

Guardas de Segurança de Betão em Estruturas Rodoviárias

Desenvolvimento de Modelos de Projecto para Cargas de Impacto

André Fernandes Calado Martins

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientadores

Professor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida

Professor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Júri

Presidente: Professor António Manuel Figueiredo Pinto da Costa

Orientador: Professor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Vogal: Professor António José da Silva Costa

Outubro 2017

Agradecimentos

Queria agora fazer um agradecimento àqueles que mais contribuíram para a concretização deste trabalho.

Em primeiro lugar, queira agradecer aos meus orientadores, Professor João Almeida e Professor Luís Guerreiro, não só pelos conhecimentos que transmitiram como também pela forma como me guiaram ao longo deste trabalho, estimulando-me sempre a aprofundar a análise do problema. Porém, o meu agradecimento é essencialmente para a disponibilidade que sempre demonstraram. Tenho consciência que terei sido um dos alunos que mais os solicitou ao longo do seu percurso como orientadores, e pela paciência que sempre demonstraram ficarei para sempre grato.

Agradeço também ao Professor Pedro Borges Dinis e ao Engenheiro Mário Arruda pelo auxílio na resolução de problemas relacionados com o programa ABAQUS.

Deixo igualmente um agradecimento bastante especial ao Professor Carlos Sousa Oliveira pelas sugestões que fez para o desenvolvimento deste trabalho e que permitiram tirar conclusões bastante importantes.

Da mesma forma, realço o contributo do técnico Filipe Aparício no apoio às questões dos sistemas informáticos.

Por fim, não posso deixar de agradecer aos meus familiares por, de uma maneira ou de outra, me ajudarem a definir os meus objectivos pessoais e por tudo terem feito para que os alcançasse.

Resumo

O projecto de sistemas de guardas de segurança em tabuleiros de estruturas rodoviárias implica o conhecimento da resposta, não só da barreira como também do tabuleiro, aquando de uma situação accidental de colisão de um veículo na barreira. A consideração deste efeito pela normalização europeia, em particular para o projecto da barreira, não está completamente clarificada. Assim sendo, o desenvolvimento de modelos numéricos que permitam entender plenamente este fenómeno reveste-se de uma importância fulcral. Estes modelos devem então possibilitar a compreensão da influência da consideração da não linearidade das relações constitutivas dos materiais e da consideração do carácter dinâmico associado a um impacto automóvel.

Admitindo um carregamento que represente a situação real, e tendo também em conta as indicações normativas, foi possível verificar que a consideração das características não lineares dos materiais conduz a uma redistribuição interna dos esforços, mobilizando maiores áreas tanto do tabuleiro como da barreira. Quanto ao efeito dinâmico, este não é perceptível devido aos múltiplos modos de vibração da estrutura, consequência das suas características de massa e de rigidez, pelo que para esta situação se obteve um coeficiente dinâmico unitário.

Para um caso de estudo, foi também realizada uma análise da carga de colapso, tendo-se concluído que mesmo para esta situação os danos permanentes ficam restritos à barreira de segurança, não se transmitindo para o tabuleiro. Tal situação deve-se essencialmente às quantidades de armadura adoptadas.

Palavras-Chave

Sistema Barreira de Segurança - Tabuleiro

Impacto Dinâmico

Coefficiente Dinâmico

Degradação de Cargas

Abstract

The design of a safety barrier – bridge deck system implies the knowledge of both the deck and the safety barrier behavior for a situation when a road vehicle collides with the barrier. The European codes for designing are doubtful about this subject, especially for the safety barrier case. Therefore, the development of numerical models that allow the study of the consequences of a vehicle collision on the barrier and the deck are of significant matter. Above all, this models must allow the understanding of the material nonlinear constitutive relations influence and the effect of a dynamic load associated with a vehicle collision.

Considering a set of loads that fully simulates a real collision, and also taking into account the proposals of the European Standards, it was possible to conclude that the nonlinear relations of the materials lead to a rearrangement of the internal stresses, mobilizing larger regions of the barrier and the deck. The dynamic effect is not relevant due to the multiple modes of vibration of the structure - consequence of its inner characteristics, such as the mass and the stiffness - which means that for this case the dynamic coefficient is close to one.

The collapse of the structure was also studied and it was possible to conclude that even for this case the permanent damages are strict to the barrier, not being transmitted to the deck. Such result was obtained as a consequence of the vertical reinforcement that was adopted for the barrier.

Keywords

Safety Barrier – Bridge Deck System

Dynamic Impact

Dynamic Coefficient

Load Degradation

Índice

Resumo	iii
Abstract.....	v
Lista de Tabelas	ix
Lista de Figuras	x
Lista de Símbolos	xiii
1 Capítulo 1	1
1.1 Enquadramento	2
1.2 Objectivos	2
1.3 Estrutura do documento	2
2 Capítulo 2	5
2.1 Introdução ao conceito de barreira de segurança	6
2.2 Normalização europeia.....	7
2.3 Normalização francesa.....	12
2.4 Normalização norte americana.....	15
2.5 Normalização australiana e indiana	16
3 Capítulo 3	19
3.1 Condições de fronteira e malha de elementos finitos	20
3.2 Coeficientes de amortecimento	23
3.3 Modelação do betão	25
3.4 Modelação do aço	27
4 Capítulo 4	29
4.1 Cargas permanentes	30
4.1.1 Peso próprio	30
4.1.2 Peso do pavimento	30
4.1.3 Peso do automóvel	30
4.2 Impacto do automóvel	31
4.2.1 Local de aplicação	31
4.2.2 Tempo de aplicação	32
4.2.3 Intensidade da força	34
5 Capítulo 5	39
5.1 Metodologia adoptada para a análise de resultados.....	40
5.2 Danos no tabuleiro e na barreira	41
5.3 Carga última	49
5.4 Degradação de cargas	54
5.5 Verificação da resistência ao esforço transversal	58
5.6 Coeficiente dinâmico	58
5.7 Modelos simples de projecto	73
5.7.1 Carregamento.....	73
5.7.2 Modelo barreira-tabuleiro	73
5.7.3 Definição de larguras de influência	73

