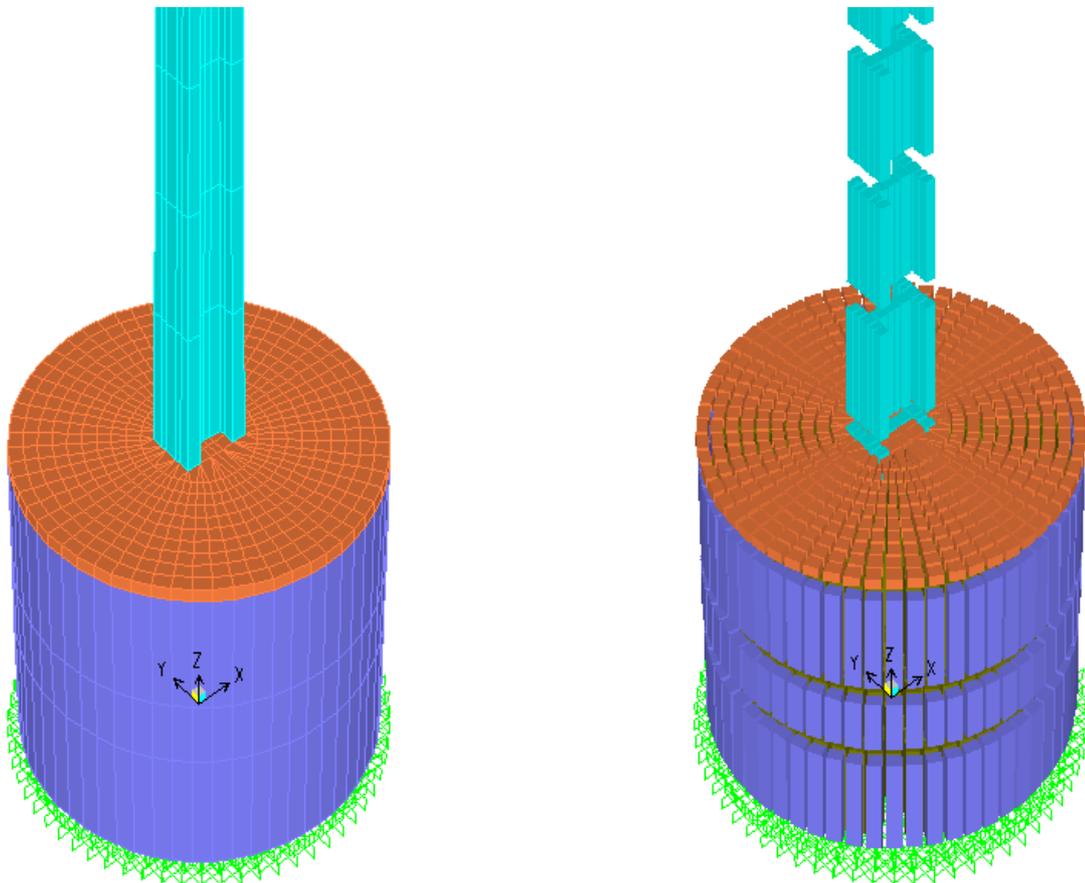
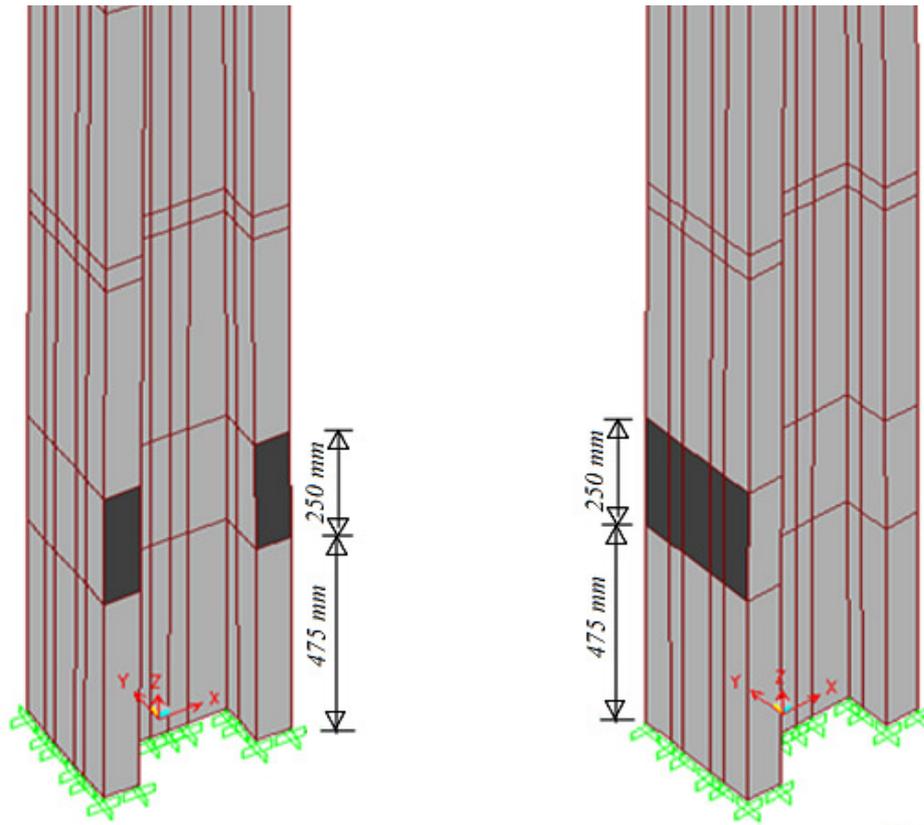


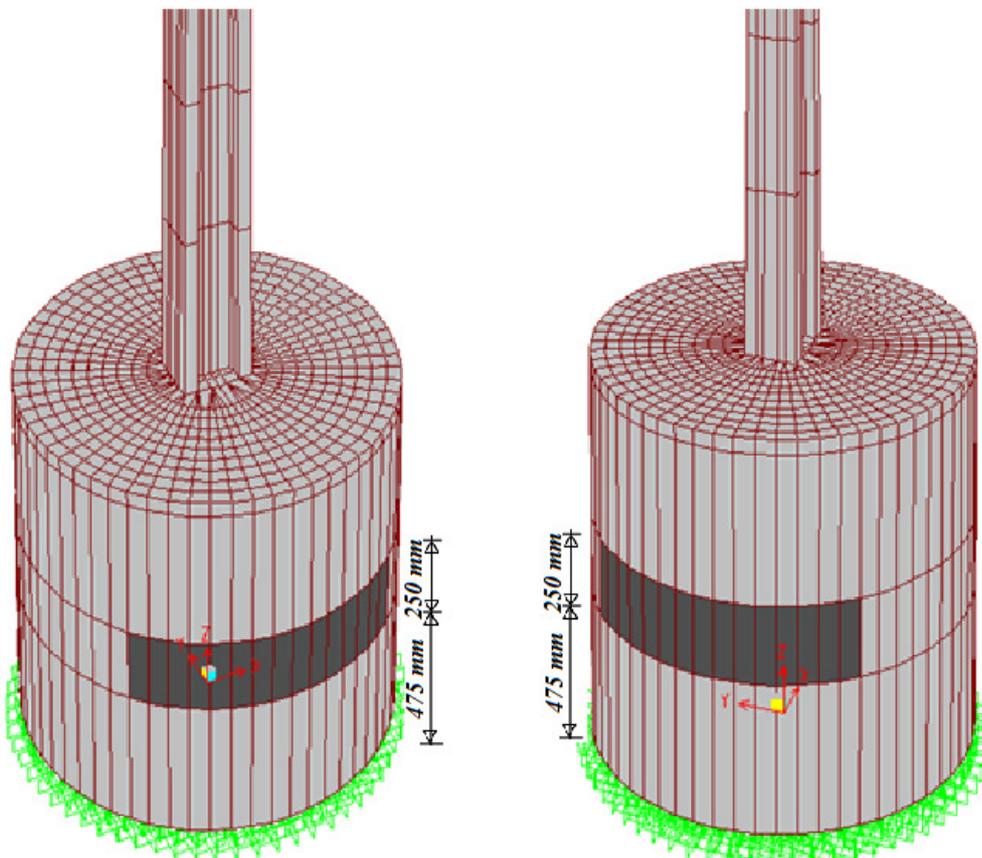
Figura 4.5 - Modelo MPD



(a) Direção y

(b) Direção x

Figura 4.6 - Área de aplicação da força de impacto no poste.



(a) Direção y

(b) Direção x

Figura 4.7 - Área de aplicação da força de impacto no poste com defesa.

#### 4.1 Modelo matemático da carga de impacto

Na colisão frontal de veículos contra objetos fixos (postes, árvores e barreiras), o tempo de atuação destas forças é bem pequeno, da ordem de 0,10 s a 0,12 s e independe da velocidade de impacto (CHAN, 2000 citado por BIGNELL, 2004).

A força de impacto pode ser representada por várias funções que variam no tempo (HOPPMANN II, 2002), podendo-se citar, dentre eles, os pulsos retangular, triangular e meio seno. Neste trabalho, o impacto de veículo contra o poste é representado pela função meio seno (KHALILI & SABOORI, 2009), pois é a mais utilizada. Esta função é expressa por:

$$P(t) = \begin{cases} P_0 \sin\left(\frac{\pi \cdot t}{\tau}\right) & \rightarrow 0 \leq t \leq \tau \\ 0 & \rightarrow t > \tau \end{cases} \quad (4.1)$$

Onde:  $P(t)$  é a função dinâmica que descreve a carga de impacto no instante de tempo  $t$ ,  $P_0$  é a amplitude da carga de impacto e  $\tau$  é o tempo de duração do impacto.

A amplitude da força de impacto ( $P_0$ ) é determinada considerando que, no contato, não ocorre perda de energia, ou seja, a energia cinética ( $E_c$ ) do veículo antes do impacto é totalmente absorvida pelo poste ou pelo sistema poste-defensa como energia de deformação elástica ( $U_e$ ), ou seja:

$$E_c = U_e \quad (4.2)$$

A energia cinética depende da massa e da velocidade ao quadrado do corpo em movimento, Equação (4.3). Assim, ao se variar a velocidade do veículo ( $v_v$ ) antes do impacto, varia-se exponencialmente a sua energia cinética. Isto significa que um carro ao bater com uma velocidade de 160 km/h terá 4 vezes mais energia cinética que o mesmo veículo trafegando a 80 km/h, ou 16 vezes mais do que a 40 km/h, ou 64 vezes mais do que um a 20 km/h, haja vista que a velocidade aumenta de forma quadrática.

A massa do veículo ( $m_v$ ) também influencia no valor da energia cinética, Equação (4.3). Ou seja, quando se aumenta a massa do carro mantendo a mesma velocidade, a energia cinética é aumentada de forma linear. Portanto, faz-se necessário, compreender as mudanças que ocorrem na força de impacto devido a estas variações.

$$E_c = \frac{1}{2} m_v v_v^2 \quad (4.3)$$

Tanto o poste, como o sistema poste-defensa, são considerados como uma viga engastada na base e livre no topo (Figura 4.8), cujas expressões diferem apenas nos momentos de inércia dados no capítulo 3. A energia de deformação elástica é definida por:

$$U_{e\ max} = \frac{1}{2} k \Delta_{m\acute{a}x}^2 \quad (4.4)$$

Onde:  $k$  é o coeficiente de rigidez da viga; e  $\Delta_{m\acute{a}x}$  é a deflexão máxima da viga, que, no caso, ocorre na extremidade livre do poste em ambos os sistemas. Essas expressões consideram que a amplitude da força de impacto é aplicada estaticamente.

A deflexão máxima é determinada aplicando-se o Teorema de Castigliano (HIBBELER, 2010), e é representada pela seguinte expressão:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \int_0^L \frac{M(z)}{EI(z)} \cdot \left( \frac{\partial M}{\partial P} \right) dz \quad (4.5)$$

Onde:  $M(z)$  é o esforço interno de momento fletor em função de  $z$ ;  $E$  é o módulo de elasticidade do material;  $I(z)$  é o momento de inércia em função de  $z$ ;  $L$  é o comprimento da viga; e  $P$  é uma carga fictícia aplicada na direção do deslocamento que se deseja determinar.

Segundo reconstrucionistas de acidentes (TORESAN, 2010), a altura de aplicação da carga de impacto ( $h$ ), durante a colisão frontal do automóvel com o poste, é determinada como sendo a soma da altura da região inferior do piso do veículo relativa ao solo com a metade da altura total da região deformada. Para veículos de pequeno poste, esta altura é aproximadamente 60 cm.

Igualando-se as equações (4.3) e (4.4), encontra-se para  $P_0$  a seguinte expressão:

$$P_0 = \sqrt{\frac{2 E_c}{\int_0^h \frac{(h-z)(L-z)}{EI(z)} dz}} \quad (4.6)$$

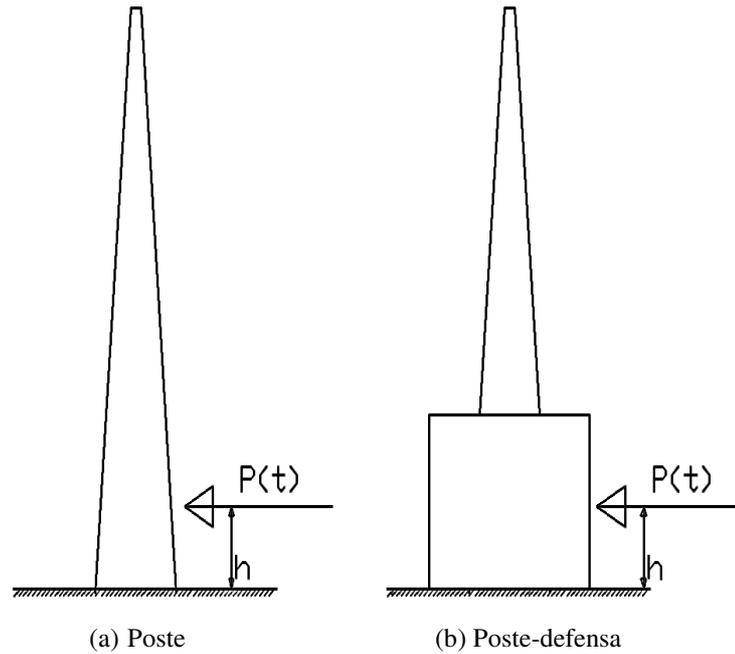


Figura 4.8 – Poste e poste-defensa representada por viga engastada base e livre no topo.

Considera-se, neste trabalho, que o veículo pode impactar o poste segundo as direções  $x$  e  $y$ , ou seja, perpendicular aos flanges da seção ( $P_{0x}$  – direção  $x$ ) e perpendicular à alma da seção ( $P_{0y}$  – direção  $y$ ), respectivamente. Assim, os momentos de inércia, a serem substituídos na Equação (4.6), são os momentos de inércia em função de  $z$ ,  $I_{py}(z)$  e  $I_{px}(z)$ , obtidos nas expressões (3.4) e (3.5), respectivamente, para o poste. Já para o poste com defesa deve-se substituir a rigidez  $EI(z)$ , na Equação (4.5), por uma rigidez equivalente  $EI(z)_{eq}$ , dada por:

$$EI(z)_{eq} = E_d I_d(z) + E_a I_a(z) + E_p I_p(z) \quad (4.7)$$

Onde:  $I_d(z)$ ,  $I_a(z)$  e  $I_p(z)$ , são momentos de inércia da defesa (Equação 3.6), da areia (Equação 3.7) e (Equação 3.8) e do poste (Equação 3.4) e (Equação 3.5).

## 5 ANÁLISE MODAL

Neste capítulo são obtidos os parâmetros modais dos modelos descritos no capítulo 4, cujas primeiras frequências do poste são comparadas com uma solução analítica simplificada.

Na análise do conjunto poste-defensa, fez-se uma análise paramétrica a fim de determinar a influência do valor do módulo de elasticidade da areia nas frequências naturais do sistema. Isto se deve por não haver disponibilidade para a realização de ensaios e, ainda, por se encontrar na literatura valores variáveis, que dependem das condições do solo, ou seja, areia compactada, areia solta, e etc.

### 5.1 Análise paramétrica areia

O modelo utilizado para realizar esta análise é o MPD, cujas propriedades dos outros materiais, tais como peso específico ( $\gamma$ ), módulo de elasticidade ( $E$ ), coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), e a resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ), utilizadas são mostradas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Propriedades dos materiais

Componentes	$\gamma$ (kN/mm <sup>3</sup> )	$E$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$\nu$	$f_{ck}$ (MPa)
Poste tipo D	2,453 x 10 <sup>-08</sup>	28	0,30	25
Cabos de cobre	8,749 x 10 <sup>-08</sup>	130	0,34	-
Defensa anelar	2,354 x 10 <sup>-08</sup>	21,689	0,30	15
Areia confinada	1,4715 x 10 <sup>-08</sup>	---	0,00	-
Argamassa de confinamento	1,962 x 10 <sup>-08</sup>	17,71	0,30	10

Os módulos de elasticidade do concreto são determinados pela expressão fornecida pela NBR 6118 (ABNT, 2007), considerando o  $f_{ck}$  em MPa. Esta expressão é dada por:

$$E = 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (5.1)$$

Para a argamassa de confinamento, adota-se o valor referente à argamassa de revestimento.

Os materiais utilizados para preencher a defesa têm características semelhantes (arisco e areia) e seus módulos de elasticidade são muito próximos.

Para as análises, os seguintes valores são utilizados para o módulo de elasticidade da areia: 8,5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45 e 50 MPa, totalizando dez casos de análises.

Os resultados das frequências são mostrados nas Figuras 5.1, 5.2 e 5.3. Observa-se que as primeiras oito frequências naturais do sistema não sofrem influência da variação do módulo de elasticidade da areia (Figura 5.1), esses são as frequências mais baixas do sistema, as quais podem ser consideradas iguais (Figura 5.2) para todos os valores dos módulos de elasticidade.

A partir do oitavo modo de vibração até o quinquagésimo modo, observa-se que as frequências aumentam consideravelmente com o aumento do módulo de elasticidade da areia (Figura 5.3). Acredita-se que, para módulos de elasticidade mais altos, a areia pode ser considerada compactada o que torna o poste engastado na defesa, ou seja, o conjunto torna-se mais rígido.

Assim, da análise apresentada, pode-se adotar o valor de 8,5 MPa para as análises a seguir, sem que haja prejuízo no cálculo das frequências mais baixas.

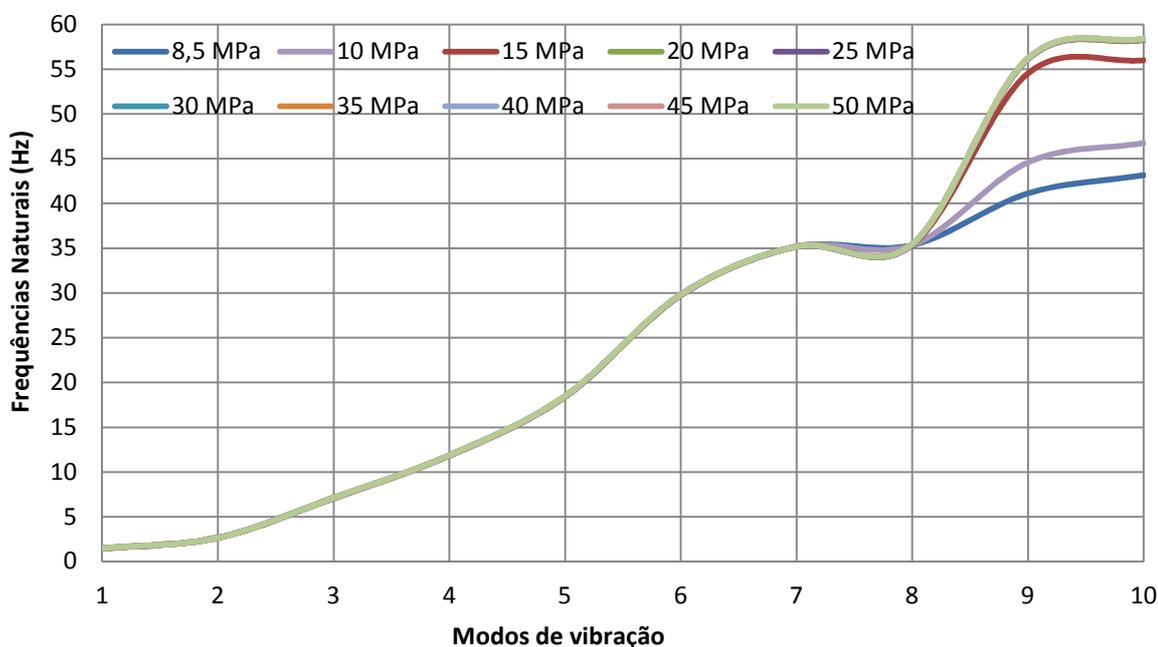


Figura 5.1 - Modos de vibração x Razão de frequências – 10 primeiros modos.