5.7.4	Coeficiente dinâmico	73
6	Capítulo 6	75
6.1	Modelos de carregamento	76
6.2	Modelos de dimensionamento.....	76
6.3	Resposta dinâmica	77
6.4	Desenvolvimentos futuros	77
	Referências Bibliográficas	79
	Anexo A	83
	Anexo B	85
	Anexo C	89
	Anexo D	91

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 - Critérios de ensaio de colisão de veículos (EN 1317-2) [2]	8
Tabela 2.2 - Níveis de contenção (EN 1317-2) [2]	8
Tabela 2.3 - Níveis de gravidade de colisão (EN 1317-2) [2].....	9
Tabela 2.4 - Níveis de largura útil (EN 1317-2) [2].....	9
Tabela 2.5 - Níveis de intrusão do veículo (EN 1317-2) [2]	10
Tabela 2.6 – Classificação dos amortecedores de impacto em função do seu deslocamento (EN 1317-3) [3].....	11
Tabela 2.7 - Forças horizontais transmitidas ao tabuleiro, segundo o Eurocódigo 1 – Parte 2 [4].....	12
Tabela 2.8 - Tipos de barreiras de segurança, adaptado do SETRA [10]	12
Tabela 2.9 - Comparação dos vários modelos de barreira, em termos de custos globais, adaptado do SETRA [10].....	14
Tabela 2.10 - Níveis de contenção e critérios de teste para guardas de segurança rodoviárias. Valores nas unidades do Sistema Imperial. Adaptado de AASHTO [11].....	15
Tabela 2.11 - Cargas de dimensionamento para barreiras de segurança. Valores nas unidades do Sistema Imperial. Adaptado de AASHTO [11]	16
Tabela 2.12 - Níveis de contenção, adaptado da norma indiana [14].....	17
Tabela 2.13 - Parâmetros mínimos de resistência das barreiras de segurança, adaptado da norma indiana [14]	18
Tabela 3.1 - Características do modelo de elementos finitos desenvolvido no programa ABAQUS....	23
Tabela 3.2 - Primeiras 4 frequências fundamentais da estrutura, calculadas pelo programa ABAQUS (unidades em rad/s).....	24
Tabela 3.3 - Coeficientes de amortecimento dinâmico de Rayleigh	24
Tabela 3.4 - Valores médios das características mecânicas do betão C35/45	25
Tabela 3.5 - Características mecânicas do betão C35/45, afectadas pelo factor dinâmico	26
Tabela 3.6 - Características mecânicas do aço A500 NR, com e sem influência do factor dinâmico ..	28

Lista de Figuras

Figura 2.1 - Principais tipos de barreiras de segurança, de acordo com Dhafer et al. [8]. Unidades em (mm)	6
Figura 2.2 - Representação esquemática dos parâmetros W, D e VI (EN 1317-2) [2].....	10
Figura 2.3 - Representação de um amortecedor de impacto e dos parâmetros Da e Dd (EN 1317-3) [3]	11
Figura 2.4 - Secção transversal das barreiras do tipo BN1 e BN2, adaptado do SETRA [10]	13
Figura 2.5 - Secção transversal das barreiras do tipo DBA e GBA, adaptado do SETRA [10]	13
Figura 2.6 - Exemplo da pormenorização da ligação barreira-tabuleiro, de acordo com o SETRA [10]	14
Figura 2.7 - Representação esquemática dos parâmetros apresentados na Tabela 2.11. AASHTO [11]	16
Figura 3.1 - Corte representativo da secção do sistema barreira-tabuleiro, adaptado de Mendes [15]. Unidades em m	20
Figura 3.2 - Pormenorização de armaduras do tabuleiro e da barreira de segurança, adaptado de Mendes [15].....	20
Figura 3.3 - Representação esquemática do tipo da secção transversal de uma ponte com secção em caixão	21
Figura 3.4 - Condições de fronteira definidas no programa ABAQUS	21
Figura 3.5 - Tipos de elementos que se pode considerar numa análise por elementos finitos	22
Figura 3.6 - Malha de elementos finitos definida no programa ABAQUS	23
Figura 3.7 - Relações constitutivas do betão à tracção, afectadas pelo factor dinâmico	27
Figura 3.8 - Relações constitutivas do betão à compressão, afectadas pelo factor dinâmico	27
Figura 3.9 - Relações constitutivas do aço, afectadas pelo factor dinâmico	28
Figura 4.1 - Medidas (em m) para a distribuição do peso de um automóvel (Eurocódigo 1-Parte 2) [4]	31
Figura 4.2 - Forma do modelo de aplicação da carga associada a um impacto automóvel	34
Figura 4.3 - Barreiras de segurança com forma cilíndrica que serviram de base ao trabalho de Mohammad Iqbal [24]. Medidas nas Unidades do Sistema Imperial.....	34
Figura 4.4 - Representação das variáveis θ , β , C_{max} e F_{NP} , adaptado de Jiang et al. [21].....	35
Figura 4.5 - Modelo representativo do impacto e da interacção dinâmica, de acordo com o Eurocódigo 1- Parte 1-7 [25].....	36
Figura 4.6 - Representação das cargas aplicadas ao sistema barreira-tabuleiro de acordo com o que foi modelado no programa ABAQUS	38
Figura 5.1 - Alinhamento correspondente à secção mais esforçada do tabuleiro	40
Figura 5.2 - Distribuição de tensões normais ao longo do tabuleiro antes da força de impacto começar a actuar (primeira fase de carregamento). Tensões em MPa.....	42
Figura 5.3 - Distribuição de tensões normais ao longo do tabuleiro no instante em que a força de impacto é máxima (segunda fase de carregamento). Tensões em MPa	42

Figura 5.4 - Distribuição de tensões normais ao longo do tabuleiro após a carga associada ao impacto deixar de actuar (terceira fase de carregamento). Tensões em MPa.....	42
Figura 5.5 - Corte transversal ao longo do tabuleiro e da barreira para o instante de tensões normais (direcção xx) máximas no tabuleiro	43
Figura 5.6 - Ponto central do topo da barreira.....	44
Figura 5.7 - Deslocamento horizontal, ao longo do tempo, do ponto central do topo da barreira	44
Figura 5.8 - Deslocamento vertical ao longo do alinhamento representado na Figura 5.1 para o final da primeira fase de carregamento	45
Figura 5.9 - Deslocamento vertical ao longo do alinhamento representado na Figura 5.1 para o final da terceira parte de carregamento	45
Figura 5.10 - Tensões segundo a direcção zz na parte da frente e na parte de trás da barreira	46
Figura 5.11 - Tensões na barreira segundo a direcção yy para o instante imediatamente antes da fendilhação e para o instante final da terceira fase de carregamento	47
Figura 5.12 - Mapa de extensões principais do aço para o instante final da terceira fase de carregamento	49
Figura 5.13 - Possíveis modelos de linhas de rotura	49
Figura 5.14 - Mecanismo de colapso adoptado	50
Figura 5.15 - Mecanismo de colapso, adaptado da norma norte americana (AASHTO [11])	51
Figura 5.16 - Tensões segundo a direcção xx para o instante em que a força de pico é máxima, $P = 350\text{ kN}$	51
Figura 5.17 - Mapa de extensões principais do aço para o instante final da terceira fase de carregamento, $P = 350\text{ kN}$	52
Figura 5.18 - Tensões segundo a direcção xx para o instante final da terceira fase de carregamento, $P = 350\text{ kN}$	53
Figura 5.19 - Evolução das extensões principais máximas das armaduras verticais ao longo da barreira	54
Figura 5.20 - Comparação entre os esforços distribuídos ao longo da secção mais esforçada do tabuleiro para a situação Estática-Linear e para a situação Dinâmica-Não Linear	55
Figura 5.21 - Esforços reais gerados ao longo do tabuleiro para o modelo Dinâmico-Não Linear	57
Figura 5.22 - Comparação entre a sugestão para a distribuição de cargas e as recomendações normativas. Larguras de distribuição em cm.....	58
Figura 5.23 - Comparação do esforço axial distribuído e do momento flector distribuído para a situação estática e para a situação dinâmica	59
Figura 5.24 - Deslocamento vertical do ponto extremo do tabuleiro ao longo do tempo para o caso estático e para o caso dinâmico.....	60
Figura 5.25 - Representação do ponto extremo do tabuleiro utilizado para a obtenção do deslocamento vertical ao longo do tempo	61
Figura 5.26 - Diferentes durações para o ciclo carga-descarga	61
Figura 5.27 - Comparação do esforço axial distribuído e do momento flector distribuído para diferentes durações de tempo de ciclo carga-descarga	62

Figura 5.28 - Comparação entre a modelação linear e a modelação não linear	63
Figura 5.29 – Comparação entre os esforços obtidos no tabuleiro para o modelo estático e para um modelo com ciclo carga-descarga não linear.....	64
Figura 5.30 - Modelação da força de impacto com forma trapezoidal	65
Figura 5.31 - Comparação entre os esforços gerados no tabuleiro por um carregamento estático e um carregamento dinâmico e com forma trapezoidal	66
Figura 5.32 - Deslocamento vertical do ponto extremo do tabuleiro ao longo do tempo para um carregamento não linear e para um carregamento trapezoidal	67
Figura 5.33 - Deslocamento vertical do ponto extremo do tabuleiro ao longo do tempo para um modelo afectado pelo amortecimento de Rayleigh. O tempo de aplicação da carga é de 0,4 s.....	68
Figura 5.34 - Esforços gerados ao longo da secção mais esforçada do tabuleiro para o caso estático e para o caso dinâmico com amortecimento.....	69
Figura 5.35 - Sistema de um grau de liberdade, adaptado de Biggs [30].....	70
Figura 5.36 - Relação entre o deslocamento máximo dinâmico e o tempo de aplicação da carga para um carregamento triangular, adaptado de Biggs [30]	71
Figura 5.37 - Relação entre o deslocamento máximo dinâmico e o tempo de aplicação da carga para um carregamento dinâmico, para o sistema barreira-tabuleiro em estudo no presente documento....	72
Figura 5.38 - Modelo sugerido para o projecto de barreiras de segurança	74

Lista de Símbolos

Maiúsculas Latinas

E_{cm} – Módulo de Elasticidade médio do betão

$E_{c,imp}$ – Módulo de Elasticidade do betão, afectado pelo factor dinâmico

E_s – Módulo de Elasticidade do aço

W_k – Abertura característica de fendas

$S_{r,max}$ – Distância máxima entre fendas

M – Massa do sistema

K – Rigidez do sistema

C – Amortecimento do sistema

Minúsculas Latinas

y – Deslocamento vertical

a – Amplitude

v – Velocidade de impacto

d – Altura útil da secção

b_w – Largura da secção

p – Carregamento exterior aplicado ao sistema

f_{ck} – Tensão característica de compressão do betão para um provete cilíndrico

f_{cm} – Tensão de compressão média

f_{ctm} – Tensão de tracção média

$f_{c,imp,k}$ – Tensão característica do betão à compressão, afectada pelo factor dinâmico

$f_{ct,imp,k}$ – Tensão característica do betão à tracção, afectada pelo factor dinâmico

f_y – Tensão de cedência do aço

f_u – Tensão última do aço

Minúsculas Gregas

ξ – Taxa de amortecimento crítico

α – Coeficiente de amortecimento proporcional à massa

β – Coeficiente de amortecimento proporcional à rigidez

ω – Frequências fundamentais do sistema

δ – Deslocamento

ρ_l – Taxa de armadura

ν – Coeficiente de Poisson

σ_c – Tensão de cedência

ε_c – Extensão de cedência do betão sujeito a compressão uniaxial

ε_{cu} – Extensão de rotura do betão sujeito a compressão uniaxial

ε_t – Extensão de cedência do betão sujeito a tracção uniaxial

$\dot{\varepsilon}_{c0}$ – Taxa de deformação estática do betão sujeito a compressão

$\dot{\varepsilon}_c$ – Taxa de deformação dinâmica do betão sujeito a compressão

$\dot{\varepsilon}_t$ – Taxa de deformação dinâmica do betão sujeito a tracção

$\varepsilon_{c,imp}$ – Extensão de pico do betão à compressão, afectada pelo factor dinâmico

$\dot{\varepsilon}_s$ – Taxa de deformação dinâmica do aço

ε_{sm} – Extensão média do aço

ε_{cm} – Extensão média do betão

Lista de Acrónimos

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

SETRA – Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

DFL – Dynamic Load Factor

Capítulo 1

Introdução

Neste capítulo faz-se uma a introdução ao tema abordado ao longo deste documento. Refere-se um enquadramento geral do trabalho, os seus objectivos e a forma como o presente documento se encontra organizado.