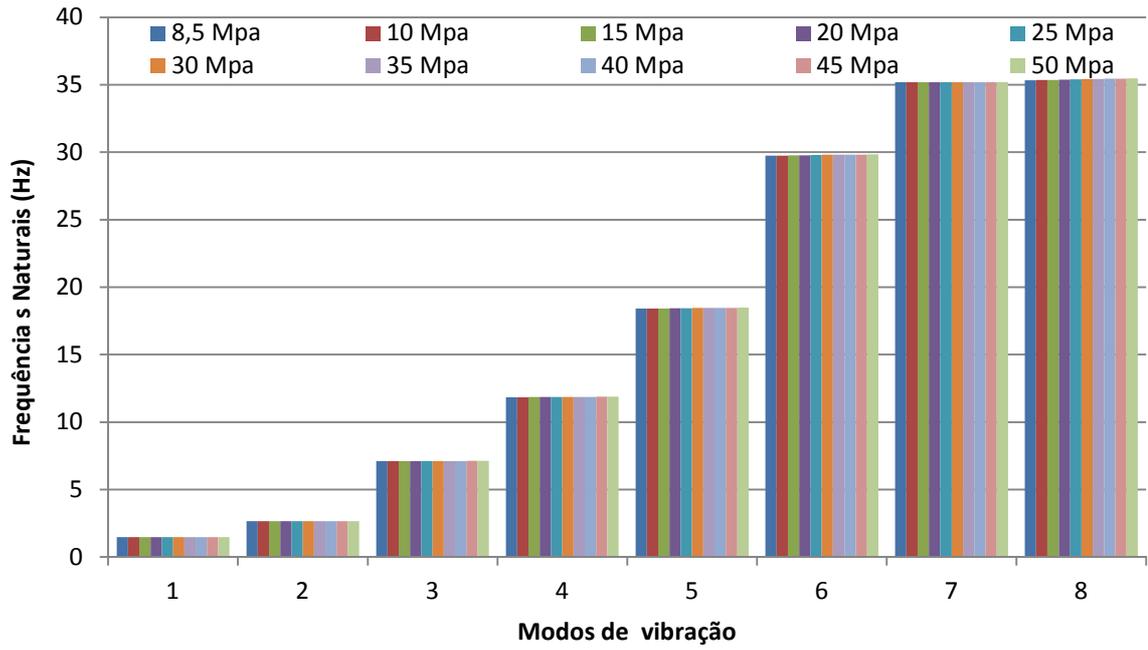


Figura 5.2 - Frequências naturais correspondentes aos oitos primeiros modos de vibração.

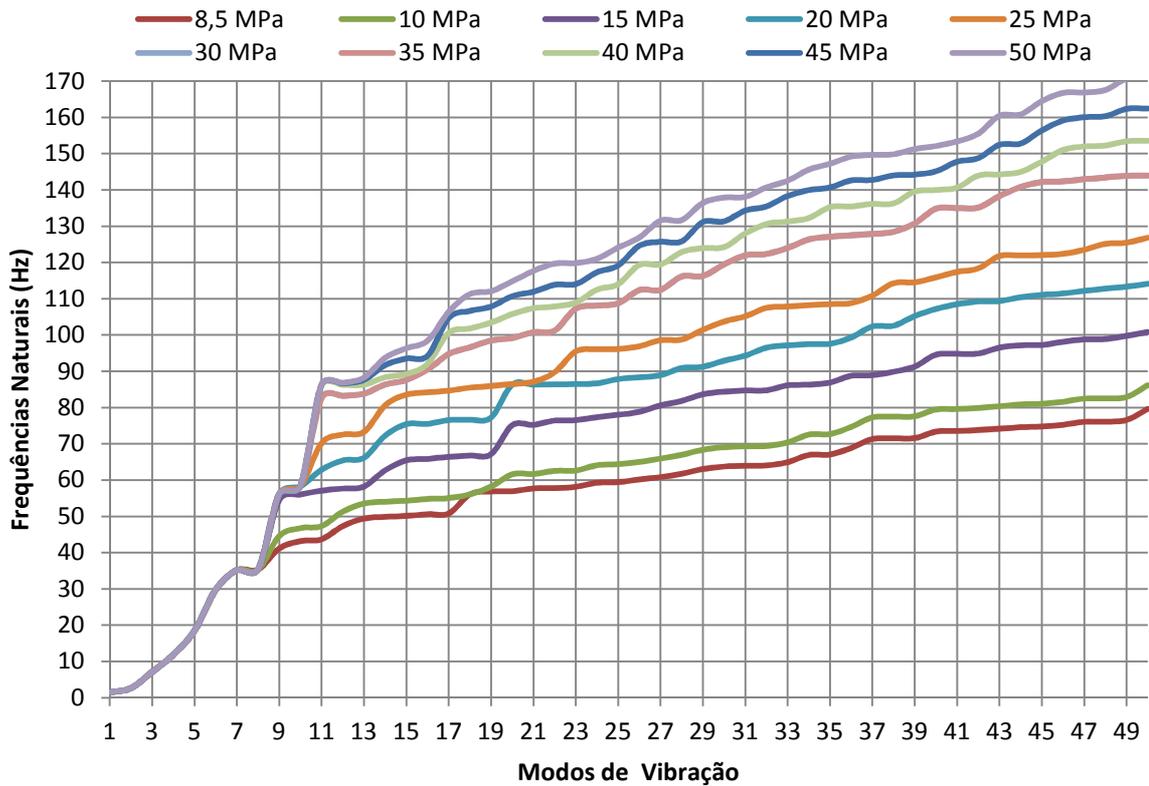


Figura 5.3 - Modos de vibração x Razão de frequências – Análise Paramétrica.

## 5.2 Solução analítica do poste

O poste é considerado uma viga engastada na base e livre no topo, com infinitos graus de liberdade que pode ser reduzido a um sistema de um grau de liberdade (S1GL), ou seja, sua deflexão (Figura 3.2) pode ser aproximada por:

$$v(z, t) = \psi(z) X(t) \quad (5.2)$$

Onde:  $v(z,t)$  é a deflexão do poste no plano  $y$ - $z$ ;  $\psi(z)$  é a função de forma que realiza a aproximação da deformação do sistema contínuo;  $X(t)$  é a coordenada generalizada para o S1GL.

O Princípio dos Deslocamentos Virtuais é então empregado para determinar a equação de movimento do poste em função de sua deflexão. Este princípio estabelece que, para um deslocamento virtual qualquer de um sistema, o trabalho virtual de forças reais (forças conservativas e não conservativas) e forças de inércia deve ser nulo (CRAIG, 1981). Ou seja:

$$\delta W_t = \delta W_{nc} + \delta W_{inércia} - \delta V = 0 \quad (5.3)$$

Onde:  $\delta W_t$  é o trabalho virtual total;  $\delta W_{nc}$  é o trabalho virtual das forças não conservativas;  $\delta W_{inércia}$  é o trabalho virtual das forças de inércia; e  $\delta V$  é a variação da energia potencial das forças conservativas. Assim, a massa generalizada ( $\bar{m}$ ) e o coeficiente de rigidez generalizado ( $\bar{k}$ ) são dados pelas seguintes expressões:

$$\bar{m} = \int_0^l \rho A(z) \psi^2(z) dz \quad (5.4)$$

$$\bar{k} = \int_0^l EI(z) \psi''^2(z) dz \quad (5.5)$$

Onde:  $\rho$  é a densidade específica do concreto;  $A(z)$  é a área da seção transversal do poste em função de  $z$ ;  $l$  é o comprimento do poste;  $E$  é o módulo de elasticidade do concreto; e  $I(z)$  é o momento de inércia em função de  $z$ . As propriedades geométricas da seção transversal em função de  $z$ , para o poste, são dadas pelas Equações (3.1), (3.4) e (3.5).

A frequência natural é determinada então pela expressão a seguir, para cada direção de inércia.

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (5.6)$$

A forma de vibração de uma viga é melhor representada por funções seno e cosseno do que por funções parabólicas do segundo ou do terceiro grau. Assim, a função escolhida neste trabalho é dada por:

$$\psi(z) = 1 - \cos\left(\frac{\pi z}{2l}\right) \quad (5.7)$$

Esta função deve satisfazer as condições de contorno do sistema, que são:

$$v(0,t) = 0 \text{ e } v'(0,t) = 0 \quad (5.8)$$

### 5.3 Resultados modais

A solução analítica simplificada do poste tem como principal objetivo validar a solução numérica. O SnGL é reduzido a S1GL em cada direção de análise, ou seja, obtém-se duas frequências naturais, uma para cada direção de inércia. O momento de inércia em torno do eixo- $x$  está relacionado com a flexão na direção do eixo- $y$  ( $P_{ox}$ ); e o momento de inércia em torno do eixo- $y$  está relacionado com a flexão na direção do eixo- $x$  ( $P_{oy}$ ). Estas duas frequências correspondem às duas primeiras frequências da solução numérica de MP e estão mostradas na Tabela 5.2. Observa-se que os erros percentuais da solução numérica estão abaixo de 1%, podendo-se considerar estas soluções exatas.

Tabela 5.2 -Frequências naturais das soluções analíticas e numéricas de MP

Modo de vibração	Solução analítica	Solução numérica	Erro %
1º flexão em $y$	1,212	1,2188	0,56
1º flexão em $x$	2,316	2,3101	- 0,25

Da análise dos seis modelos, procura-se identificar, inicialmente, os modos de vibração comuns nas frequências mais baixas a fim de compará-los. Estes modos são os de flexão nas direções  $x$  e  $y$ , torção e vibração longitudinal, ou seja, na direção do eixo  $z$ . As Tabela 5.3, Tabela 5.4, Tabela 5.5, Tabela 5.6, Tabela 5.7 e Tabela 5.8. mostram esses modos de vibração com suas respectivas frequências para os modelos MP, MPC- $x$ , MPC- $y$ , MPD, MPDC- $x$ , e MPDC- $y$ , respectivamente.

Tabela 5.3 - Modos de vibração identificados e suas correspondentes frequências naturais (Hz) – Modelo MP.

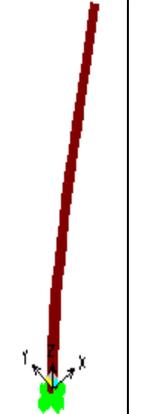
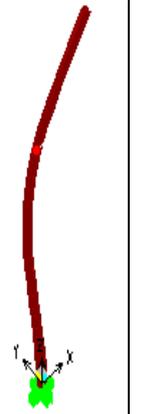
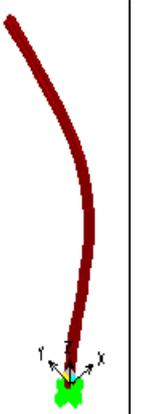
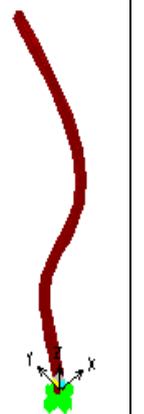
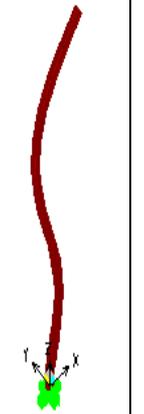
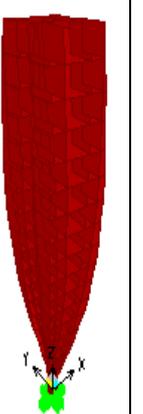
1,2188	2,3101	5,7754	10,0870	14,8910	25,1560	29,8840	107,2900
							
1º modo flexão y	2º modo flexão x	3º modo flexão y	4º modo flexão x	5º modo flexão y	6º modo flexão x	8º modo torção	15º modo alongação

Tabela 5.4 - Modos de vibração identificados e suas correspondentes frequências naturais (Hz) – Modelo MPC-x

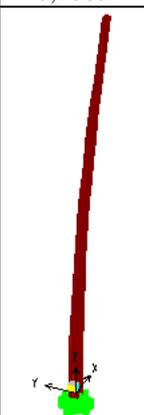
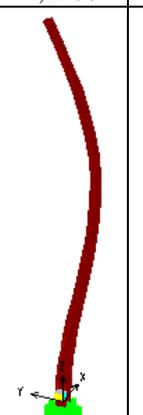
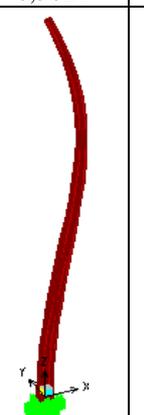
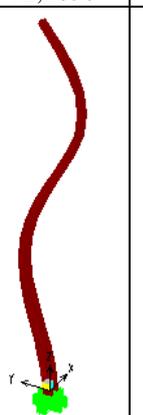
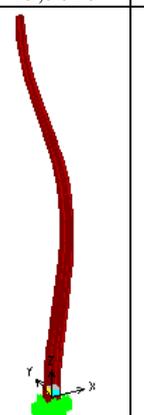
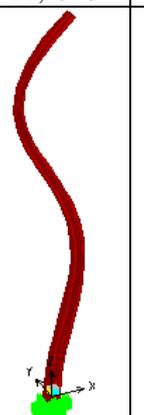
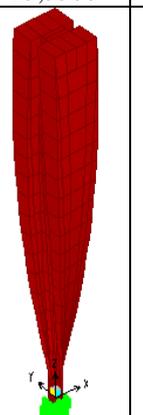
0,7083	4,2788	6,5621	12,2830	15,5010	21,4310	23,3500	74,8150
							
1º modo flexão y	2º modo flexão y	3º modo flexão x	4º modo flexão y	5º modo flexão x	6º modo flexão x	7º modo torção	14º modo alongação

Tabela 5.5 - Modos de vibração identificados e suas correspondentes frequências naturais (Hz) – MPC-y

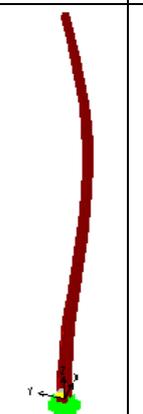
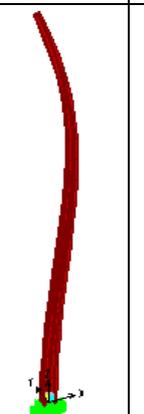
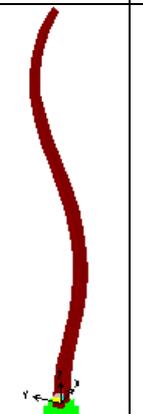
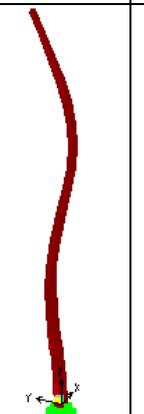
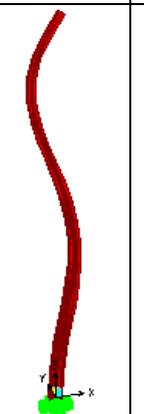
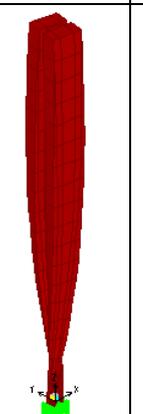
1,3099	3,8457	7,3765	11,4770	16,6300	20,7010	28,5690	75,1670
							
1º modo flexão x	2º modo flexão y	3º modo flexão x	4º modo flexão y	5º modo flexão y	6º modo flexão x	8º modo torção	14º modo alongação

Tabela 5.6 - Modos de vibração identificados e suas correspondentes frequências naturais (Hz) – MPD.

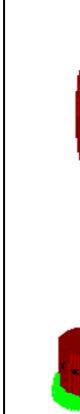
1,4654	2,6550	7,0946	11,8470	18,4130	29,7600	35,1810
						
1° modo flexão y	2° modo flexão x	3° modo flexão y	4° modo flexão x	5° modo flexão y	6° modo flexão x	7° modo torção

Tabela 5.7 - Modos de vibração identificados e suas correspondentes frequências naturais (Hz) – MPDC-x

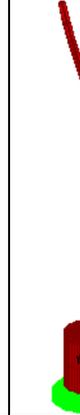
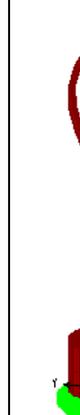
0,8131	5,2312	7,6950	15,1980	16,0620	24,8870	31,0420
						
1° modo flexão y	2° modo flexão y	3° modo flexão x	4° modo flexão y	5° modo flexão x	6° modo flexão x	7° modo torção

Tabela 5.8 - Modos de vibração identificados e suas correspondentes frequências naturais (Hz) – MPDC-y

1,4469	4,7392	8,6398	13,7030	17,5750	24,5340	33,1800
						
1° modo flexão x	2° modo flexão y	3° modo flexão x	4° modo flexão y	5° modo flexão y	6° modo flexão x	8° modo torção

Da comparação gráfica das frequências naturais dos seis modelos, observa-se que os dois primeiros modos de MP correspondem ao balanço do poste (Tabela 5.3), sendo que o primeiro é na direção do eixo  $y$  e o segundo na direção do eixo  $x$ . Verifica-se que o modo de balanço na direção  $y$  corresponde ao primeiro modo nos modelos MPC- $x$  e MPDC- $x$ ; o modo de balanço na direção  $x$  corresponde ao primeiro modo nos modelos MPC- $y$  e MPDC- $y$ ; e que o modelo MPD apresenta os dois modos de balanço, sendo estes correspondentes ao primeiro e segundo modos, respectivamente.

O terceiro e quarto modos de MP correspondem à flexão com uma onda, em cada uma das direções. Estes modos estão presentes nos outros cinco modelos, sendo que o terceiro (flexão em  $y$ ) corresponde ao segundo modo nos modelos MPC- $x$ , MPC- $y$ , MPDC- $x$ , e MPDC- $y$ ; o quarto modo corresponde ao terceiro nestes mesmos modelos. Observa-se que os cabos nestes modelos impedem que a extremidade superior do poste forme a meia onda, como se vê em MP. O modelo MPD apresenta os terceiro e quarto modos correspondentes aos de MP.

O quinto e sexto modos de MP também correspondem à flexão, mas com duas ondas, em cada uma das direções. Nos modelos MPC- $x$ , MPC- $y$ , e MPDC- $x$ , o modo correspondente ao quinto modo é o quarto, enquanto nos modelos MPD e MPDC- $y$  equivale ao quinto modo. Já o sexto modo corresponde ao sexto em todos os modelos. Observa-se ainda que o quinto modo dos modelos MPC- $x$  e MPC- $y$  só têm equivalentes nos modelos MPDC- $x$  e MPDC- $y$ , os quais são o quinto e quarto modos, respectivamente.

O modo de torção é comum a todos os modelos, enquanto que o modo de vibração longitudinal não aparece em nenhum dos modelos com defesa (MPD, MPDC- $x$  e MPDC- $y$ ), ou seja, somente nos modelos com cabos (MP, MPC- $x$  e MPC- $y$ ).

Identificados os modos de vibração, as respectivas frequências são comparadas na Tabela 5.9. Verifica-se que a presença dos cabos diminuem as frequências do poste, mesmo quando colocados em diferentes direções. Já a colocação da defesa torna as frequências do conjunto poste-defesa ligeiramente maiores do que as do poste. Contudo, quando os cabos estão presentes com a defesa, estas se tornam menores em relação ao modelo MPD (veja Figura 5.4), mas ainda maiores do que as do poste. Acredita-se que a defesa enrijeça o poste, tornando-o engastado na mesma. Aplicando-se as equações descritas para a solução analítica simplificada do poste, e considerando este com comprimento igual a 8,1 m, obtêm-se os valores de 1,495 Hz e 2,767 Hz para as frequências dos dois primeiros modos, respectivamente. Os erros correspondentes são - 1,98 % e - 4,05 %, respectivamente, os quais são considerados satisfatórios.