1.1 Enquadramento

Os sistemas barreira de segurança – tabuleiro considerados neste trabalho apresentam a sua complexidade no facto de a barreira, de betão armado e betonada “in-situ”, estar monoliticamente ligada ao tabuleiro. Quer isto dizer que, à partida, o tabuleiro e a barreira funcionarão como um só elemento estrutural, pelo que o carregamento aplicado sobre a barreira será totalmente transmitido ao tabuleiro. Actualmente, a normalização europeia existente é pouco abrangente nesta área, particularmente no que toca a barreiras de segurança. A EN 1317 [1] [2] [3], norma relativa a barreiras de segurança rodoviárias, fornece essencialmente indicações para testes à escala real e sua validação. Quanto ao tabuleiro, a consideração da transmissão de forças resultante do efeito de acções sobre a barreira é apenas contemplada através de uma força horizontal transmitida da barreira para o tabuleiro, de acordo com o Eurocódigo 1 [4]. Assim sendo, é preciso em primeiro lugar definir um carregamento que permita simular da forma o mais real possível as forças geradas sobre o sistema barreira-tabuleiro por um impacto automóvel e conjugá-lo com as indicações normativas. A definição desse carregamento deve ser feita em termos do tempo de aplicação, do local de aplicação e da intensidade da força. A aplicação deste carregamento permite, através de um modelo numérico não linear, compreender qual a influência de uma força de impacto sobre a barreira e o tabuleiro, o que possibilita o desenvolvimento de um conjunto de procedimentos, mais abrangentes do que os previstos pela normalização existente, para o dimensionamento e verificação de segurança tanto da barreira como do tabuleiro.

1.2 Objectivos

O conhecimento da influência de uma carga dinâmica sobre a barreira, com vista ao desenvolvimento das referidas propostas, pressupõe o conhecimento dos danos tanto sobre a barreira como sobre o tabuleiro. Ou seja, pretende saber-se, em primeiro lugar, se o impacto de um automóvel na barreira provoca danos permanentes no tabuleiro ou se estes ocorrem apenas na barreira. Para além disso, as situações de projecto estão normalmente associadas a um dimensionamento que considera cargas estáticas e que os materiais apresentam comportamento elástico linear. É também um dos objectivos deste trabalho averiguar qual a influência de se considerar uma carga dinâmica em vez de estática e de se considerar as relações constitutivas não lineares dos materiais. Em suma, pretende estudar-se qual a degradação das cargas ao longo da barreira e do tabuleiro, o que permitirá desenvolver propostas simples de projecto que tenham em conta o efeito de uma força de impacto a actuar sobre a barreira.

1.3 Estrutura do documento

O presente documento encontra-se organizado em seis capítulos, contendo também quatro anexos.

No Capítulo 1 faz-se uma introdução ao tema em estudo. Estabelecem-se os objectivos do trabalho e quais os resultados que se pretende obter. Apresenta-se também a organização do documento.

No Capítulo 2 resumem-se as recomendações presentes nas várias normas existentes relativas a barreiras de segurança de estruturas rodoviárias.

No Capítulo 3 aborda-se o processo de modelação do sistema barreira-tabuleiro através do programa de elementos finitos ABAQUS [5]. São aqui também indicados os pressupostos tidos em conta para a definição das relações constitutivas dos materiais que constituem esse sistema.

No Capítulo 4 descreve-se a definição do carregamento associado a uma colisão de um veículo com a barreira de segurança, em termos da sua intensidade, ponto de aplicação e tempo de aplicação.

No Capítulo 5 procede-se à apresentação e análise de resultados. Analisam-se os danos no tabuleiro e na barreira provocados por um impacto automóvel, o que permite compreender a degradação das cargas ao longo da estrutura e desenvolver propostas para a análise de sistemas barreira-tabuleiro. Investiga-se também o carácter dinâmico associado a uma força de impacto.

No Capítulo 6 apresentam-se as principais conclusões que se podem extrair dos resultados obtidos. São também apontadas algumas sugestões quanto a desenvolvimentos futuros na temática deste trabalho.

Capítulo 2

Análise da regulamentação existente

Neste capítulo referem-se os vários tipos de barreira de segurança e a sua utilização. Elabora-se ainda uma resenha das recomendações da regulamentação existente em diversos países, relativamente a barreiras de segurança.

2.1 Introdução ao conceito de barreira de segurança

O foco central do presente documento é o estudo de sistemas barreira de segurança – tabuleiro, em particular para o caso de pontes. De acordo com Grzebieta et al. [6], as barreiras de segurança (ou guardas de segurança) em betão armado são amplamente utilizadas em zonas onde a aplicação de uma barreira de segurança muito deformável não é aconselhável, tais como pontes, zonas onde objectos perigosos estão perto da via ou zonas de ribanceira. Podem também ser utilizadas como separador central entre duas faixas de rodagem, pois a passagem de um veículo para a faixa contrária deverá ser evitada. Têm como principais vantagens a sua pequena deformabilidade e o facto de implicarem, em geral, menores custos de manutenção.

Segundo a EN 1317-1, as barreiras de segurança têm o objectivo de restringir ou redireccionar com segurança veículos em movimento para o benefício dos seus ocupantes e de outros utilizadores da estrada [1]. Grzebieta et al. [7] salienta ainda que uma boa barreira de segurança deverá possibilitar uma adequada dissipação de energia, uma vez que quanto maior for a energia dissipada pela barreira, menor será o risco para os ocupantes do veículo.

Relativamente aos tipos de barreiras em geral utilizadas na plena via, podem considerar-se cinco tipos: *F-Shape*, *New Jersey*, *Single-Slope*, *Vertical Shape* e *Inverted Shape*, sendo estas formas habituais representadas na Figura 2.1, de acordo com Dhafer et al. [8].