Tabela 5.9 - Frequências naturais (Hz) segundo os respectivos modos de vibração

Modo de vibração	MP	MPC-x	MPC-y	MPD	MPDC-x	MPDC-y
1º flexão em y	1,2188	0,7083	-	1,4654	0,8131	-
1º flexão em x	2,3101	-	1,3099	2,6550	-	1,4469
2º flexão em y	5,7754	4,2788	3,8457	7,0946	5,2312	4,7392
2º flexão em x	10,0870	6,5621	7,3765	11,8470	7,6950	8,6398
3º flexão em y	14,8910	12,2830	11,4770	18,4130	15,1980	17,5750
3º flexão em x	25,1560	21,4310	20,7010	29,7600	24,8870	24,5340
1º torção	29,8840	23,3500	28,5690	35,1810	31,0420	33,1800
1º vibração longitudinal	107,2900	74,8150	75,1670	-	-	-

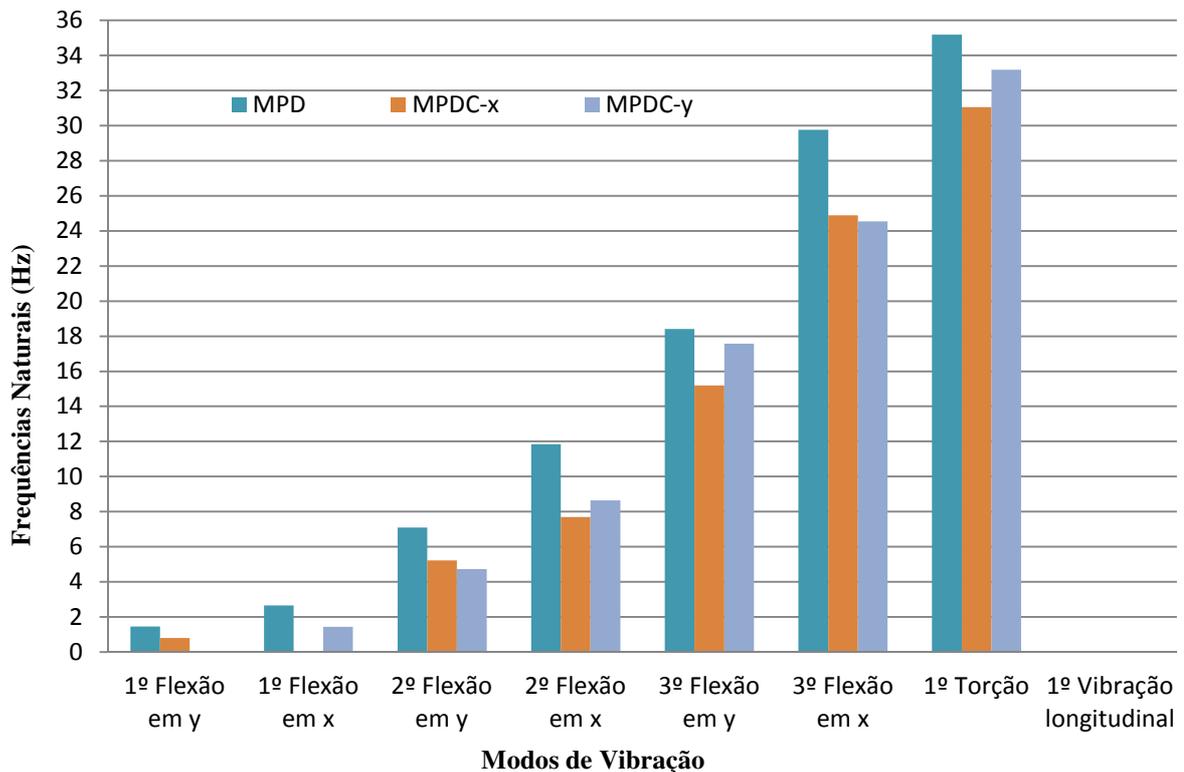


Figura 5.4 - Comparação das frequências dos modelos MPD, MPDC-x e MPDC-y

O comportamento anteriormente descrito é confirmado pela Figura 5.5. Neste gráfico, as frequências correspondentes dos modelos MPC-x, MPC-y, MPD, MPDC-x e MPDC-y são divididas pelas respectivas frequências do modelo MP. Observa-se que somente o MPD apresenta razões em torno de 1,2, indicando que suas frequências são 1,2 vezes maiores do que as do poste (20%). A razão para os modelos MPDC-x e MPDC-y é variável, sendo que as razões dos quinto, sexto e sétimo modos estão em torno da unidade, podendo-se

considerar estas frequências aproximadamente iguais. Isto quer dizer que a presença dos cabos não interfere nas frequências destes modos. Como estas frequências são bem maiores do que as primeiras frequências pode-se dizer que as frequências mais altas destes modelos tendem para as do poste (Figura 5.6).

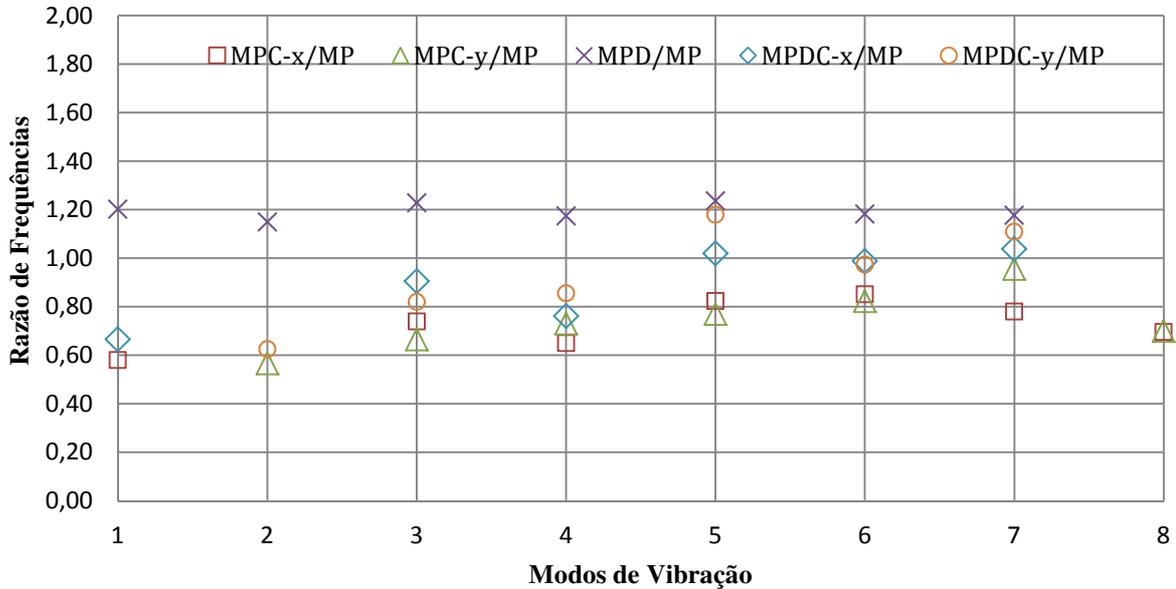


Figura 5.5 - Modos de vibração x Razão de frequências

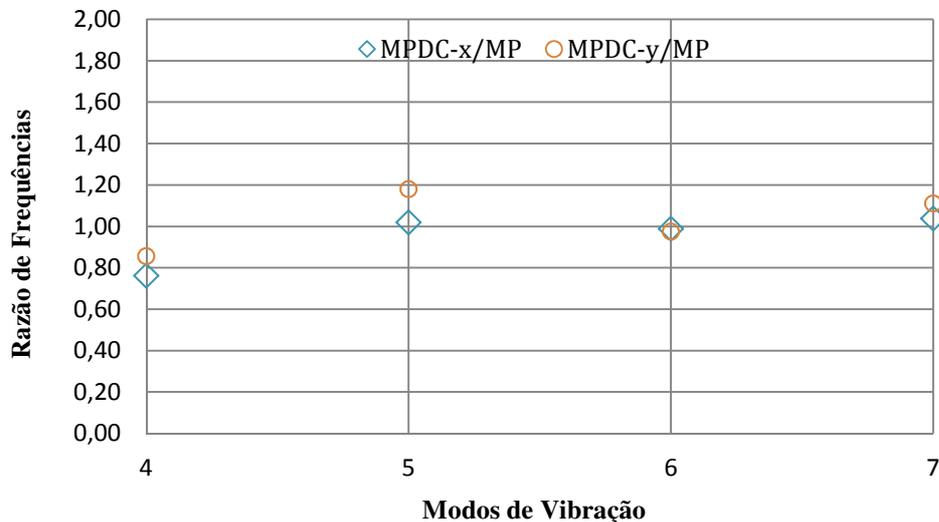


Figura 5.6 - Comparação das frequências mais altas dos modelos poste-defensa-cabos

Em relação aos modelos MPC-x e MPC-y, todos os valores estão abaixo da unidade, com exceção para o modo de torção no MPC-y (razão em torno de um). Como já foi dito, o afastamento dos valores da frequência pode ser devido à limitação da deflexão do poste pelos cabos, principalmente da extremidade superior do poste.

Em um projeto de poste, as frequências mais baixas são as mais importantes, principalmente quando a análise envolve rajadas de vento. Portanto, na Figura 5.7,

comparam-se as frequências dos três primeiros modos, verificando que estas são mais baixas para os dois primeiros modos, em todos os modelos. Ou seja, as frequências estão próximas de 2 Hz, para a flexão em  $x$  que é a frequência de excitação das cargas de vento (BARSOUM et al., 2010), o que pode provocar efeitos ressonantes.

A carga de impacto, Equação (4.1), tem frequência de excitação dada por:

$$\omega = \frac{\pi}{\tau} \quad (5.9)$$

Onde:  $\omega$  é a frequência de excitação e  $\tau$  é o tempo de duração do impacto.

Sendo o tempo de duração de impacto 0,10 s, 0,11 s ou 0,12 s, têm-se as seguintes frequências de excitação (Tabela 5.10).

Tabela 5.10 –Frequência de excitação para os tempos de impacto

Tempo, $\tau$ (s)	Frequência (rad / s)	Frequência (Hz)
<b>0,10</b>	31,42	5,00
<b>0,11</b>	28,56	4,54
<b>0,12</b>	26,18	4,17

Portanto pode haver ressonância devido ao impacto, ou seja, as frequências de excitação estão próximas às frequências do segundo modo de flexão em  $y$ , para os modelos com cabos. No entanto, em relação aos modelos MP e MPD, suas frequências se afastam das frequências da carga de impacto, não havendo a possibilidade de ressonância.

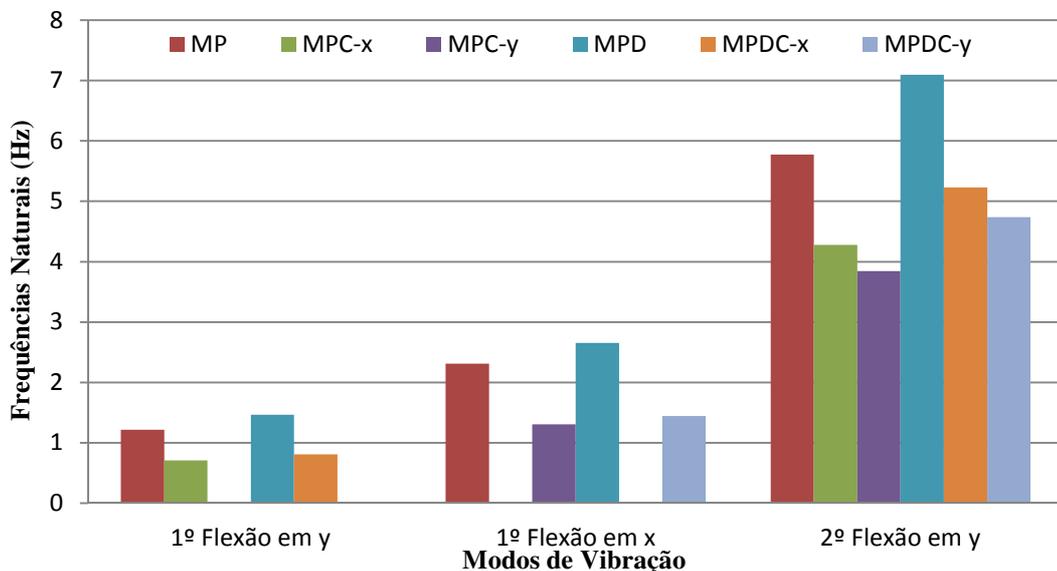


Figura 5.7 - Frequências naturais correspondentes aos três primeiros modos de vibração

## 6 ANÁLISE TRANSIENTE

Neste capítulo são obtidas as respostas no tempo para os deslocamentos, velocidades, acelerações e energia absorvida, para os modelos descritos no capítulo 4, cujas análises são realizadas variando-se os parâmetros que influenciam na carga de impacto. Estes parâmetros são o tempo de duração de impacto, a velocidade de impacto, e a massa do veículo.

Inicialmente, faz-se uma análise paramétrica do conjunto poste-defensa sendo solicitada a uma determinada carga a fim de verificar a influência do valor do módulo de elasticidade da areia nas respostas dos deslocamentos, velocidades e acelerações no tempo.

### 6.1 Carga de impacto

Substituindo-se na Equação (4.6) os valores e expressões apresentados no capítulo 3 e os dados da Tabela 5.1, e variando-se as massas e as velocidades para o veículo, os quais são, respectivamente, 1000 kg, 1200 kg e 1500 kg; 30 km/h, 40 km/h, 50 km/h e 60 km/h, obtém-se vinte e quatro amplitudes geradas a partir das diversas combinações dessas variações, conforme mostram a Tabela 6.1 e Tabela 6.2. No total, são doze amplitudes para cada direção de impacto, para cada modelo (poste e poste-defensa), respectivamente. Estas massas correspondem a veículos considerados leves e ligeiros.

Essas amplitudes são multiplicadas pela função senoidal que envolve o tempo de duração do impacto (Equação 4.1), o qual assume os seguintes valores: 100 ms, 110 ms e 120 ms. Como são três os tempos de duração do impacto, tem-se para cada modelo e direção de impacto trinta e seis diferentes pulsos, doze para cada duração de impacto. A Figura 6.1 mostra o gráfico dos três pulsos senoidais unitários para as três variações do tempo de impacto.

Logo, substituindo os valores obtidos para as amplitudes na Equação (4.1), tem-se setenta e duas cargas de impacto, sendo trinta e seis para cada direção.

Tabela 6.1 - Amplitudes e pressões para o modelo poste (MP)

MASSA (kg)	VELOCIDADE (km/h)	VELOCIDADE (m/s)	AMPLITUDE $P_0$ (kN)		PRESSÃO $P_0/A$ (kN/mm <sup>2</sup> )		$P_{0x}/ P_{0y}$
			DIREÇÃO y	DIREÇÃO x	DIREÇÃO y	DIREÇÃO x	
1000	30	8,3333	266,4167	539,1080	0,0107	0,0115	2,0236
	40	11,1111	355,2222	718,8107	0,0142	0,0154	2,0236
	50	13,8889	444,0278	898,5134	0,0178	0,0192	2,0236
	60	16,6667	532,8334	1078,2160	0,0213	0,0231	2,0236
1200	30	8,3333	291,8449	590,5633	0,0117	0,0126	2,0236
	40	11,1111	389,1265	787,4177	0,0156	0,0168	2,0236
	50	13,8889	486,4081	984,2721	0,0195	0,0211	2,0236
	60	16,6667	583,6897	1181,1265	0,0233	0,0253	2,0236
1500	30	8,3333	326,2925	660,2698	0,0131	0,0141	2,0236
	40	11,1111	435,0566	880,3597	0,0174	0,0188	2,0236
	50	13,8889	543,8208	1100,4496	0,0218	0,0235	2,0236
	60	16,6667	652,5849	1320,5396	0,0261	0,0282	2,0236

Tabela 6.2 - Amplitudes e pressões para o modelo poste-defensa (MPD)

MASSA (kg)	VELOCIDADE (km/h)	VELOCIDADE (m/s)	AMPLITUDE $P_0$ (kN)		PRESSÃO $P_0/A$ (kN/mm <sup>2</sup> )		$P_{0x}/ P_{0y}$
			DIREÇÃO y	DIREÇÃO x	DIREÇÃO y	DIREÇÃO x	
1000	30	8,3333	5979,7037	5998,0044	0,0234	0,0235	1,0031
	40	11,1111	7972,9383	7997,3392	0,0312	0,0313	1,0031
	50	13,8889	9966,1729	9996,6740	0,0390	0,0392	1,0031
	60	16,6667	11959,4075	11996,0088	0,0469	0,0470	1,0031
1200	30	8,3333	6550,4372	6570,4846	0,0257	0,0257	1,0031
	40	11,1111	8733,9163	8760,6462	0,0342	0,0343	1,0031
	50	13,8889	10917,3954	10950,8077	0,0428	0,0429	1,0031
	60	16,6667	13100,8745	13140,9693	0,0513	0,0515	1,0031
1500	30	8,3333	7323,6115	7346,0252	0,0287	0,0288	1,0031
	40	11,1111	9764,8153	9794,7002	0,0383	0,0384	1,0031
	50	13,8889	12206,0191	12243,3753	0,0478	0,0480	1,0031
	60	16,6667	14647,2230	14692,0503	0,0574	0,0576	1,0031

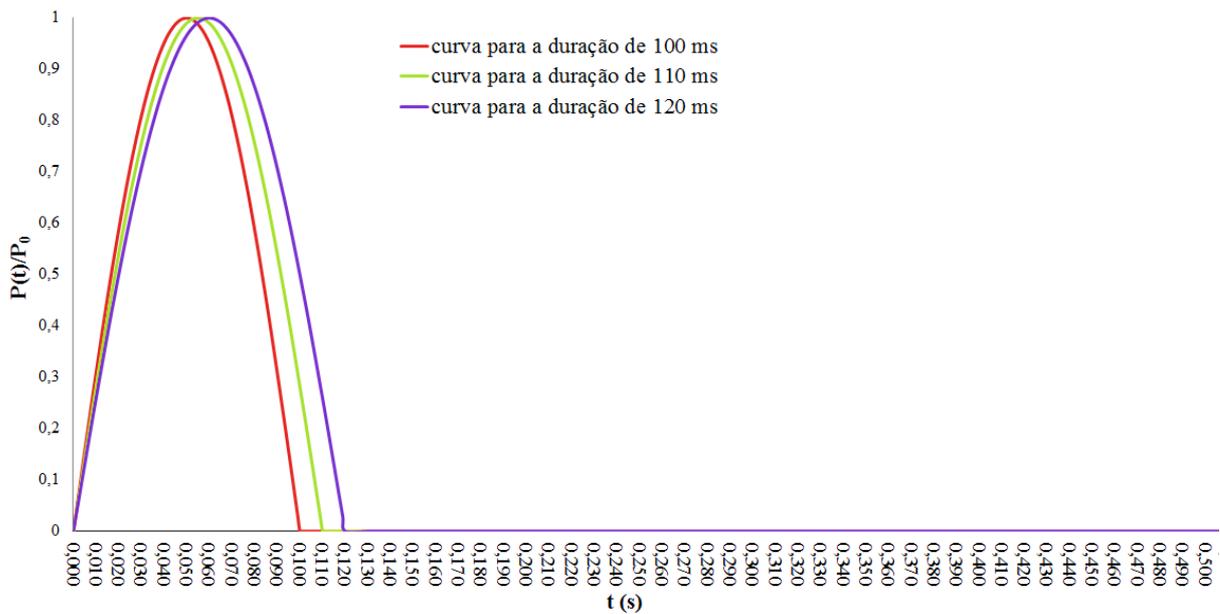


Figura 6.1 – Curvas senoidais para as três variações de tempo de impacto.

## 6.2 Análise paramétrica da areia devido ao impacto

Para esta análise, aplica-se no conjunto poste-defensa, MPD, a pior situação de carregamento: massa do veículo de 1500 kg e velocidade de 60 Km/h. A amplitude de impacto é  $0,0576 \text{ kN/mm}^2$  (Tabela 6.2), sendo o tempo de impacto de 0,12s. A carga é aplicada em ambas as direções ( $x$  e  $y$ ), conforme mostra a Figura 4.7.

Os mesmos valores do módulo de elasticidade utilizados na análise modal paramétrica da areia são adotados aqui, ou seja, 8,5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45 e 50 MPa.

São avaliados os deslocamentos do nó 563, para cada direção de impacto. Este nó é o ponto central da extremidade livre do poste, considerado o ponto de deslocamento máximo.

Para os deslocamentos na direção  $y$ , para um módulo de elasticidade de 8,5 MPa, tem-se que seus deslocamentos máximos, picos do gráfico na Figura 6.2, são cerca de 50% maiores que os correspondentes deslocamentos do módulo de elasticidade de 50 MPa, que são os mais baixos, para os mesmos instantes de tempo. Portanto, vê-se que o aumento do módulo de elasticidade diminui os deslocamentos na direção  $y$  devido ao aumento da rigidez do sistema.

Para os deslocamentos na direção  $x$ , tem-se que, para o módulo de elasticidade de 8,5 MPa, os deslocamentos máximos são cerca de 24% maiores que os correspondentes deslocamentos do módulo de elasticidade de 50 MPa, que são os mais baixos, para os mesmos instantes de tempo. Pode-se ver também a influência do aumento do módulo de elasticidade nos deslocamentos na direção  $x$  (Figura 6.3).

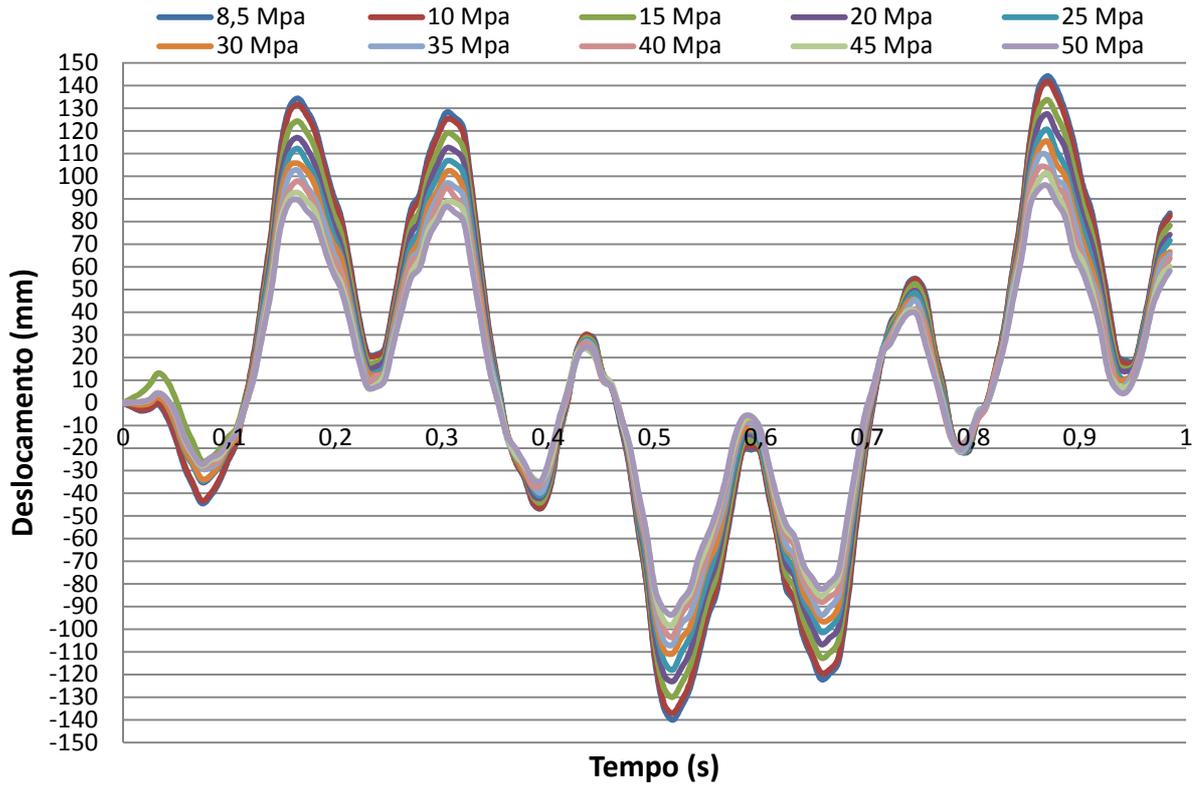


Figura 6.2 – Impacto na direção  $y$ , deslocamento do nó 563.

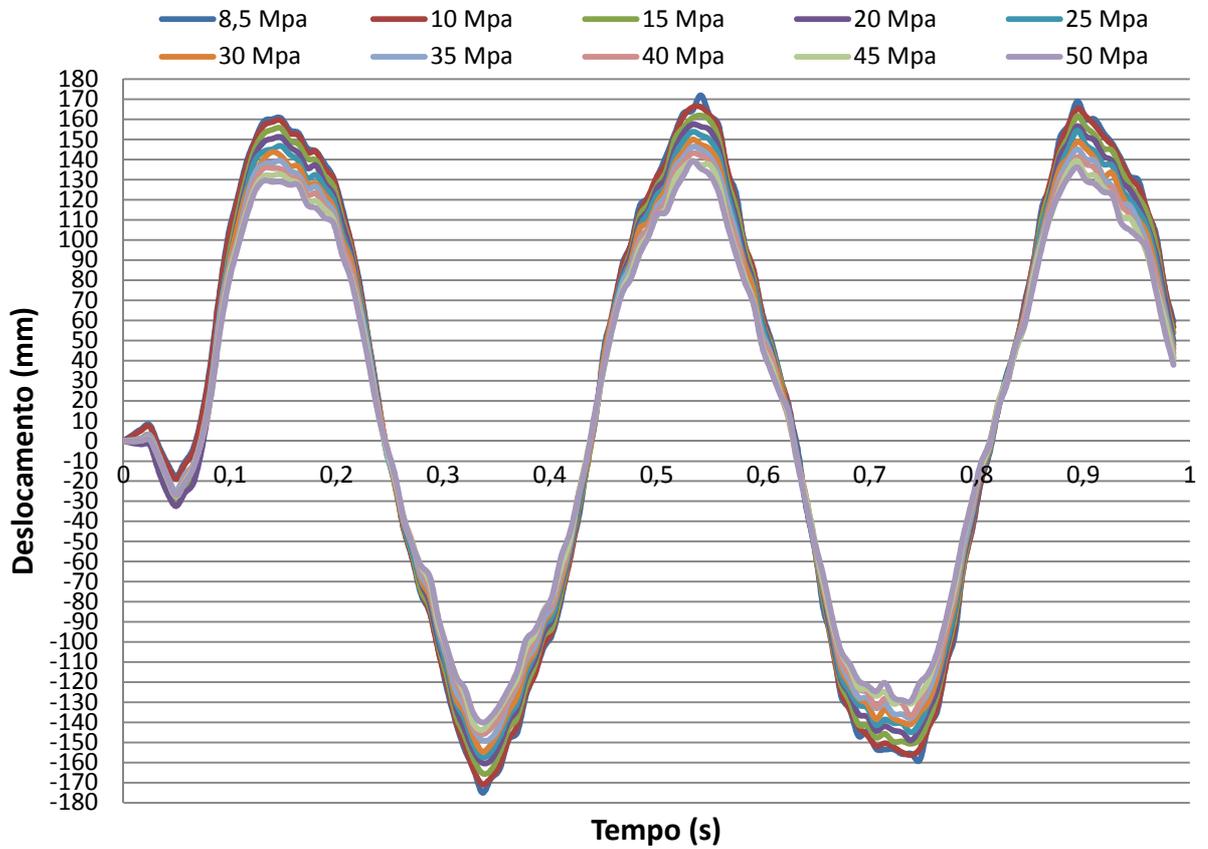


Figura 6.3 - Impacto na direção  $x$ , deslocamento do nó 563.

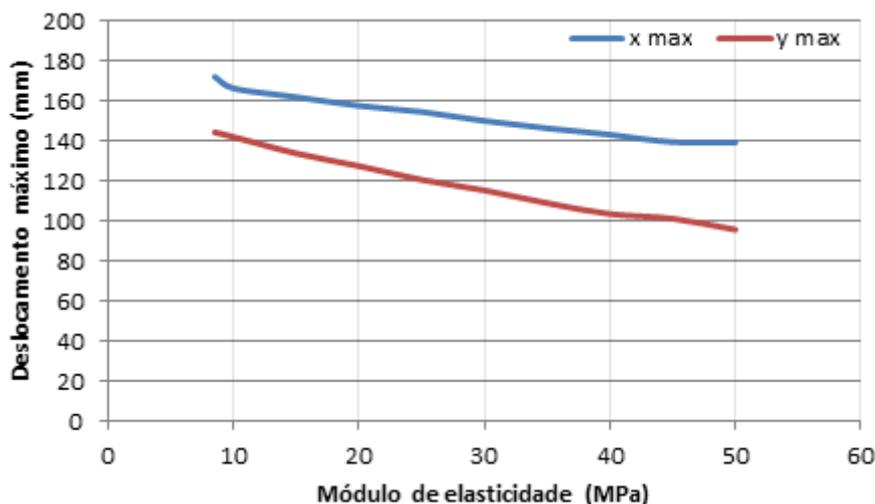


Figura 6.4 – Deslocamentos máximos do nó 563 variando-se o módulo de elasticidade.

Os deslocamentos máximos do nó 563 em função dos módulos de elasticidade ( $E$ ), para a carga aplicada nas direções  $x$  e  $y$ , respectivamente, são plotadas na Figura 6.4. Desta figura observa-se que quanto maior é o módulo de elasticidade da areia, menores são os deslocamentos na extremidade livre do poste. Como já foi dito, essa rigidez da areia enrijece o poste. Além disso, os maiores deslocamentos ocorrem na direção  $x$ , ou seja, nesta direção têm-se as situações mais desfavoráveis. Portanto, adota-se o módulo de elasticidade da areia como sendo 8,5 MPa.

### 6.3 Análise estática paramétrica dos modelos MP e MPD

As amplitudes da carga dinâmica, geradas para o modelo MP, para cada direção de aplicação da carga, estão tabuladas na Tabela 6.1. Observa-se que as amplitudes na direção  $x$  são duas vezes maiores que as respectivas amplitudes na direção  $y$ . Isto se deve porque a amplitude é diretamente proporcional ao momento de inércia, Equação (4.6), ou seja, é usado  $I_{py}(z)$ , maior inércia, para o cálculo de  $P_{ox}$ . Portanto, a análise é realizada para esta solicitação, que é a mais desfavorável, visto que os maiores deslocamentos ocorrem na direção  $x$ , segundo mostra a Figura 6.4.

Análises estáticas do modelo MP são realizadas aplicando-se as amplitudes da carga de impacto, (Tabela 6.1), com o objetivo de comparar os deslocamentos dinâmicos com os estáticos.

Os deslocamentos estáticos dos nós 563 (extremidade livre do poste, 9300 mm), 3077 (seção superior de aplicação da carga, 725 mm) e 3054 (seção inferior de aplicação da carga, 475 mm), no modelo MP, são mostrados na Tabela 6.3, para cada variação de massa e velocidade.

Observa-se que os deslocamentos do nó 563 são bem maiores do que os nós 3054 e 3077, como esperado. Mas, os do nó 3077 são aproximadamente duas vezes os do nó 3054.

Tabela 6.3 – Análise estática - Deslocamentos das seções - MP

MASSA (kg)	VELOCIDADE (km/h)	VELOCIDADE (m/s)	DESLOCAMENTOS (mm)		
			NÓ 563	NÓ 3054	NÓ 3077
1000	30	8,3333	125,5466	4,4812	8,3108
	40	11,1111	167,3955	5,9750	11,0810
	50	13,8889	209,2444	7,4687	13,8513
	60	16,6667	251,0932	8,9625	16,6215
1200	30	8,3333	137,5295	4,9089	9,1040
	40	11,1111	183,3726	6,5453	12,1387
	50	13,8889	229,2158	8,1816	15,1733
	60	16,6667	275,0589	9,8179	18,2080
1500	30	8,3333	153,7626	5,4884	10,1786
	40	11,1111	205,0168	7,3178	13,5714
	50	13,8889	256,2710	9,1473	16,9643
	60	16,6667	307,5253	10,9767	20,3572

A Figura 6.5, mostra os gráficos das amplitudes das cargas dinâmicas e seus respectivos deslocamentos estáticos, para cada uma das massas do veículo de impacto, variando-se a velocidade de colisão, para o nó 563 do modelo MP. Observa-se a forma linear do aumento dos deslocamentos com o aumento da amplitude do impacto, o que já era esperado. Observa-se também que os gráficos apresentam a mesma inclinação, haja vista força dividida pelo deslocamento ser a rigidez do poste e portanto constante.

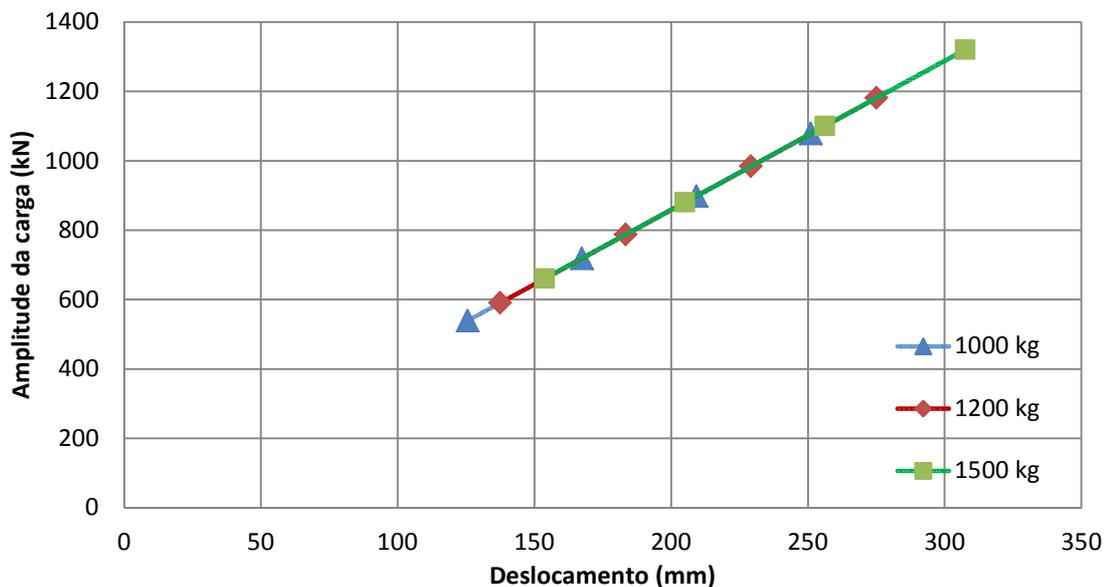


Figura 6.5 – Amplitudes e respectivos deslocamentos estáticos do nó 563 – MP.

De forma semelhante ao modelo MP, obtiveram-se vinte e quatro amplitudes, geradas a partir de diversas combinações de massa e velocidade, para o modelo MPD, sendo, doze amplitudes na direção  $x$  e doze na direção  $y$  (Tabela 6.2). Observa-se que as amplitudes na direção  $x$  são praticamente iguais às respectivas amplitudes da direção  $y$ , isto se dá devido os impactos serem calculados a partir do método de conservação de energia (Equação (4.6) e esta utilizar em seu cálculo um momento de inércia equivalente calculado a partir das seções da defesa, da areia e do poste, para a mesma altura, bem como um módulo de elasticidade equivalente calculado a partir de seus respectivos módulos de elasticidade, conforme Equação (4.7), sendo esses resultados praticamente iguais para ambas as direções  $x$  e  $y$ .

Para esta análise, somente o impacto aplicado na direção  $x$  é considerado, cujos resultados são comparados com os obtidos para o modelo MP.

Os deslocamentos estáticos obtidos desta análise são mostrados na Tabela 6.4, para os nós 563, 3077, 3054 e 3677 (ponto pertencente à borda superior da defesa, 1200 mm da base). Dividindo-se os valores da Tabela 6.4 pelos correspondentes valores da Tabela 6.3, Respectivamente, observa-se que os deslocamentos estáticos na ponta do poste para o modelo MP é aproximadamente 2,8 vezes maiores que para o modelo MPD, ou seja, no modelo com defesa os deslocamentos são reduzidos 36% ao do modelo sem defesa. Já para a seção de altura 725 mm (seção superior da carga), tem-se que os deslocamentos do modelo MP são cerca de 3,66 vezes maiores que o modelo MPD, ou seja, os deslocamentos do modelo com defesa são 27% menores que os do modelo sem defesa. Para a seção de altura 475 mm tem-se para o MP deslocamentos 4,06 maiores que para o MPD, sendo estes apenas 25% daqueles (Tabela 6.4 Tabela 6.5).

Tabela 6.4 – Análise estática - Deslocamentos das seções - MPD

MASSA (kg)	VELOCIDADE (km/h)	VELOCIDADE (m/s)	DESLOCAMENTOS (mm)			
			NÓ 563	NÓ 3054	NÓ 3077	NÓ 3677
1000	30	8,3333	44,9337	1,1029	2,2729	15,1568
	40	11,1111	59,9117	1,4705	3,0305	20,2094
	50	13,8889	74,8896	1,8382	3,7882	25,2619
	60	16,6667	89,8676	2,2058	4,5458	30,3145
1200	30	8,3333	49,2225	1,2082	2,4898	16,6035
	40	11,1111	65,6299	1,6109	3,3198	22,1383
	50	13,8889	82,0375	2,0136	4,1497	27,6732
	60	16,6667	98,4450	2,4164	4,9797	33,2080
1500	30	8,3333	55,0324	1,3508	2,7837	18,5634
	40	11,1111	73,3765	1,8010	3,7116	24,7515
	50	13,8889	91,7207	2,2513	4,6396	30,9396
	60	16,6667	110,0648	2,7016	5,5675	37,1278

Tabela 6.5 – Análise estática – Relação entre deslocamentos das seções – MP / MPD

MASSA (kg)	VELOCIDADE (km/h)	VELOCIDADE (m/s)	DESLOCAMENTOS DAS SEÇÕES (mm)		
			NÓ 563	NÓ 3054	NÓ 3077
1000	30	8,3333	2,7940	4,0631	3,6564
	40	11,1111	2,7940	4,0631	3,6564
	50	13,8889	2,7940	4,0631	3,6564
	60	16,6667	2,7940	4,0631	3,6564
1200	30	8,3333	2,7940	4,0631	3,6564
	40	11,1111	2,7940	4,0631	3,6564
	50	13,8889	2,7940	4,0631	3,6564
	60	16,6667	2,7940	4,0631	3,6564
1500	30	8,3333	2,7940	4,0631	3,6564
	40	11,1111	2,7940	4,0631	3,6564
	50	13,8889	2,7940	4,0631	3,6564
	60	16,6667	2,7940	4,0631	3,6564

Na Figura 6.6, é mostrado os gráficos das amplitudes das cargas dinâmicas e seus respectivos deslocamentos estáticos, para cada uma das massas do veículo de impacto, para o nó 563 do modelo MPD. Observa-se a forma linear do aumento dos deslocamentos com o aumento da amplitude do impacto. Observa-se também que os gráficos apresentam a mesma inclinação.

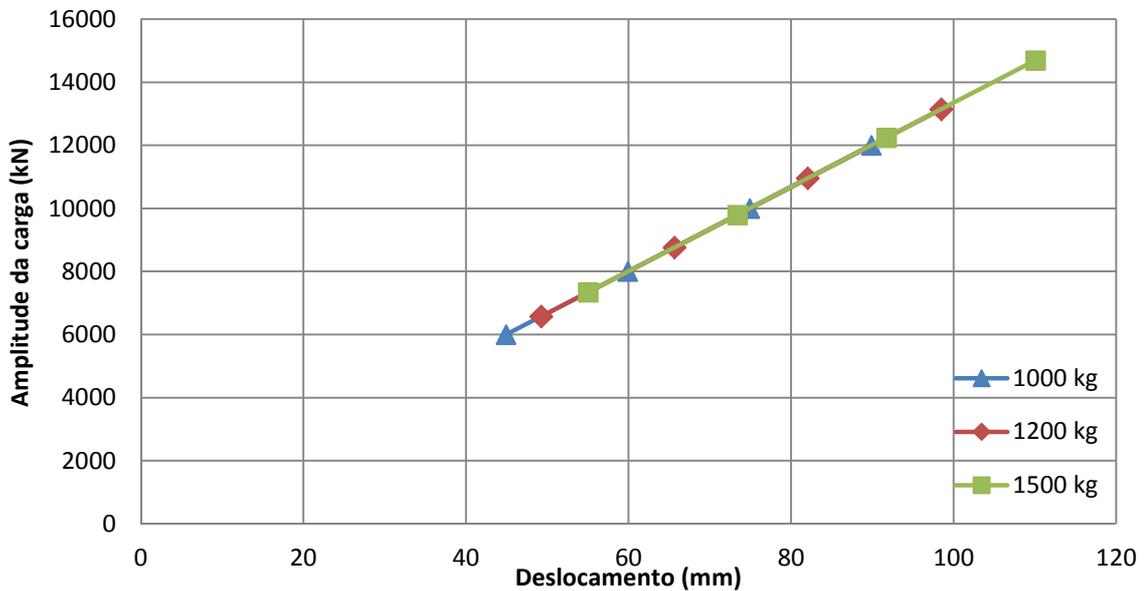


Figura 6.6– Amplitudes e respectivos deslocamentos estáticos do nó 563 – MPD.

De forma semelhante, a Figura 6.7 mostra os gráficos das amplitudes das cargas dinâmicas e seus respectivos deslocamentos estáticos, para cada uma das massas, para o nó 3677 do modelo MPD.

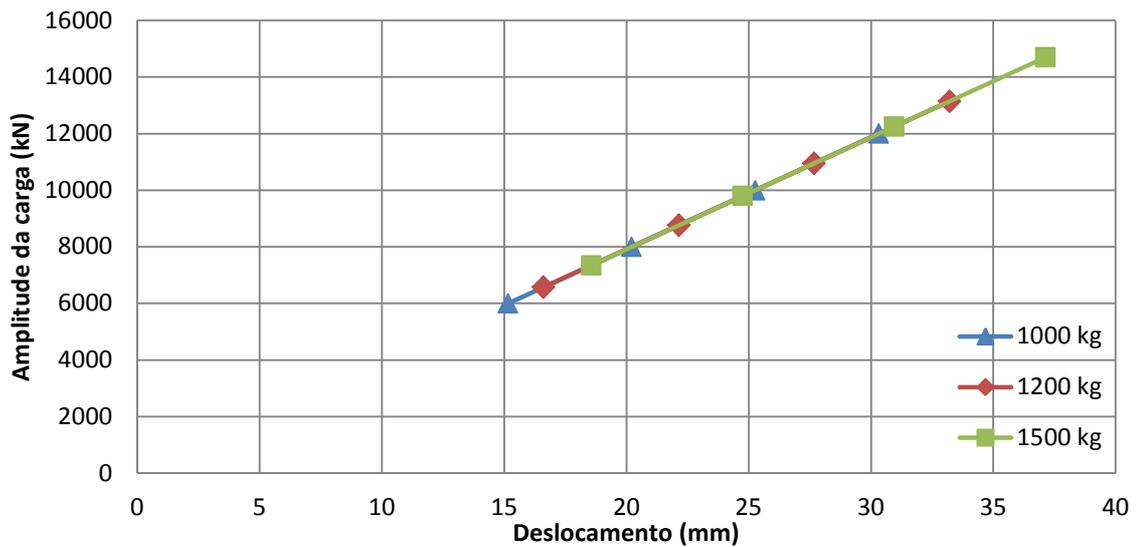


Figura 6.7 - Amplitudes e respectivos deslocamentos estáticos do nó 3677 – MPD.

## 6.4 Análise paramétrica dos modelos MP e MPD

### 6.4.1 O efeito da duração do tempo de impacto

Para avaliar o efeito do tempo de impacto nos deslocamentos dinâmicos de MP, dividiu-se estes deslocamentos dinâmicos pelos respectivos deslocamentos estáticos. Estes deslocamentos estáticos têm os mesmos valores resultantes tanto para as variações de massa como para as variações de velocidade quando consideradas no mesmo tempo de impacto, ou seja, para cada tempo de impacto os gráficos dessas variações são coincidentes, para todos os nós do modelo. As Figura 6.8 e Figura 6.9 mostram os gráficos do nó 563 (extremidade livre do poste), onde, varia-se o tempo de aplicação da carga para a velocidade de 30 km/h para as massas de 1000 kg e 1200 kg, respectivamente.