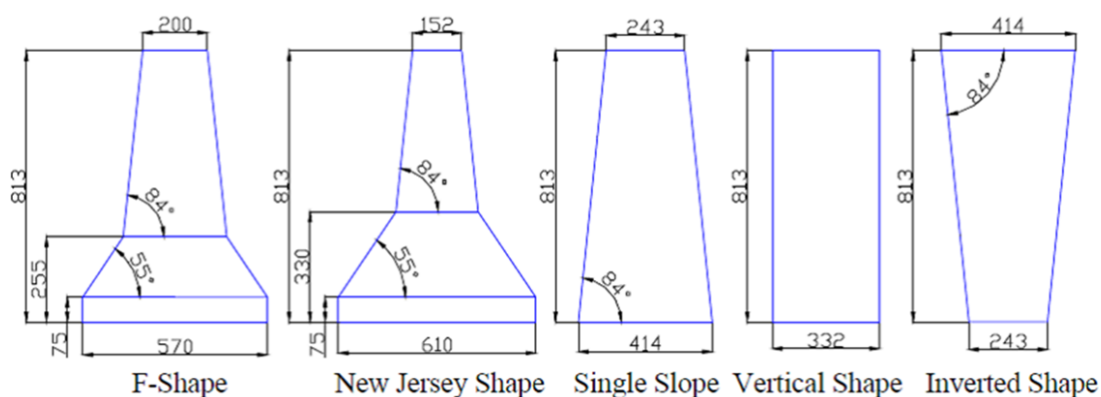


Figura 2.1 - Principais tipos de barreiras de segurança, de acordo com Dhafer et al. [8].

Unidades em (mm)

Sendo que a principal função destas guardas de segurança é manter os veículos dentro da via, diversos estudos foram realizados no sentido de encontrar formas de barreira que impedissem os veículos de capotar após a colisão ou que houvesse um elevação tal que permitisse que o veículo pudesse passar por cima da barreira. Foram também desenvolvidos diversos estudos no sentido de otimizar as dimensões de cada barreira, tendo esses resultados sido compilados num artigo de Mohammed et al. [9]. Com estes estudos foi também possível concluir que pequenas variações nas dimensões das barreiras não têm um efeito significativo na sua resposta a colisões.

As primeiras barreiras de segurança em betão armado começaram a ser utilizadas nos EUA na década de 1940, tendo na altura sido desenvolvidas com o intuito de reduzir os custos de reparação das barreiras existentes, após a colisão de veículos pesados.

Hoje em dia, e tal como acontecia no princípio, as barreiras do tipo *New Jersey* são as mais utilizadas, embora seja conhecido que as barreiras do tipo *F-Shape* têm melhor comportamento face ao rolamento (quando a força resultante associada ao peso do veículo deixa de estar aplicada no seu centro de gravidade), para pequenos veículos. Por sua vez, as barreiras do tipo *Single-Slope* (também designadas *Constant-Slope*) são a mais recente geração de barreiras de segurança, tendo vindo a tornar-se populares por permitirem a aplicação de sucessivas camadas de pavimento sem alterar a forma da barreira.

2.2 Normalização europeia

Relativamente à normalização referente a barreiras de segurança, estas estão contempladas através da EN 1317. Contudo, há que ter em conta que esta norma não indica nem modelos nem cargas de dimensionamento. Como a própria norma indica, o seu objectivo é o de especificar os requisitos para o desempenho de barreiras de segurança face à colisão, definindo classes de desempenho para diferentes níveis de contenção e critérios de aceitação dos ensaios de colisão. Esta norma apresenta-se, então, como uma base comum para a recolha de dados de colisão de veículos, identificando quais os métodos de teste e critérios de aceitação.

A EN 1317 está dividida em 8 partes. É importante referir que ao longo do tempo esta norma foi sofrendo vários ajustes em termos de organização, o que faz com que alguns capítulos passassem de uma parte para outra.

A primeira parte da EN 1317 [1] indica os critérios gerais para os métodos de teste, como por exemplo as características do local onde vai ser realizado o teste (uma superfície pavimentada e em boas condições de limpeza) e o tipo de veículo a utilizar (o veículo deve ser representativo da actual frota europeia e deve estar limpo e no seu estado original, não tendo sofrido alterações ou reparos).

A segunda parte da EN 1317 [2] aborda sobretudo as classes de desempenho da barreira. Para tal, especifica critérios para os quatro pontos apresentados em seguida:

- 1) Critérios de ensaio: Estabelece as características gerais de cada ensaio, em termos de tipo de veículo, massa do veículo, velocidade e ângulo de colisão (medido em relação à barreira), tal como apresentado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Critérios de ensaio de colisão de veículos (EN 1317-2) [2]

Ensaio	Velocidade de Colisão (km/h)	Ângulo de Colisão em graus (°)	Massa Total do Veículo (kg)	Tipo de Veículo
TB11	100	20	900	Automóvel
TB21	80	8	1300	Automóvel
TB22	80	15	1300	Automóvel
TB31	80	20	1500	Automóvel
TB32	110	20	1500	Automóvel
TB41	70	8	10000	Veículo Pesado Rígido
TB42	70	15	10000	Veículo Pesado Rígido
TB51	70	20	13000	Autocarro
TB61	80	20	16000	Veículo Pesado Rígido
TB71	65	20	30000	Veículo Pesado Rígido
TB81	65	20	38000	Veículo Pesado Articulado

- 2) Níveis de contenção: A escolha do nível de contenção deve ser feita tendo em conta diversos factores, tais como o tipo de estrada e a sua localização, o traçado geográfico e a existência de áreas potencialmente perigosas adjacentes à via. Os diferentes níveis de contenção estão representados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Níveis de contenção (EN 1317-2) [2]

Níveis de Contenção	Ensaio de Aceitação
Contenção num ângulo fechado T1 T2 T3	TB21 TB22 TB41 e TB21
Contenção normal N1 N2	TB31 TB32 e TB11
Contenção mais elevada H1 H2 H3	TB42 e TB11 TB51 e TB11 TB61 e TB11
Contenção muito elevada H4a H4b	TB71 e TB11 TB81 e TB11

- 3) Gravidade da colisão: reflete os danos para os passageiros e é avaliada em função do parâmetro ASI (Acceleration Severity Index) e do parâmetro THIV (Theoretical Head Impact Velocity). Em função dos valores de ASI e de THIV, são definidos 3 níveis de gravidade de colisão – A, B e C – sendo que o nível A é o que representa um maior grau de segurança e o nível C aquele que representa o menor grau de segurança. Os níveis de gravidade de colisão são especificados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Níveis de gravidade de colisão (EN 1317-2) [2]