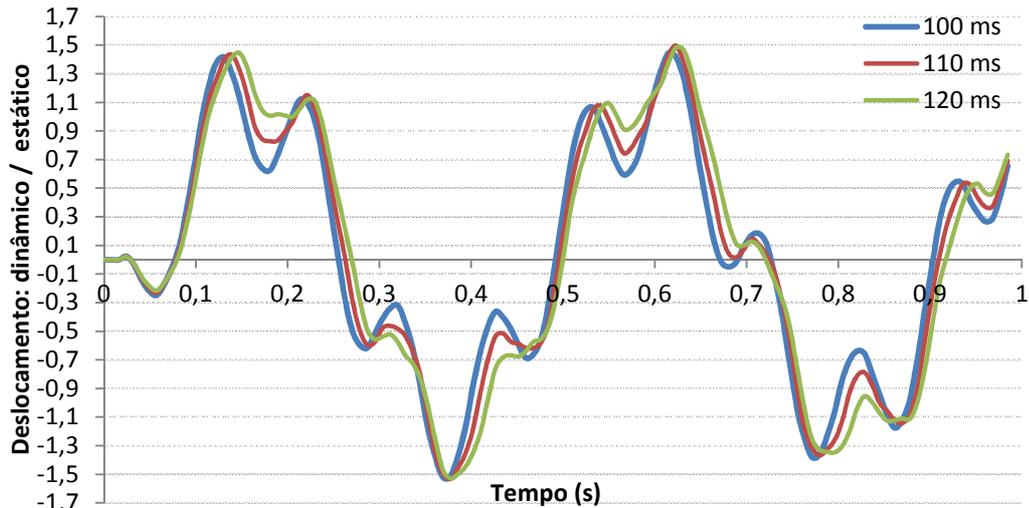


Figura 6.8 – Variação do tempo de impacto para a massa 1000 kg, 30 km/h – nó 563 MP

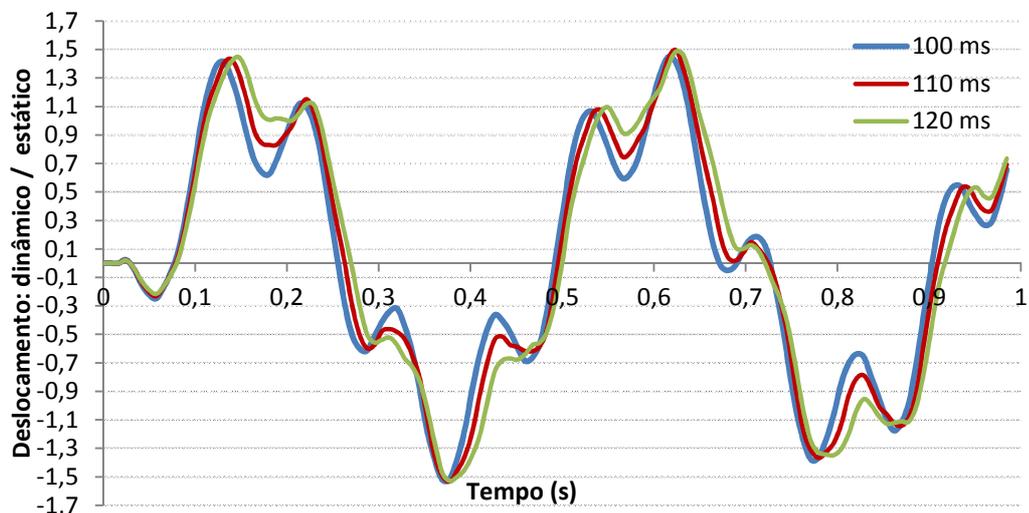


Figura 6.9 – Variação do tempo de impacto para a massa 1200 kg, 30 km/h – nó 563 MP

Dos gráficos, observa-se que o deslocamento dinâmico é maior do que o seu respectivo deslocamento estático para os diversos instantes de tempo, para o nó 563. Observa-se também que o primeiro deslocamento máximo (primeiro pico máximo localizado) ocorre após cessão da carga de impacto, para os três intervalos de tempo. Já o máximo deslocamento dinâmico da extremidade livre do poste é aproximadamente 1,5 vezes o deslocamento estático para cada tempo de impacto.

A Figura 6.10 Figura 6.11 mostra o gráfico do comportamento dos deslocamentos dinâmicos divididos pelo estático do nó 563, quando se varia velocidade, para a massa de 1000 kg e tempo de impacto de 100 ms. Os gráficos são exatamente iguais para as quatro velocidades.

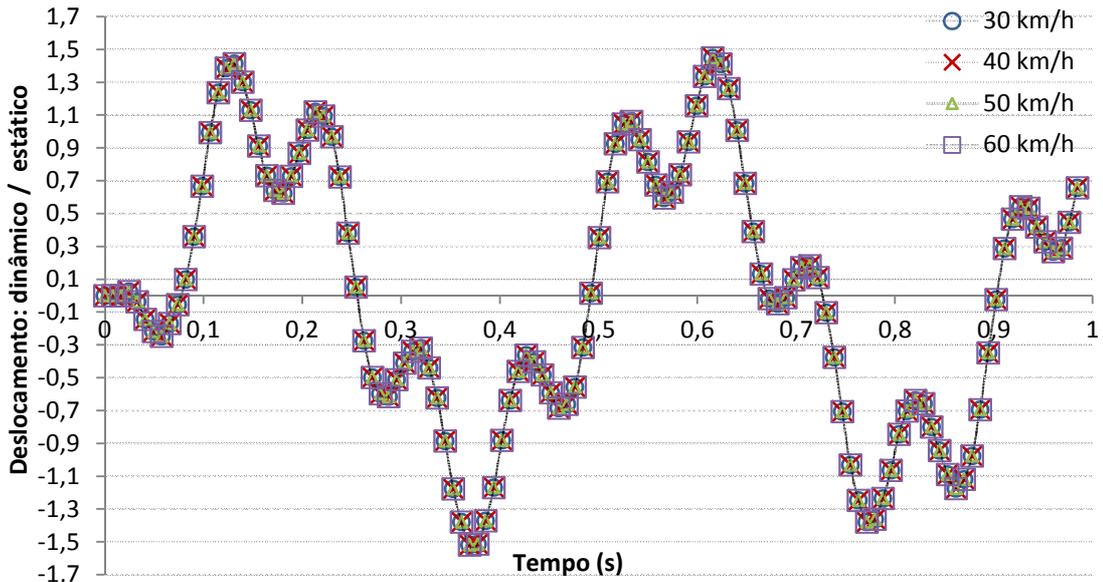


Figura 6.10 – Comportamento dos deslocamento para a massa 1000 kg, 100 ms – nó 563 MP

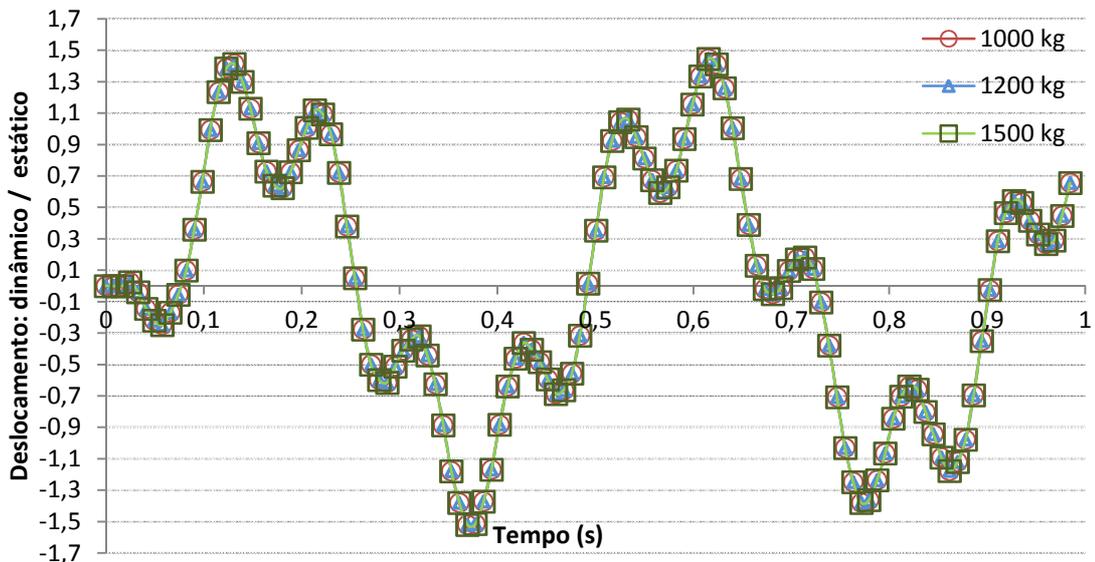


Figura 6.11 – Comportamento dos deslocamento para a massa 1000 kg, 30 km/h – nó 563 MP

De forma semelhante, a Figura 6.11 mostra a divisão dos deslocamentos dinâmicos pelo estático do nó 563, quando se varia a massa, para a velocidade de 30 km/h e o tempo de impacto de 100 ms. Os gráficos são exatamente iguais para as três variações de massa, como dito anteriormente.

Para o MPD, tem-se a Figura 6.12 que mostra a relação do deslocamento dinâmico com o respectivo estático, para os diversos instantes de tempo, da extremidade livre do poste. Como mostrado anteriormente, os valores dos gráficos tanto para as variações de massa como para as variações de velocidade quando consideradas no mesmo tempo de impacto são coincidentes, para todos os nós do modelo.

Para este, também se observa que o primeiro deslocamento máximo (primeiro pico máximo localizado), para cada intervalo de tempo de impacto, ocorre após a atuação da carga de impacto. Observa-se no gráfico, que para o tempo de aplicação de 120 ms, que este apresenta uma tendência a um movimento harmônico.

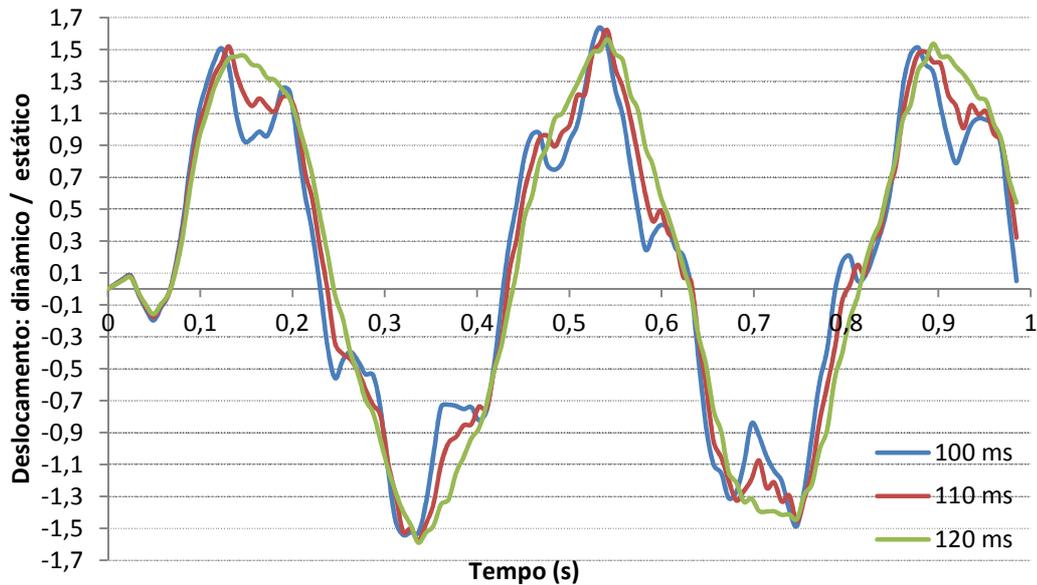


Figura 6.12 – Variação do tempo de impacto MPD – nó 563

Comparando os deslocamentos sofridos pela extremidade livre entre os modelos MP e MPD, tem-se que, para o modelo MPD, a sucessão dos deslocamentos mais altos ocorre em intervalos de tempos menores, confirmando o esperado, haja vista, o MPD ter frequências maiores que o MP (Tabela 5.9), para os mesmos modos de vibração.

Para as seções superior e inferior de aplicação da carga no MP, nós 3077 e 3054 respectivamente, os deslocamentos máximos ocorrem na metade dos tempos de aplicação da carga, respectivamente, Figura 6.13 e Figura 6.14. Por serem seções de maior rigidez e próximos a base do poste, o maior deslocamento dinâmico é aproximadamente igual ao estático, enquanto as outras amplitudes são cerca de 60% a 80% menores que o primeiro. Das figuras observa-se que os comportamentos de ambas as seções são semelhantes.

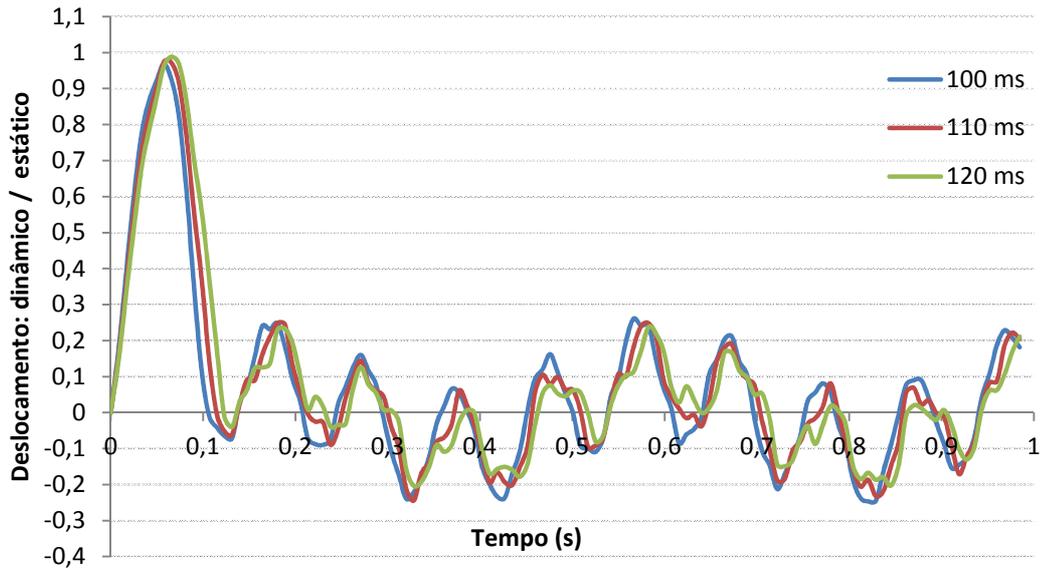


Figura 6.13 – Variação do tempo de impacto MP – nó 3077

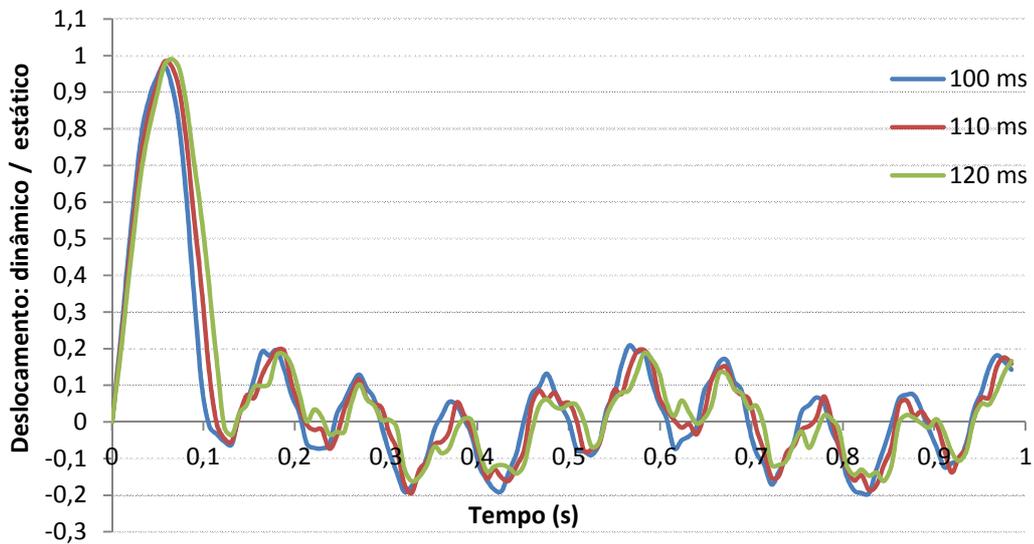


Figura 6.14 – Variação do tempo de impacto MP – nó 3054

Das Figura 6.15 e Figura 6.16, seções de aplicação da carga no MPD, nós 3077 e 3054 respectivamente, têm-se que o primeiro deslocamento máximo (primeiro pico) ocorre na metade dos tempos de aplicação da carga, respectivamente, sendo cerca de 75% e 70% menores que o deslocamento estático. Por serem seções de maior rigidez tem-se que a primeira amplitude é bem maior que as demais.

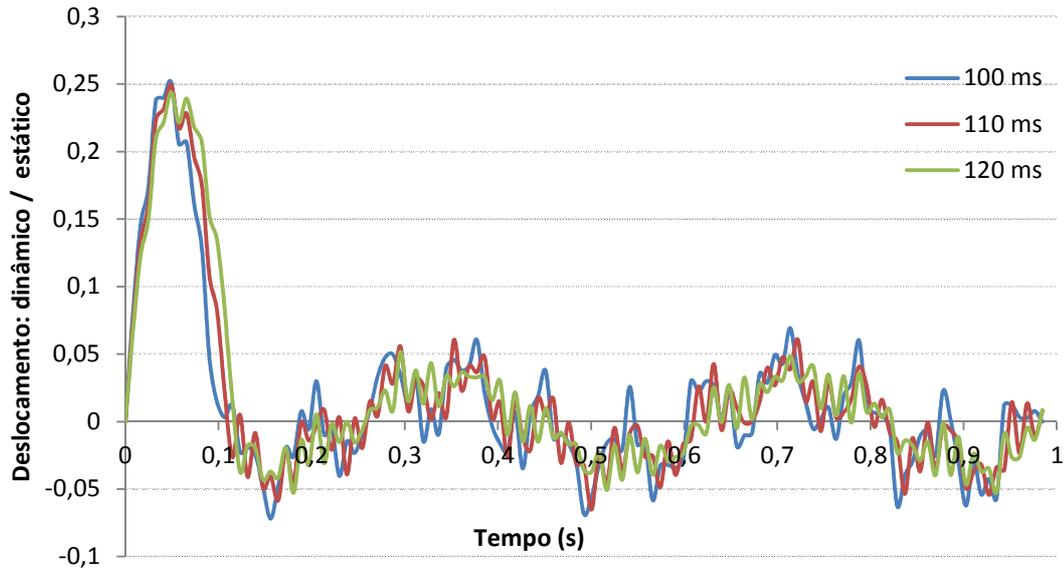


Figura 6.15 – Variação do tempo de impacto MPD – nó 3077

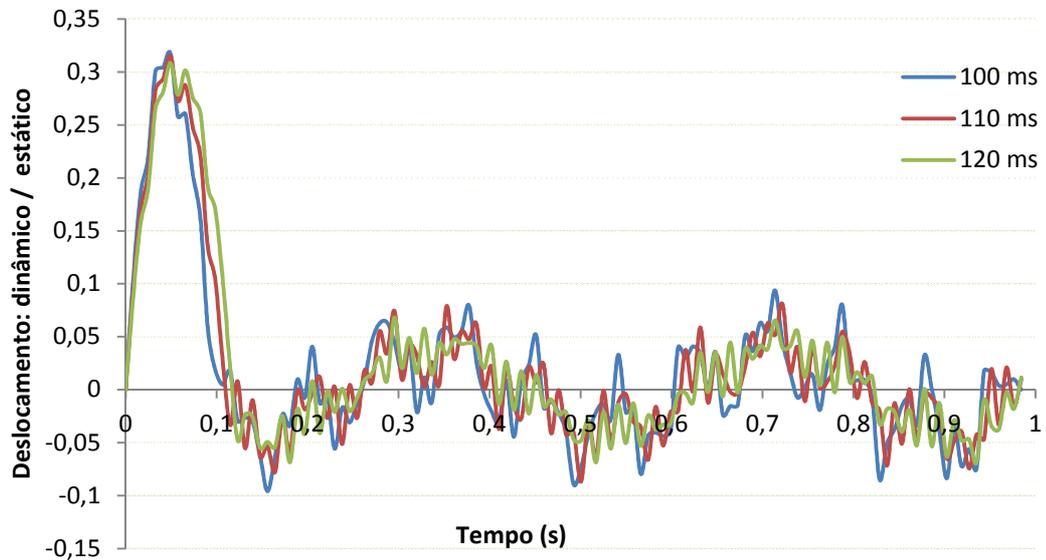


Figura 6.16 – Variação do tempo de impacto MPD – nó 3054

Comparando os deslocamentos sofridos pelas seções de aplicação da carga nos modelos MP e MPD, observa-se que os deslocamentos máximos ocorrem no mesmo intervalo de tempo, no entanto, quando comparados com os respectivos deslocamentos estáticos, o modelo MPD apresenta uma maior diferença entre o estático e dinâmico.

Para o ponto na borda superior da defesa do lado onde é aplicada a carga (nó 3677) tem-se que o deslocamento dinâmico máximo é 12% do estático durante a atuação da carga e que após este pico o deslocamento da borda da defesa é praticamente nulo (Figura 6.17).

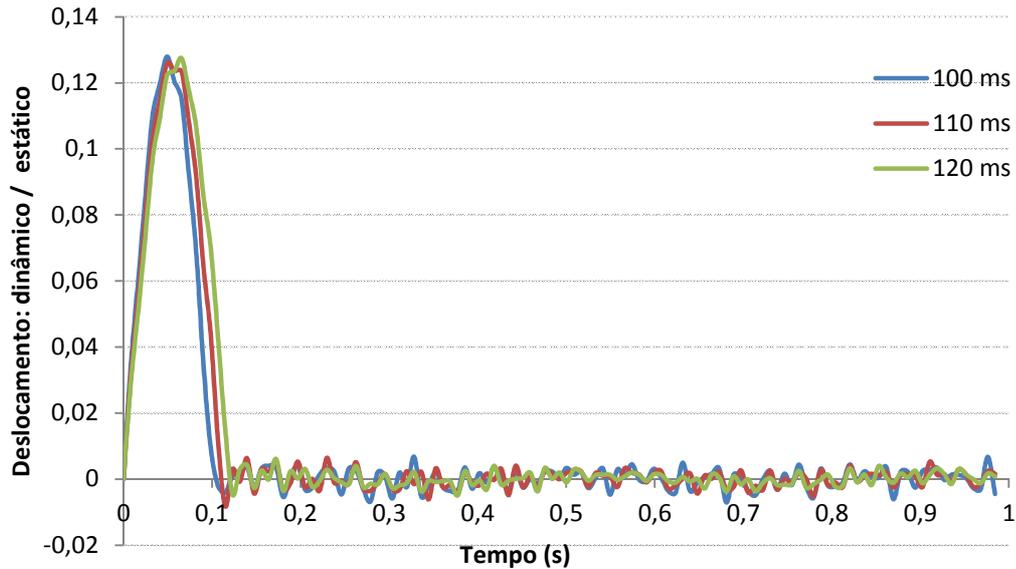


Figura 6.17 – Variação do tempo de impacto MPD – nó 3677

Comparando-se os resultados obtidos nas análises transientes dos modelos MP e MPD, pode-se observar o quanto a defesa diminui os efeitos do impacto sobre o poste.

Para as seções de aplicação da carga, tem-se que o MPD apresenta um deslocamento máximo durante o impacto e que este é 30% do deslocamento estático, sendo que o deslocamento estático é quatro vezes menor que o do MP. Pode-se então dizer que a defesa é eficiente em sua proposta de resguardar o poste no momento da colisão, pois esta aumenta a rigidez do conjunto.

#### 6.4.2 O efeito da velocidade de impacto

A fim de entender os efeitos da variação da velocidade nos deslocamentos, utilizou-se a massa de 1500 kg, que é a maior massa para o veículo, e o tempo de 100 ms.

As Figura 6.18, Figura 6.19 e Figura 6.20, mostram os deslocamentos no tempo para o nó 563, 3077 e 3054, respectivamente, para o modelo MP.

Observa-se que com o aumento da velocidade os deslocamentos máximos crescem. Esse crescimento, para os deslocamentos máximos (picos), se dá de forma linear, Figura 6.21 e Figura 6.22. Esse fato é observado para os demais picos de deslocamentos.

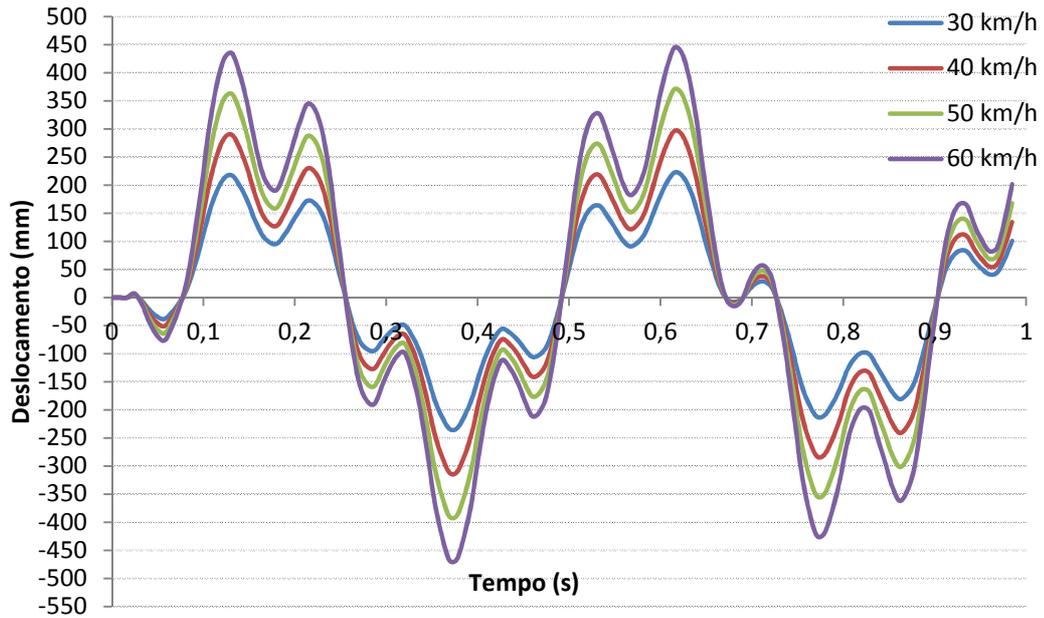


Figura 6.18 – Deslocamento no tempo para 1500 kg, 100 ms – nó 563 MP

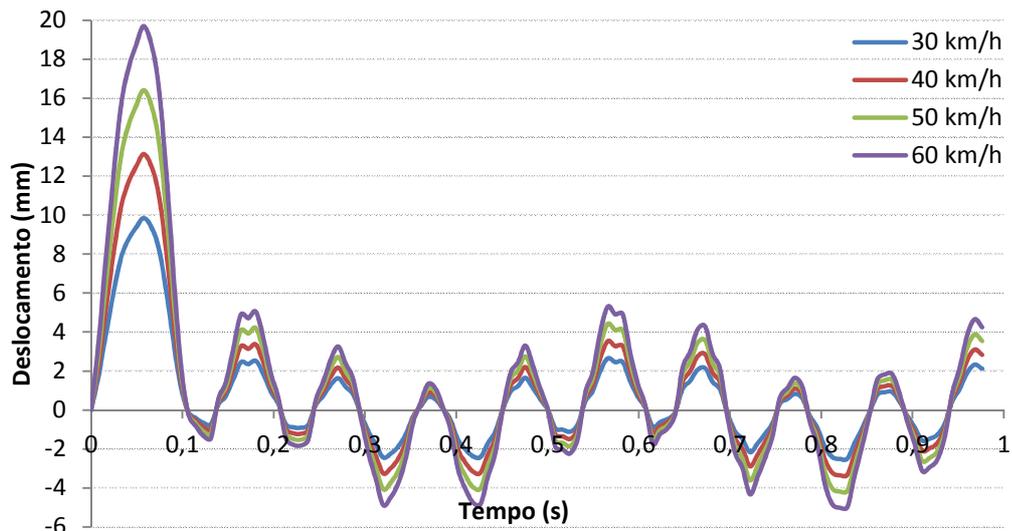


Figura 6.19 – Deslocamento no tempo para 1500 kg, 100 ms – nó 3077 MP

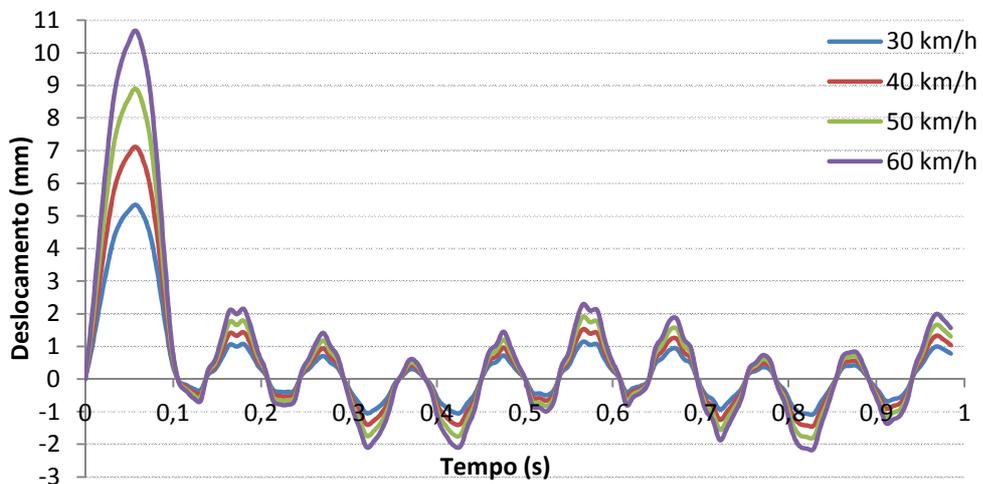


Figura 6.20 – Deslocamento no tempo para 1500 kg, 100 ms – nó 3054 MP

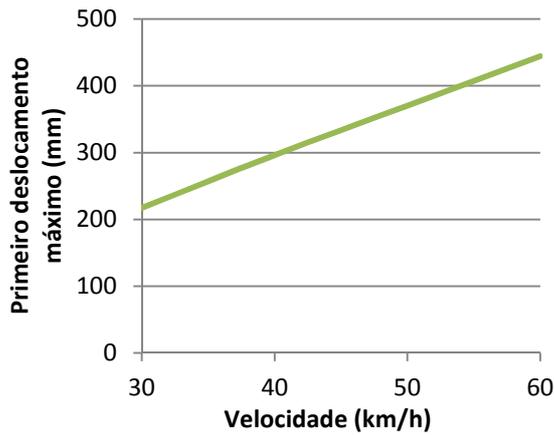


Figura 6.21 – Aumento do primeiro pico com a velocidade para 1500 kg, 100 s – nó 563 MP

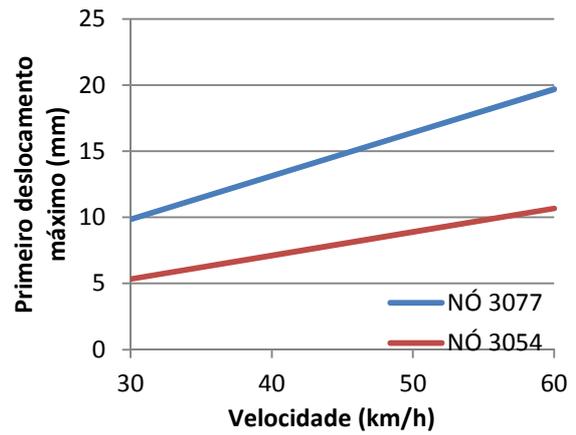


Figura 6.22 – Aumento do primeiro pico com a velocidade para 1500 kg, 100 s – nós 3077 e 3054 MP

Das Figura 6.21 e Figura 6.22, verifica-se que as taxas de crescimento dos deslocamentos máximos com o aumento da velocidade, ou seja, variação dos deslocamentos sobre variação da velocidade é: 7,18 para o nó 563, 0,33 para o nó 3077 e 0,18 para o nó 3054.

Para o cálculo da energia de deformação usou-se a Equação (4.4). Como o poste trabalha em regime elástico, pode-se dizer que:

$$P_0 = k\Delta_{m\acute{a}x} \quad (6.1)$$

Igualando-se as equações (6.1) e (4.6) obtém-se a seguinte expressão:

$$E_c = \frac{1}{2} k^2 \Delta_{m\acute{a}x}^2 \int_0^h \frac{(h-z)(L-z)}{EI(z)} dz \quad (6.2)$$

Como energia cinética ( $E_c$ ) é igual à energia de deformação elástica ( $U_{em\acute{a}x}$ ), tem-se:

$$k = \frac{E}{\int_0^h \frac{(h-z)(L-z)}{I(z)} dz} \quad (6.3)$$

Mantendo a massa de 1500 kg e o tempo de 100 ms, a energia de deformação no tempo para o nó 563, para cada velocidade de impacto (Figura 6.23), varia e é proporcional a velocidade. Isto quer dizer que quanto maior a velocidade de impacto, maior é a absorção de energia de deformação.

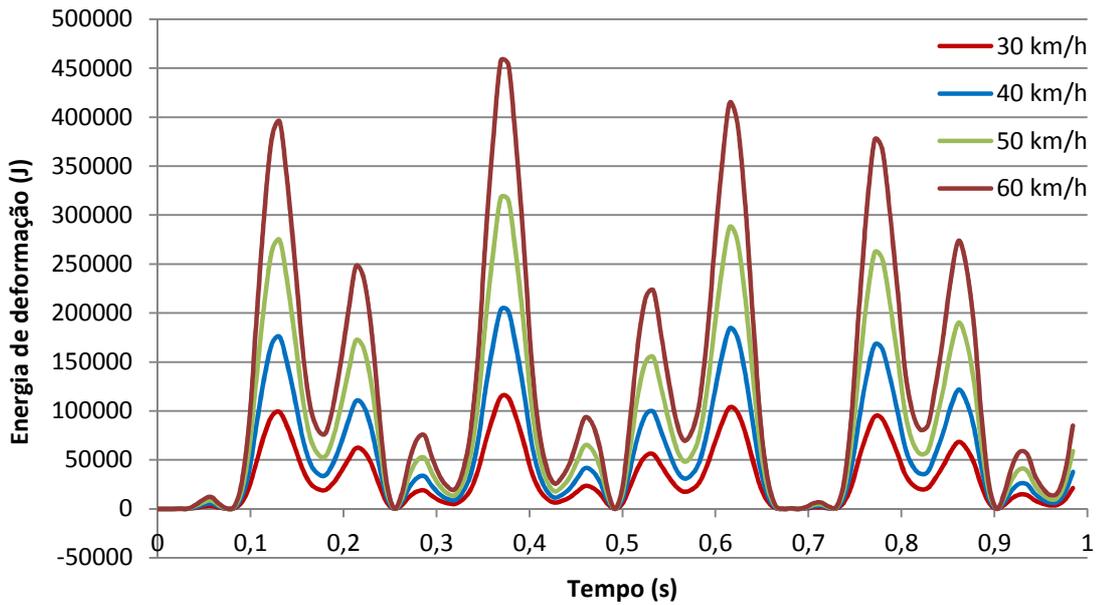


Figura 6.23 – Energia de deformação no tempo para 1500 kg, 100 ms – nó 563 MP

Para o MPD, as Figura 6.24, Figura 6.25, Figura 6.26 e Figura 6.27, mostram os deslocamentos no tempo para os nós 563, 3077, 3054 e 3677, respectivamente.

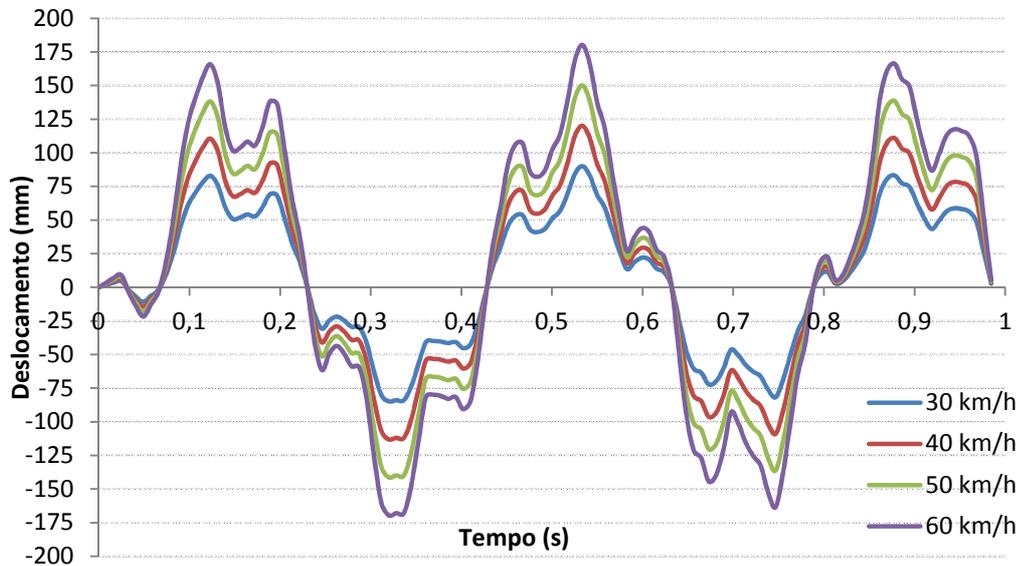


Figura 6.24 – Deslocamento no tempo para 1500 kg, 100 ms – nó 563 MPD

Destes gráficos, observa-se que com o aumento da velocidade os deslocamentos máximos crescem. Esse crescimento, para os deslocamentos máximos (picos), se dá de forma linear, Figura 6.28 e Figura 6.29.

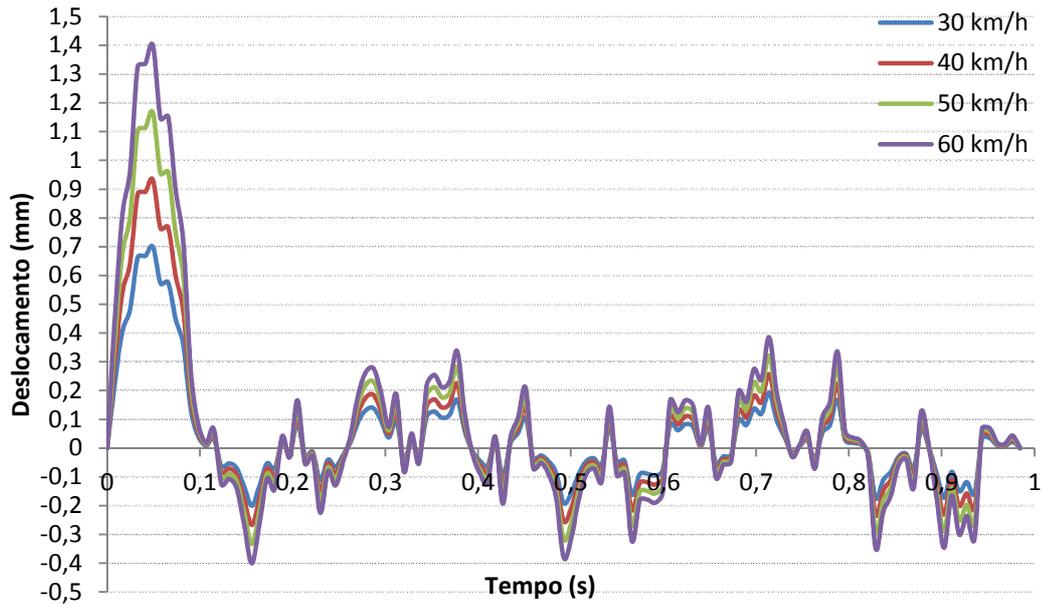


Figura 6.25 – Deslocamento no tempo para 1500 kg, 100 ms – nó 3077 MPD

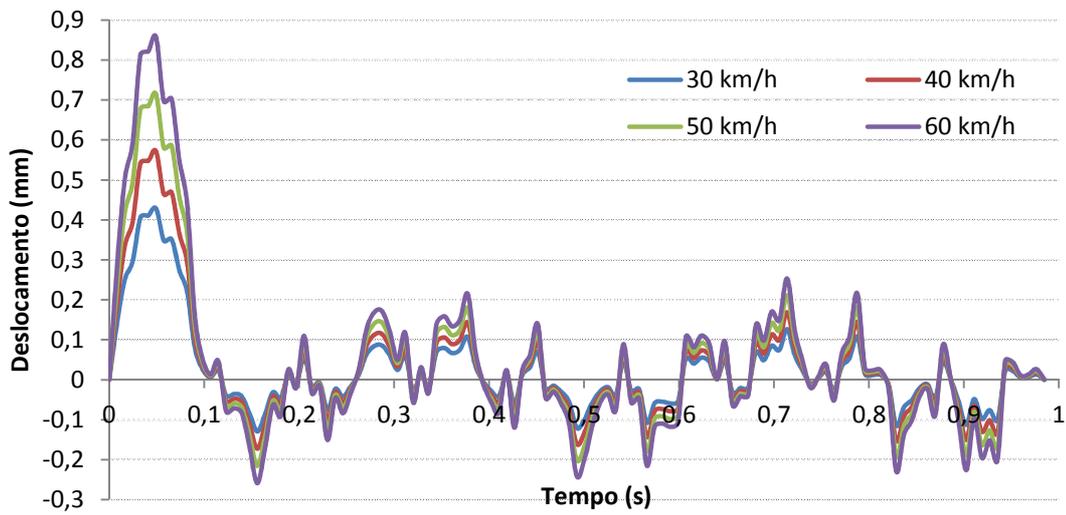


Figura 6.26 – Deslocamento no tempo para 1500 kg, 100 ms – nó 3054 MPD

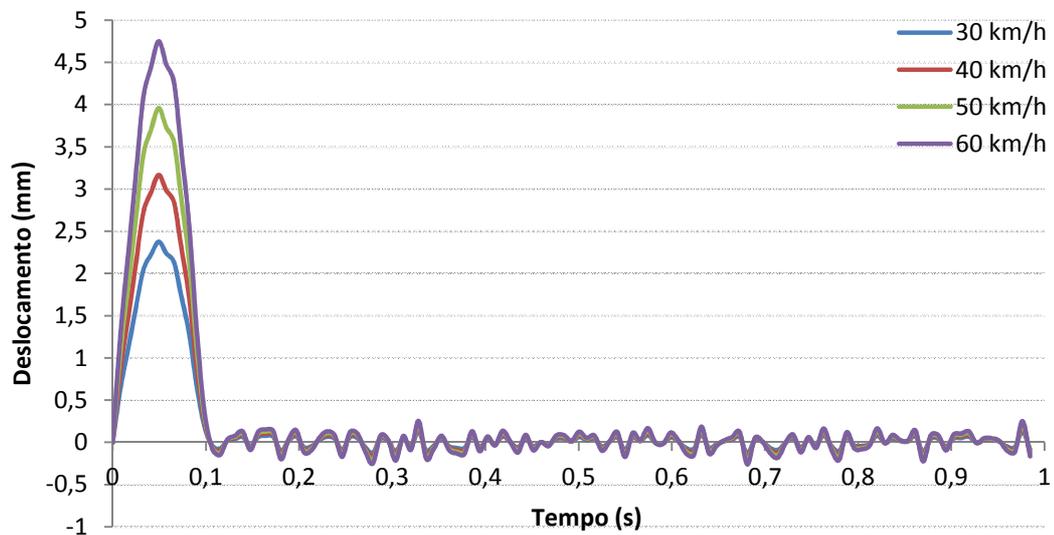


Figura 6.27 – Deslocamento no tempo para 1500 kg, 100 ms – nó 3677 MPD

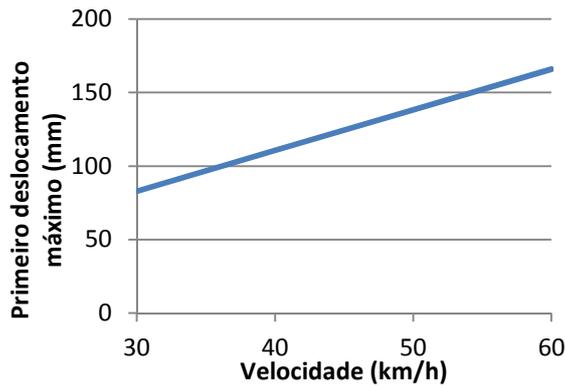


Figura 6.28 – Aumento do primeiro pico com a velocidade para 1500 kg, 100 s – nó 563 MPD