Nível de Gravidade de Colisão	Valores de Índice		
A	ASI ≤ 1,0	and	THIV ≤ 33 km/h
B	ASI ≤ 1,4		
C	ASI ≤ 1,9		

- 4) Deformação do sistema de restrição: é medida em função da deflexão dinâmica (D) e da largura útil (W). A deflexão dinâmica define-se como o deslocamento dinâmico lateral máximo do lado do sistema de restrição virado para o trânsito. A largura útil constitui a distância entre o lado virado para o trânsito antes da colisão do sistema de segurança e a posição dinâmica lateral máxima de qualquer parte importante do sistema. É ainda definido um outro parâmetro, embora apenas aplicável a veículos pesados, que representa o nível de intrusão do veículo (VI – Vehicle Intrusion). Este parâmetro é relativo à máxima posição lateral dinâmica a partir da barreira indeformada, do lado do trânsito. Na Figura 2.2 encontra-se a representação destas três variáveis, apresentando-se também na Tabela 2.4 e na Tabela 2.5, os níveis de largura útil e de intrusão do veículo, respectivamente.

Tabela 2.4 - Níveis de largura útil (EN 1317-2) [2]

Classes de Níveis de Largura Útil	Níveis de Largura Útil (m)
W1	W ≤ 0,6
W2	W ≤ 0,8
W3	W ≤ 1,0
W4	W ≤ 1,3
W5	W ≤ 1,7
W6	W ≤ 2,1
W7	W ≤ 2,5
W8	W ≤ 3,5

Nota 1 – Em casos específicos, pode ser especificada uma classe de largura útil inferior a W1
Nota 2 – A deformação depende do tipo do sistema e das características do teste de impacto

Tabela 2.5 - Níveis de intrusão do veículo (EN 1317-2) [2]

Classes de Níveis de Intrusão do Veículo	Níveis de Intrusão do veículo (m)
VI 1	VI ≤ 0,6
VI 2	VI ≤ 0,8
VI 3	VI ≤ 1,0
VI 4	VI ≤ 1,3
VI 5	VI ≤ 0,7
VI 6	VI ≤ 2,1
VI 7	VI ≤ 2,5
VI 8	VI ≤ 3,5

Nota 1 – Em casos específicos, pode ser especificada uma classe de largura útil inferior a VI 1

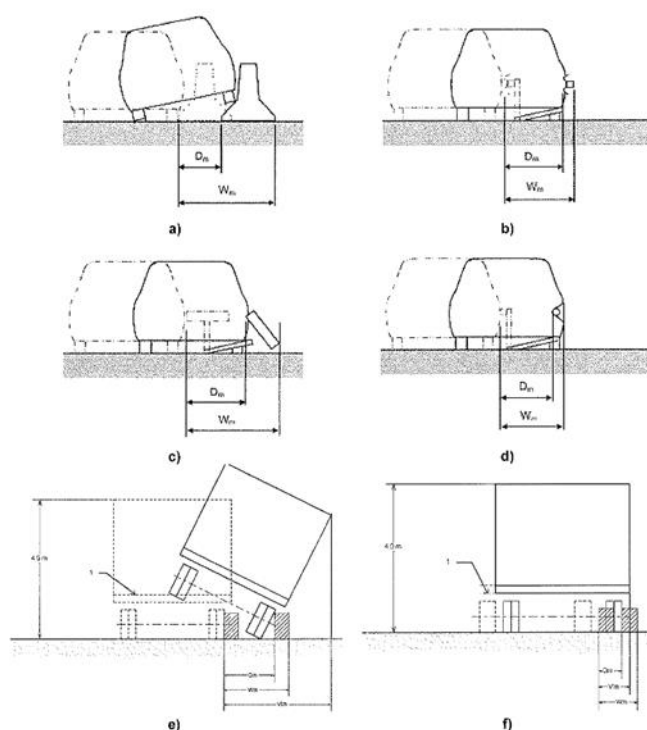


Figura 2.2 - Representação esquemática dos parâmetros W, D e VI (EN 1317-2) [2]

A segunda parte da EN 1317 [2] acrescenta ainda alguma informação relativa ao comportamento da barreira de segurança. Especifica que a barreira, ao redireccionar o veículo após a colisão, não deve registar a rotura completa dos elementos longitudinais do sistema. Para além disso, há que garantir que nenhuma parte do sistema de segurança se solte completamente e constitua assim um perigo para o tráfego e peões. É também necessário prevenir que alguma parte do sistema penetre no compartimento de passageiros do veículo.

Acrescenta ainda, relativamente ao comportamento do veículo de ensaio, que o seu centro de gravidade não deve ultrapassar a linha central do sistema deformado, devendo o veículo permanecer a prumo durante a colisão (deve evitar-se o rolamento do veículo).

A terceira parte da EN 1317 [3] é como que uma continuação da parte 2, tendo em acréscimo informação relativa às estruturas metálicas (amortecedores de impacto – *Crash Cushion*) que antecedem longitudinalmente a barreira de betão armado, estando um exemplo de uma dessas estruturas representado na Figura 2.3. São definidas oito classes para este sistema consoante o seu deslocamento permanente após a colisão. A classificação desses amortecedores deve ser feita de acordo com a Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Classificação dos amortecedores de impacto em função do seu deslocamento (EN 1317-3) [3]

Classes de Amortecedores de Impacto	Deslocamento	
	Da (m)	Dd (m)
D1	0,5	0,5
D2	1,0	1,0
D3	2,0	2,0
D4	3,0	3,0
D5	0,5	≥ 0,5 no Teste 3
D6	1,0	≥ 1,0 no Teste 3
D7	2,0	≥ 2,0 no Teste 3
D8	3,0	≥ 3,0 no Teste 3

Nota 1 – O Teste 3 consiste num teste de colisão com o amortecedor, com um ângulo de embate de