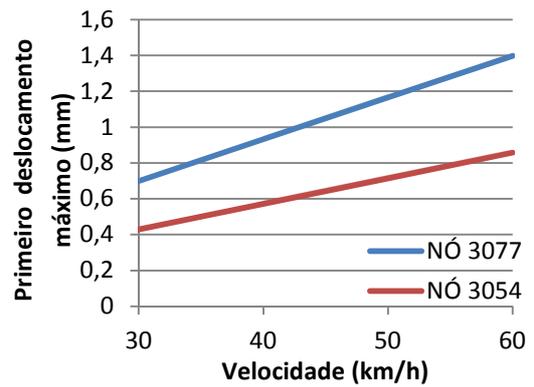


Figura 6.29 – Aumento do primeiro pico com a velocidade para 1500 kg, 100 s – nós 3077 e 3054 MPD

Das Figura 6.28 e Figura 6.29, tem-se que as taxas de crescimento dos deslocamentos máximos com o aumento da velocidade, ou seja, variação dos deslocamentos sobre variação da velocidade é: 2,76 para o nó 563, 0,02 para o nó 3077 e 0,01 para o nó 3054.

Comparando essas taxas de crescimento do deslocamento máximo para o MP e MPD, observa-se que com a defesa, estas são bem menores, o que mostra a eficiência da defesa em dar maior rigidez ao sistema.

Da mesma forma que para o MP, mantém-se a massa de 1500 kg e o tempo de 100 ms, observa-se a variação da energia de deformação no tempo para o nó 563, variando-se a velocidade de impacto (Figura 6.30), para o MPD, sendo que este sistema absorve mais energia que o MP.

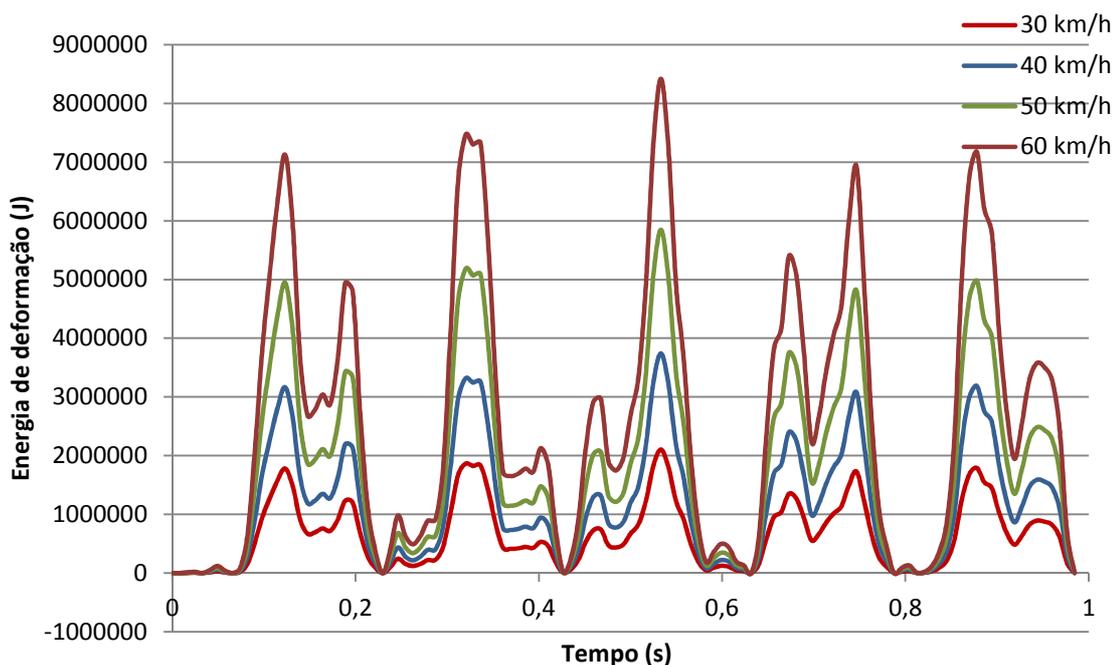


Figura 6.30 – Energia de deformação no tempo para 1500 kg, 100 ms – nó 563 MPD

### 6.4.3 O efeito da massa do veículo

Variando a massa do veículo para analisar seus efeitos sobre os deslocamentos, utilizou-se a velocidade de 60 km/h, que é a maior velocidade em estudo, e o tempo de 100 ms.

As Figura 6.31, Figura 6.32 e Figura 6.33, mostram os deslocamentos no tempo para o nó 563, 3077 e 3054, respectivamente, para o modelo MP.

Do mesmo modo como ocorreu para a velocidade, observa-se que com o aumento da massa do veículo, os deslocamentos máximos crescem, sendo que este crescimento, para os deslocamentos máximos, tem uma forma linear, Figura 6.34 e Figura 6.35. Observa-se que essa taxa (crescimento) dos deslocamentos máximos com o aumento da massa é menos acentuada do que quando se varia a velocidade.

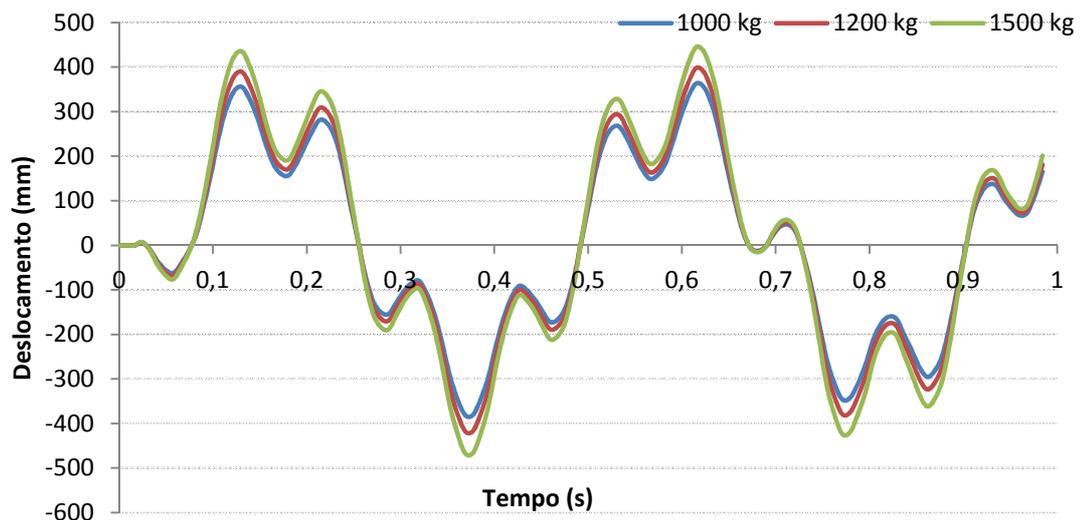


Figura 6.31 – Deslocamento no tempo para 60 km/h, 100 ms – nó 563 MP

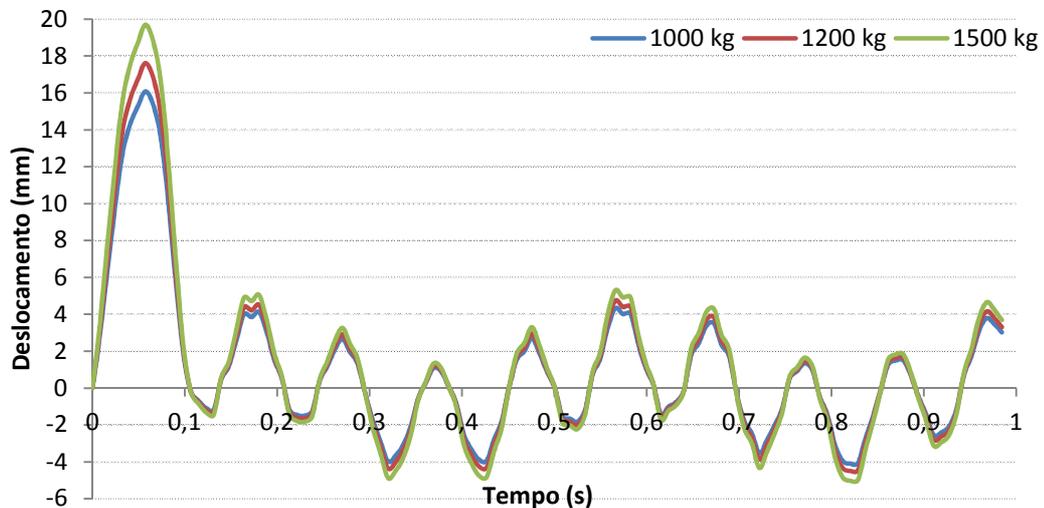


Figura 6.32 – Deslocamento no tempo para 60 km/h, 100 ms – nó 3077 MP

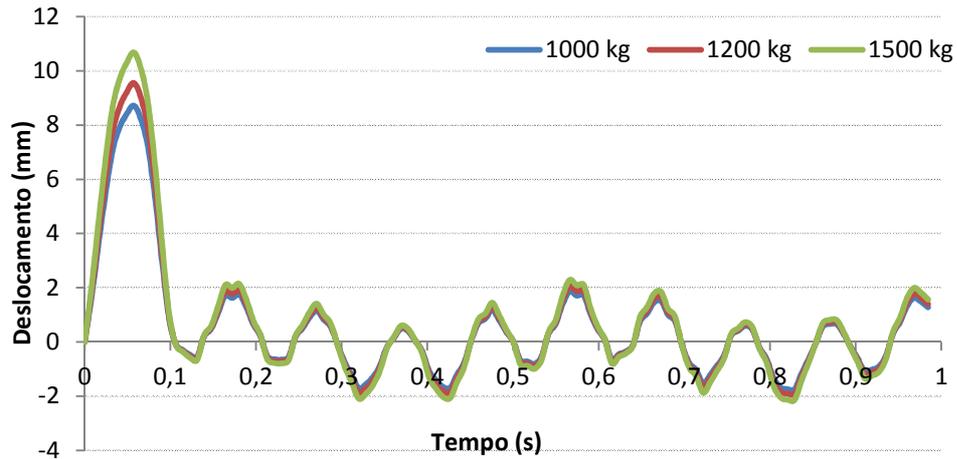


Figura 6.33 – Deslocamento no tempo para 60 km/h, 100 ms – nó 3054 MP

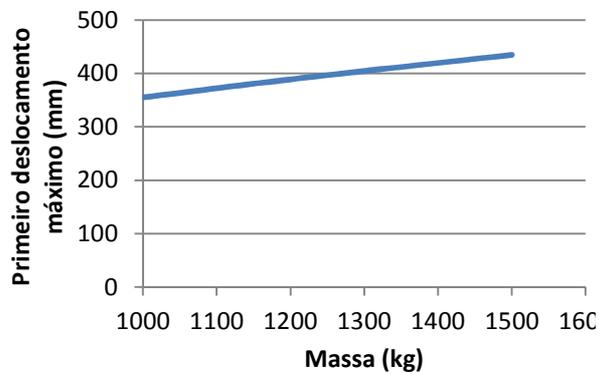


Figura 6.34 – Aumento do primeiro pico com a massa para 60 km/h e 100 ms – nó 563 MP

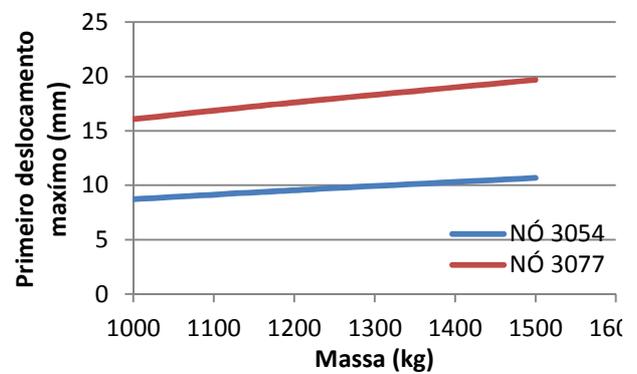


Figura 6.35 – Aumento do primeiro pico com a massa para 60 km/h, 100 ms – nós 3077 e 3054 MP

Para o MPD, as Figura 6.36, Figura 6.37, Figura 6.38 e Figura 6.39, mostram os deslocamentos no tempo para o nó 563, 3077, 3054 e 3677, respectivamente.

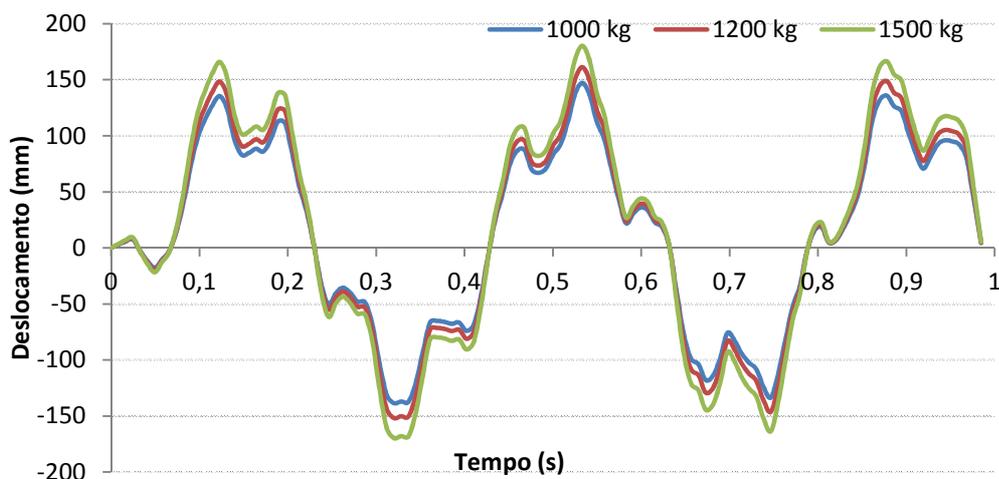


Figura 6.36 – Deslocamento no tempo para 60 km/h, 100 ms – nó 563 MPD

Destes gráficos, observa-se que com o aumento da massa os deslocamentos máximos crescem. Esse crescimento, para os deslocamentos máximos (picos), se dá de forma linear, Figura 6.40 e Figura 6.41.

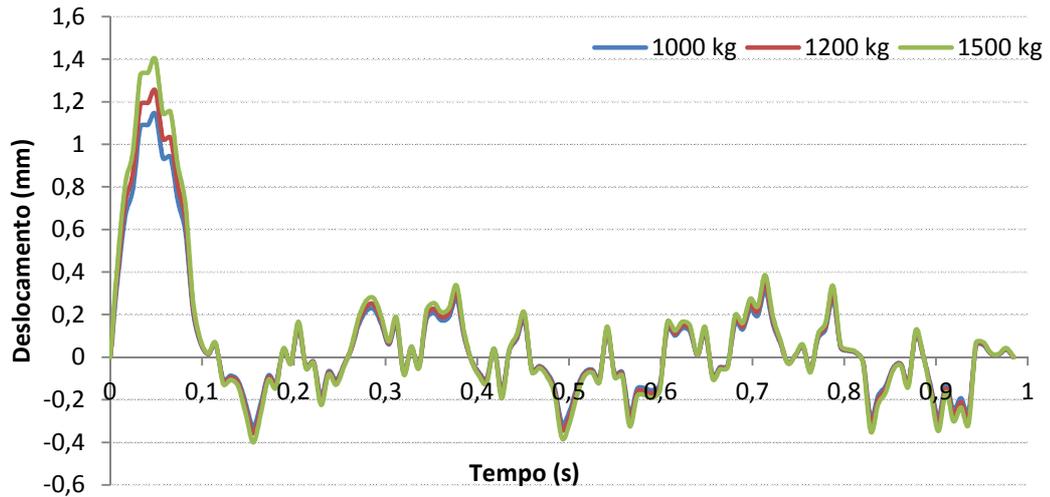


Figura 6.37 – Deslocamento no tempo para 60 km/h, 100 ms – nó 3077 MPD

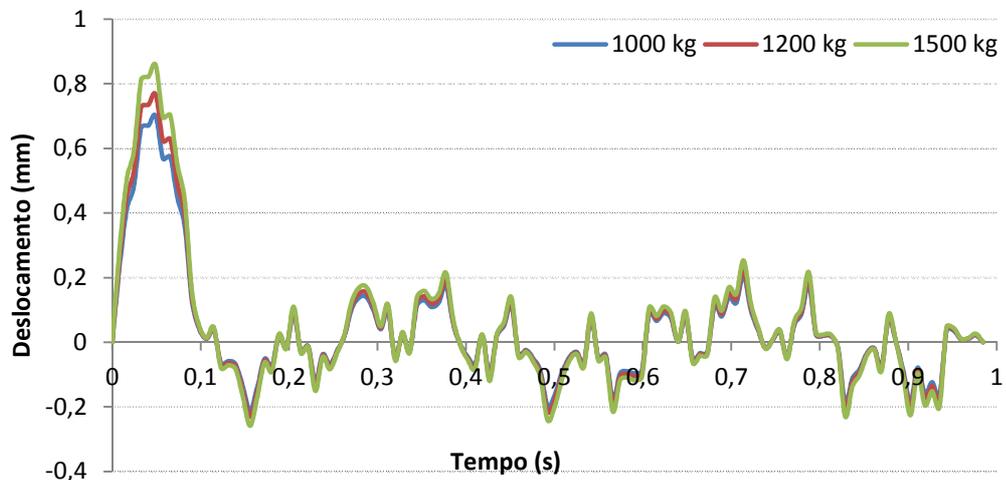


Figura 6.38 – Deslocamento no tempo para 60 km/h, 100 ms – nó 3054 MPD

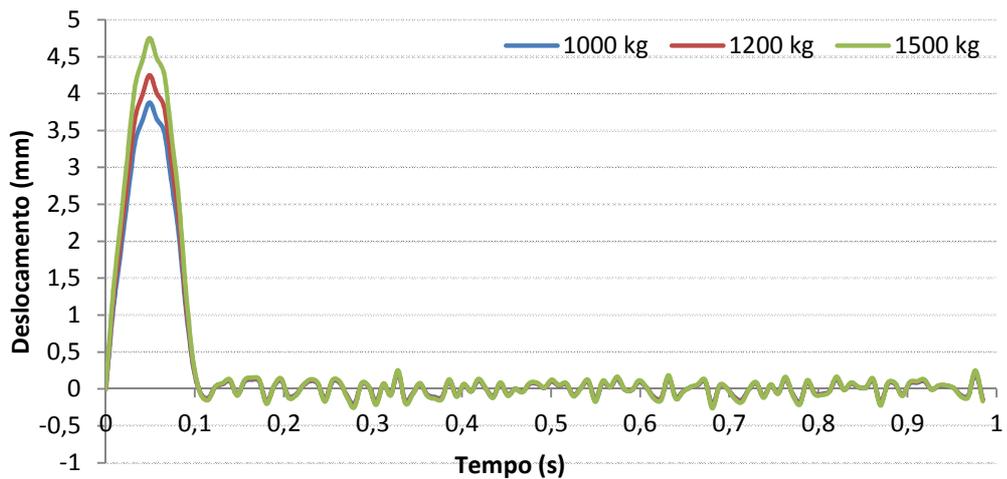


Figura 6.39 – Deslocamento no tempo para 60 km/h, 100 ms – nó 3677 MPD

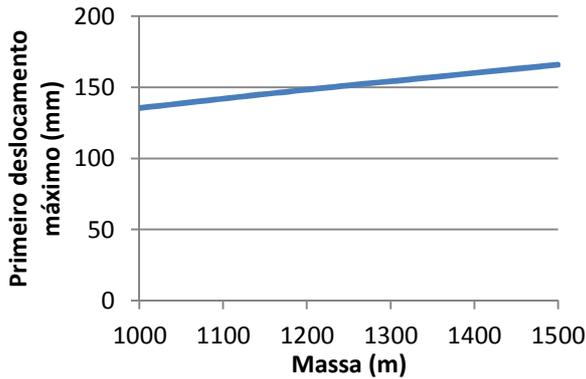


Figura 6.40 – Aumento do primeiro pico com a velocidade para 60 km/h, 100 ms – nó 563 MPD

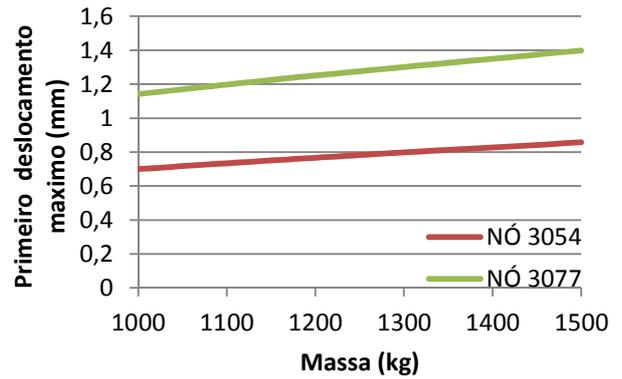


Figura 6.41 – Aumento do primeiro pico com a velocidade para 60 km/h, 100 ms – nós 3077 e 3054 MPD

Destas figuras, tem-se que, os valores das variações dos deslocamentos sobre a variação da velocidade é: 0,06 para o nó 563, e praticamente nulo nos nós 3077 e 3054.

Comparando-se os deslocamentos sofridos pela extremidade livre do poste, para o modelo MP, para a menor e maior carga de impacto observa-se que os valores máximos são praticamente o dobro dos respectivos deslocamentos para a situação de menor amplitude, Figura 6.42. Da mesma forma para o modelo MPD, também se tem o dobro dos respectivos deslocamentos para a situação de menor amplitude Figura 6.43.

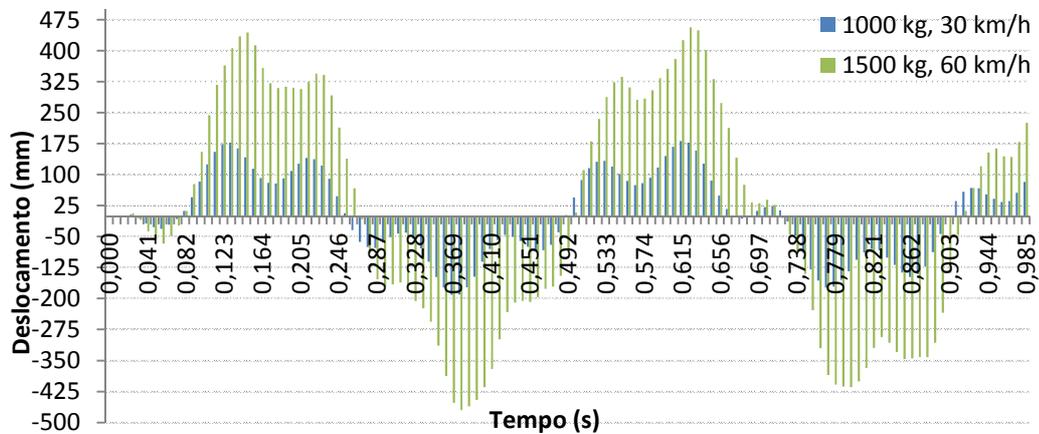


Figura 6.42 – Maior e menor carga de impacto – 563 MP

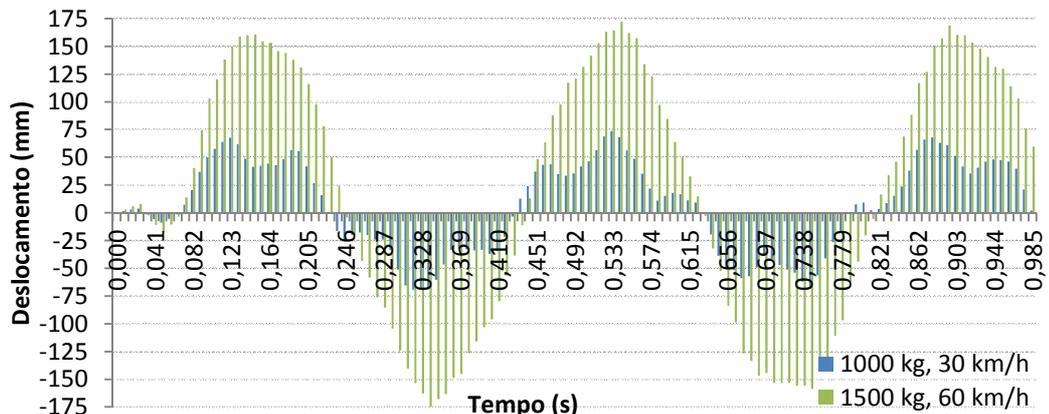


Figura 6.43 – Maior e menor carga de impacto – 563 MPD

Comparando-se os deslocamentos sofridos pela extremidade livre do poste, entre os modelos MP e MPD, considerando a menor carga de impacto, constata-se que no modelo MP os picos são maiores e ocorrem em períodos maiores que no modelo MPD, Figura 6.44. O mesmo comportamento é observado quando se compara os modelos para a maior carga de impacto (Figura 6.45). Verifica-se que no modelo MPD, os picos são menores e menos acentuados do que no MP, sendo que estes ocorrem em períodos menores que no modelo MP.

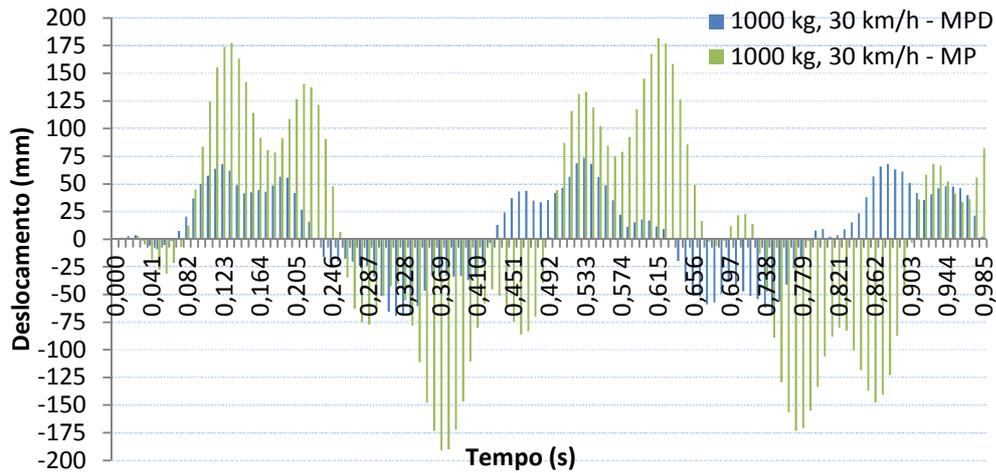


Figura 6.44 – Menor carga de impacto para MP e MPD – 563

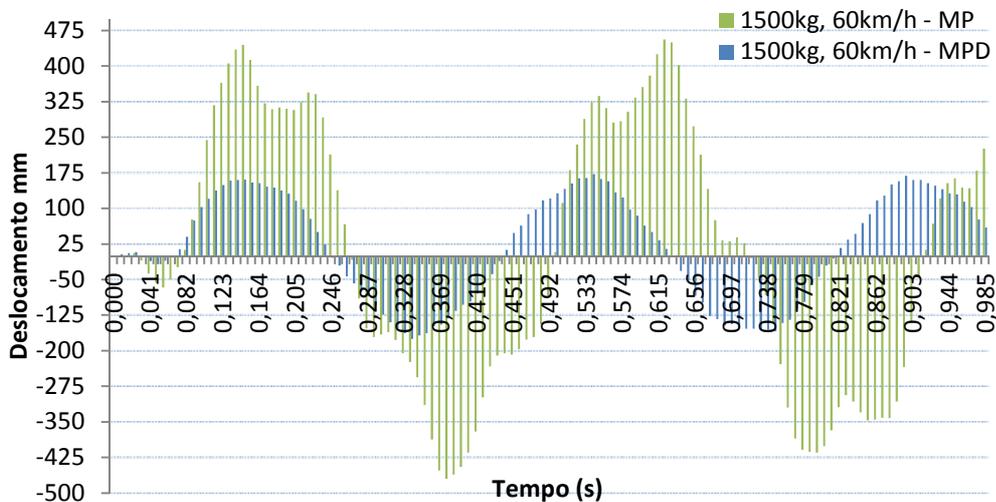


Figura 6.45 – Maior carga de impacto para MP e MPD – 563

## 7 CONCLUSÕES

O objetivo deste trabalho é avaliar o comportamento dinâmico do conjunto poste-defesa devido ao choque de veículos. Para tal, realizaram-se três análises, que são: estática, modal e transiente. Estas análises foram paramétricas a fim de verificar a influência de cabos de energia elétrica nas frequências naturais do poste e do sistema poste-defesa, bem como da massa do veículo, do tempo da carga de impacto e da velocidade do veículo.

Na análise modal, ao poste são acrescentados cabos e defesa, com a finalidade de verificar a influência destes componentes nas frequências naturais do poste. Para isso, seis modelos (MP, MPC- $x$ , MPC- $y$ , MPD, MPDC- $x$ , e MPDC- $y$ ) são analisados, usando o método dos elementos finitos, através do software SAP200 (CSI, 2008).

O modelo numérico do poste é validado a partir de uma solução analítica simplificada, onde o poste é considerado uma viga engastada na base e em balanço no topo, com secção transversal variável. Nesta solução, a viga com  $n$ GL é reduzida a 1GL, usando o Princípio do Deslocamento Virtual. Os resultados numéricos são considerados satisfatórios.

A partir dos resultados apresentados, pode-se concluir que a defesa cumpre seu papel na defesa do poste, pois torna o poste mais rígido. As frequências do sistema poste-defesa são em torno de 20% maiores que as do poste, diminuindo o risco de possível colapso devido às rajadas de vento.

Já em referência à carga de impacto, as frequências do poste e do sistema poste-defesa são, aproximadamente, 13% e 30%, respectivamente, maiores do que as das cargas de impacto (Tabela 5.10). Conclui-se, portanto, que não há a possibilidade de ocorrer o efeito da ressonância.

Já nos modelos com cabos, as frequências naturais são mais baixas do que no poste, nos primeiros modos, pois acredita-se que estes limitam a deflexão do poste. Quando a defesa é associada aos cabos, observa-se, para os modos mais elevados, uma tendência das frequências de se aproximarem das do conjunto poste-defesa, ou seja, a presença dos cabos não interfere nestas frequências.

Da análise paramétrica da areia, tanto para análise modal como para a de impacto, verifica-se que o módulo de elasticidade de 8,5 MPa melhor representa a condição da areia na defesa. Na análise transiente, este módulo representa a situação mais desfavorável, pois os deslocamentos para o módulo de 8,5 MPa são cerca de 50 % maiores que os correspondentes deslocamentos para o módulo de elasticidade mais alto, 50 MPa.

A análise paramétrica transiente dos modelos MP e MPD mostrou que o aumento do tempo de impacto faz com que os deslocamentos máximos ocorram mais a frente e não interferem na amplitude destes. Já a variação de velocidade causa um elevado aumento da amplitude dos deslocamentos, sendo este aumento maior do que os causados pela variação de massa do veículo, fato observado também a partir da equação para o cálculo da amplitude do impacto, haja vista que a velocidade aparece elevada ao quadrado.

Da comparação das análises transientes do MP e MPD, observa-se que a defesa diminui consideravelmente os efeitos da colisão sobre o poste, diminuindo em torno de 64 % os deslocamentos máximos da ponta do poste e cerca de 73 % na região do impacto.

A partir dos resultados apresentados para a análise transiente, pode-se concluir que o conjunto poste-defesa possui uma maior capacidade de absorção de energia de deformação gerada pelo impacto, tornando também o poste mais rígido, logo, cumprindo seu papel na defesa do poste, diminuindo o risco de possível colapso devido ao impacto.

## **7.1 Sugestões para trabalhos futuros**

É importante notar que a validação do modelo foi feito por um método simplificado, onde foram feitas várias considerações visando transformar o sistema de vários graus de liberdade em um sistema de um grau de liberdade. Portanto, pode-se desenvolver uma solução mais próxima ao real, através da teoria de viga de Euler-Bernoulli.

Pode-se também realizar análises experimentais com o objetivo de confirmar os resultados das análises numéricas através dos resultados obtidos com aquelas análises.

Para a análise do impacto considerou-se a colisão do veículo em posição ortogonal a seção impactada, no entanto este pode acontecer formando certo ângulo de impacto, o que pode ser estudado, ou seja, como se comportaria o poste sobre essa configuração de impacto.

Haja vista haver inúmeros modelos de postes pode-se realizar estudos idênticos a este com outros modelos, visando verificar as respostas e compará-las com as apresentadas neste trabalho.

Outro aspecto importante que pode ser estudado é a influência dos cabos nos modelos MP e MPD, quando estes são atingidos por um veículo, bem como o preenchimento da defesa, podendo esse ser feito por polímeros, borracha de pneus e outros materiais elásticos e que absorvam energia.

Outra sugestão é a possibilidade de se variar o formato geométrico da defesa e analisar como seria o comportamento desta.

Poderá ser feito também o balanço energético do impacto de veículos em postes com defesa, visando saber o quanto da energia de impacto é absorvida pela defesa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118 - **Cálculo e execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro, 2007.

ALVES, G. T. **Avaliação de absorção de energia de impacto. Uma abordagem baseada em testes com estruturas similares**. Dissertação de Mestrado, PUC-RIO, 2009.

BARSOUM, F.F.; ZHANG, Y.; and FAM, A. **Vibration testing of cantilevered steel pole with partial concrete filling**. *Conference Proceeding Paper of Structures Congress 2010*, 182–191 ( [http://dx.doi.org/10.1061/41130\(369\)18](http://dx.doi.org/10.1061/41130(369)18)), 2010.

BIGNELL, P.; **Evaluation of the Performance and Testing Techniques of Vehicle Frontal Protection Systems**. PhD thesis, Queensland University of Technology, 2004.

BRAZ, J. T. **Barreiras de tráfego – Conceitos e instalações**. BRAZHUMAN CORP - Engenharia Consultiva em Trânsito e Transportes, 2008.

CARACOGLIA, L.; JONES, N. P. **Numerical and experimental study of vibration mitigation for highway light pole**. *Engineering Structures*, 29, pp. 821–831, 2007.

COFONE, J. N.; RICH, A. S.; SCOTT, J. C. **A comparison of equations for estimating speed based on maximum static deformation for frontal narrow-object impacts**. *Accident Reconstruction Journal*, 2007.

CRAIG, R. R. **Structural dynamics: an introduction to computer methods**. Wiley, NY, 1981.

CSI - Computers and Structures Inc. **Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, and SAFE**. *Computers and Structures, Inc.*, Berkeley, 2008.

DAI, K. S., CHEN, S.E., QI, W.Y., CONNER, E., ERDLE, J., and GALLOWAY, C. **Field testing of directly embedded poles**. *Experimental Techniques*, 35:2, 14–23, 2011.

DERBYSHIRE, A. C.; TROUTBECK, R. **Results of a full-scale crash test into an energy absorbing lighting pole on a sloped roadside**. Road Safety Research, Policing and Education, 2001.

DIÁRIO DO NORDESTE. **Coelce questionada na Justiça**. Fortaleza, 01 Abr. 2009a. Disponível em: <<http://diariodonordeste.globo.com/materia.asp?codigo=627148>>. Acessado em 30 Jul. 2010.

DIÁRIO DO NORDESTE. **Fiação aérea esconde as belezas de Fortaleza**. Fortaleza, 01 Abr. 2009b. Disponível em: <<http://diariodonordeste.globo.com/materia.asp?codigo=627150>>. Acessado em 18 Jul. 2010.

ELMARAKBI, A.; SENNAH, K.; SAMAAN, M.; SIRIYA, P. **Crashworthiness of motor vehicle and traffic light pole in frontal collisions**. *Journal of Transportation Engineering*, 722-733, 2006.

ESKANDARIAN, A.; MARZOUGUI, D.; BEDEWI, N. E. **Impact finite-element analysis of slip-base sign support mechanism**. J. Transp. Engrg. 126:2, pp. 143-153, 2000.

ESTADÃO. **Acidente de trânsito é maior causa de morte de jovens, diz OMS**. São Paulo, 13 Abr. 2010. Disponível em: <<http://www.estadao.com.br/noticias/geral,acidente-de-transito-e-maior-causa-de-morte-de-jovens-diz-oms,518495,0.htm>>. Acessado em: 30 Mar. 2010.

FARAHANI, K.; MOFID, M. **A Solution method for general contact-impact problems**. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 187, pp. 69 - 77, 2000.

FERREIRA, J. D. **Postes de concreto armado**. Especificação técnica ET-300/2009 R-04J. COELCE, 2009.

FOEDINGER, R.; BOOZER, J. F.; BRONSTAD, M. E.; DAVIDSON, J. W. **Development of an Energy Absorbing Composite Utility Pole**. Highway and Facility Design, p. 149-157, 2002.

FREDRIKSSON, R.; HÅLAND, Y.; YANG, J. **Evaluation of a new pedestrian head injury protection system with a sensor in the bumper and lifting of the bonnet's rear part**. *ESV -Enhanced Safety of Vehicle, Conference*, 2001.

GUANG, D.; DAZHI, W.; JINHUAN, Z.; SHILIN, H. **Side structure sensitivity to passenger car crashworthiness during pole side impact**. Tsinghua Science and Technology. 12:3, pp. 290-295, ISSN 1007-0214, 2007.

HASSAN, M. A. **Comparison of structural damage and occupant injuries corresponding to a vehicle collision onto a pole versus a flat barrier**. Dissertação de Mestrado. University of Engineering and Technology, Karachi, Pakistan, 2002.

HIBBELER, R. C. **Resistência dos materiais**. 7ª Ed. São Paulo: PINI, 2010.

HOPPMANN II, W. H. **Effects of impact on structures**. Harri's shack and vibration hand book. Gril M. Havis, edition, Allan G. Piersol, editor, 5<sup>th</sup> ed., 2002.

JORNAL DE LONDRINA. **Postes de energia ganham proteção contra acidentes em Londrina**. Londrina, 14 Abr. 2010. Disponível em: <<http://www.jornaldelondrina.com.br/online/conteudo.phtml?tl=1&id=993531&tit=Post>>. Acessado em 11 Ago. 2010.

KHALILI, S. M. R.; SABOORI, B. **Transient dynamic analysis of tapered FRP composite transmission poles using finite element method**. Composite Structures, 92, pp. 275-283, 2010.

KRUGER, E. L. **Implementação da norma ISO 14.556 para instrumentação do ensaio Charpy convencional e comparação com nova metodologia proposta**. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2003.

MILNER, R.; GRZEBIETA, R.; ZOU, R. **Theoretical study of a motor vehicle-pole impact**. Road Safety Research, Policing and Education, 2001.

NSW Centre for Road Safety. **Reducing trauma as a result of crashes involving utility poles**. Austrália, 2009.

PONTES FILHO, G. **Estradas de rodagem: Projeto geométrico**. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

RAIA JR, A. A. **A responsabilidade pelos acidentes de trânsito segundo a visão zero**. Revista dos Transportes Públicos, Ano 31, nº121, p.7-18, 2009.

RAIA JR, A. A.; SANTOS, L. **Acidente zero: utopia ou realidade?** 15º Congresso Brasileiro de Transporte e Trânsito, Goiânia, 2005.

RAY, M. H. **Impact conditions in side-impact collisions with fixed road side objects**. Accidente Analysis & Prevention 31, pp. 21-30, 1999.

RESNICK, R.; HALLIDAY, D. **Física I**. 4ª Ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1983.

THOMSON, W. T.; DAHLEH, M. D. **Theory of vibrations with applications**. Prentice Hall, 5th Ed., 1998.

TORESAN JR., W. **Colisão de Automóveis em Postes de Concreto Armado: Estudo do Fenômeno e Desenvolvimento de uma Metodologia de Cálculo de Velocidade**, 2010. Disponível em: <<http://lattes.ufrgs.br/servlet/jpkFltGeral.cFltVisualizador?&pTipoIdentif=2&pTipoRelat=1&pCpf=62858688087&pCodOrigemCur=1>>. Acessado em: 16 JUN. 2011.

VELASCO, G. N.; LIMA, A. M. L. P.; COUTO, H. T. Z. **Análise comparativa dos custos de diferentes redes de distribuição de energia elétrica no contexto da arborização urbana**. Revista Árvore, Viçosa-MG, v.30, n.4, p.679-686, 2006.