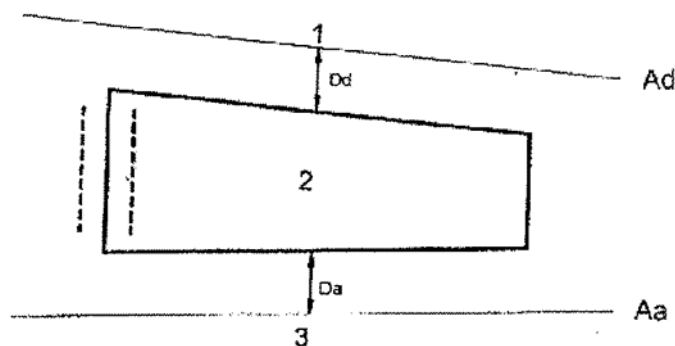


Figura 2.3 - Representação de um amortecedor de impacto e dos parâmetros Da e Dd (EN 1317-3) [3]

Ainda dentro das normas europeias, o Eurocódigo 1 – Parte 2 [4], relativo às acções em estruturas, embora não especifique valores de dimensionamento para as barreiras de segurança, fornece valores para a força horizontal transferida para o tabuleiro pelo sistema de retenção, tal como apresentado na Tabela 2.7. Estes valores foram calculados a partir de medições feitas em testes de colisão à escala real e são dados em função da rigidez da ligação. A rigidez da ligação está dividida em quatro classes, A, B, C e D, correspondentes a valores crescentes de rigidez entre A e D. Alerta-se também para o facto de não estar provada nenhuma relação entre os valores propostos e o desempenho real das

barreiras de segurança, admitindo-se apenas que uma maior rigidez da barreira conduzirá a esforços superiores transmitidos ao tabuleiro.

Tabela 2.7 - Forças horizontais transmitidas ao tabuleiro, segundo o Eurocódigo 1 – Parte 2 [4]

Classe Recomendada	Força Horizontal (kN)
A	100
B	200
C	400
D	600

É ainda indicado que a força horizontal, aplicada transversalmente à barreira, deve ser aplicada 100 mm abaixo do topo da barreira de segurança ou 1,0 m acima da linha de ligação com o tabuleiro, devendo escolher-se o valor mais baixo entre os dois. Esta força deve também ser aplicada distribuída longitudinalmente, ao longo de uma linha de 0,5 m.

Apesar do facto de em Portugal se adoptarem as normas europeias, não deixa de ser importante referir alguma da normalização e recomendações que se utilizam noutros países.

2.3 Normalização francesa

Em França, o SETRA [10] (Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes) desenvolveu um documento muito vasto sobre barreiras de segurança do nível H2 e H3, de acordo com o especificado na EN 1317. Aqui apresentam-se diversos modelos de barreiras, indicam-se quais devem ser os critérios de escolha das barreiras e ainda se fornecem disposições técnicas, não só relativamente ao posicionamento da barreira na via, como também pormenorizações das ligações barreira-tabuleiro. Tal como se pode ver na Tabela 2.8, este documento recomenda não só barreiras de betão armado, como também de aço e de betão não armado.

Tabela 2.8 - Tipos de barreiras de segurança, adaptado do SETRA [10]

Tipo de Barreira	Nível de Contenção	Material
BN1-2	H2	Betão armado + metal
BN3	H2	Betão pré-esforçado
BN4	H2	Aço
BHO	H2	Aço
BN5	H2	Aço
TETRA S13	H2	Aço
DBA/GBA	H2	Betão não armado
BN4-16	H3	Aço
TETRA S16	H3	Aço
Bhab	H3	Aço

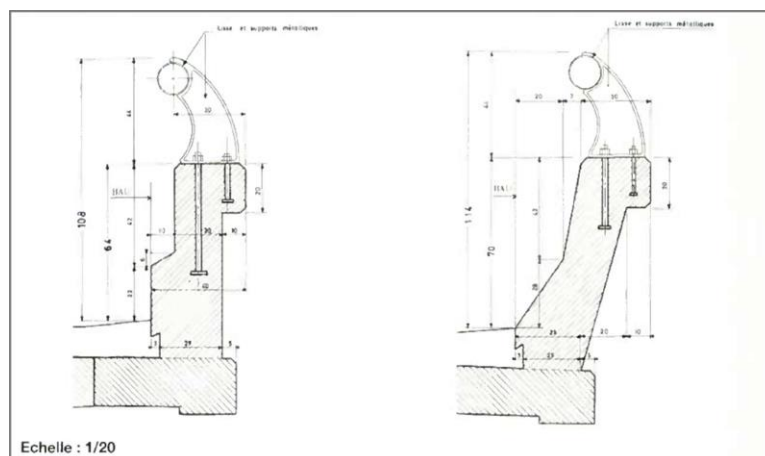


Figura 2.4 - Secção transversal das barreiras do tipo BN1 e BN2, adaptado do SETRA [10]

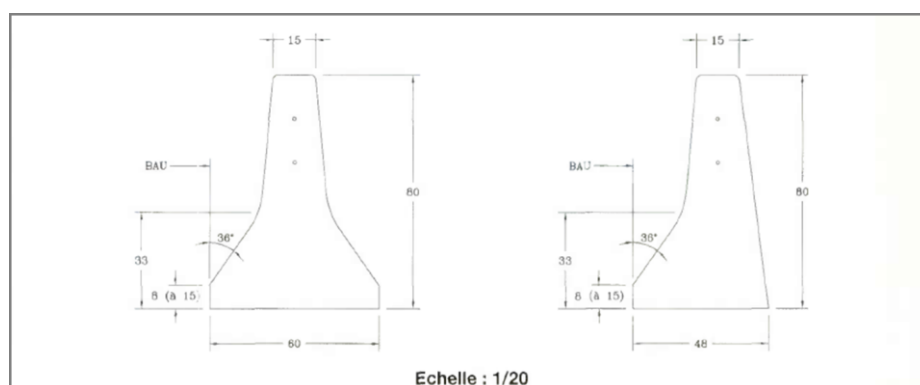


Figura 2.5 - Secção transversal das barreiras do tipo DBA e GBA, adaptado do SETRA [10]

As barreiras de betão armado, BN1 e BN2, representadas na Figura 2.4, apresentam formas um pouco diferentes das convencionais já apresentadas. Contudo, há que salientar dois pormenores destas barreiras. Um deles é o entalhe na zona de ligação barreira-tabuleiro, com vista a reduzir os esforços transmitidos ao tabuleiro após uma colisão, procurando assim que os danos mais severos se localizem apenas na guarda de segurança. O outro é a incorporação de um elemento metálico no topo da barreira (cornija), com vista a melhor redireccionar o veículo após a colisão e impedir que este passe por cima da barreira. As barreiras do tipo DBA e GBA, representadas na Figura 2.5, têm formas e dimensões correntes, sendo derivadas do tipo New Jersey.

No que toca à escolha da barreira, é importante ter em conta que todas as barreiras têm as suas vantagens e desvantagens, pelo que é preciso escolher aquela que melhor se adequa a cada contexto. Para tal, é dedicado um capítulo em exclusivo aos critérios de escolha das barreiras. Um desses critérios é a estética, no seu sentido mais abrangente, ou seja, em que sentido a forma de uma barreira pode alterar a percepção da estrada pelos seus utilizadores. Por exemplo, uma barreira deve ser escolhida de forma a criar um efeito de continuidade. Os dispositivos de retenção, para serem eficazes, não devem ter principio nem fim, nunca interferindo nos ângulos de visibilidade dos condutores. Outros factores incluem, por exemplo a adaptação ao trânsito pedestre e as características acústicas de cada barreira. Não menos importante é o factor económico, sendo a facilidade e custos de reparação, de

manutenção e de fabrico, condições de elevada importância. A comparação dos vários modelos de barreira, em termos de custos globais, pode ser consultada na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 - Comparação dos vários modelos de barreira, em termos de custos globais, adaptado do SETRA [10]

Modelo de Barreira	Tamanho do dispositivo de retenção	Espaço para funcionamento	Peso		Custo de ancoragem
			Do dispositivo de retenção	Global	
BN1-2	+++	+++	+	+++	++
BN4 ou similar	++	++	+++	+ (1) ++ (2)	+
BHO ou BN5	+++	+	+++	+	+++
DBA/GBA	+++	+++	+	+	++
Bhab	++	++	+++	+ (1) ++ (2)	++

+++ Favorável ++ Pouco favorável + Desfavorável
 (1) Com cornija em betão (2) Com cornija metálica

Quanto às disposições técnicas, é especificado, por exemplo, qual o ponto de aplicação ideal para garantir uma eficácia conforme a homologação. Para além disso, são ainda dadas possíveis pormenorizações para as ancoragens, para cada tipo de barreira e de suporte, estando uma dessas pormenorizações exemplificada na Figura 2.6.

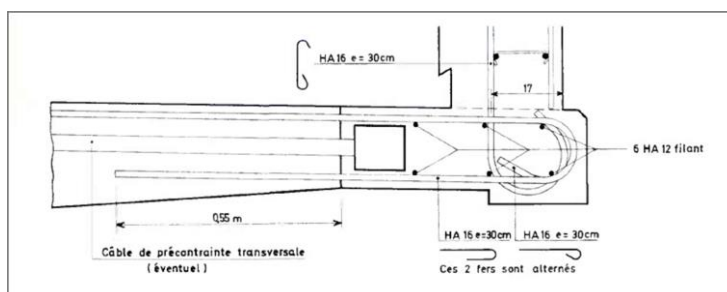


Figura 2.6 - Exemplo da pormenorização da ligação barreira-tabuleiro, de acordo com o SETRA [10]

Neste documento, refere-se ainda que o processo de homologação de uma barreira passa por duas etapas: a primeira compreende um exame detalhado de cálculos, desenhos, métodos de fabricação e ensaios de laboratório; a segunda consiste na construção de um protótipo, no qual se irão fazer ensaios com o intuito de verificar não só a sua conformidade com as especificações mínimas, como também a sua resistência e fiabilidade a longo prazo. Estes ensaios servem para aferir a eficácia da barreira (i.e. se faz a retenção de um veículo correspondente ao seu nível de contenção), que não provoca uma desaceleração de tal forma elevada dos veículos que provoque ferimentos graves nos passageiros e que esteja corretamente ligada ao tabuleiro. Desta forma, nota-se haver por parte deste documento um especial cuidado com a segurança dos passageiros, indicando-se até que a concepção da barreira

deve ser feita de forma a obter os melhores valores de ASI (que são aqui definidos tal como na EN 1317 [2]).

2.4 Normalização norte americana

Para além da regulamentação europeia, também outros países desenvolveram estudos sobre barreiras de segurança, como é o caso dos EUA. Assim sendo, no regulamento da American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) existe um capítulo apenas dedicado às barreiras de segurança [11]. Também aqui são definidos critérios de aceitação de testes, sendo esses critérios directamente associados aos 6 níveis de contenção (TL – Test Level) aqui especificados, sendo o nível de contenção mais baixo o TL-1 (para zonas de trabalho, com pequeno volume de tráfego e baixas velocidades) e o nível de contenção mais elevado o TL-6 (para zonas com condições muito desfavoráveis e onde está previsto intenso tráfego de veículos pesados). Os critérios de teste para cada nível de contenção encontram-se resumidos na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 - Níveis de contenção e critérios de teste para guardas de segurança rodoviárias. Valores nas unidades do Sistema Imperial. Adaptado de AASHTO [11]

Características do veículo	Pequenos automóveis		Carrinha Pickup	Pesado sem reboque	Pesado com semi-reboque	Camião Tanque
Peso (kips)	2,42	3,3	5,0	22,0	79,3	79,3
Distância entre rodas (ft.)	5,5	5,5	6,5	7,5	8,0	8,0
Altura do centro de gravidade (in.)	N/a	N/a	28	63	73	81
Ângulo de impacto	25°	N/a	25°	15°	15°	15°
Nível de contenção	Velocidades de ensaio (mph)					
TL-1	30	N/a	30	N/a	N/a	N/a
TL-2	45	N/a	45	N/a	N/a	N/a
TL-3	60	N/a	60	N/a	N/a	N/a
TL-4	60	N/a	60	N/a	N/a	N/a
TL-5	60	N/a	60	N/a	50	N/a
TL-6	60	N/a	60	N/a	N/a	50

Para cada nível de contenção, são especificados valores das cargas de dimensionamento e larguras de aplicação, sendo o valor dessas cargas apresentado na Tabela 2.11 e os respectivos pontos de aplicação apresentados na Figura 2.7.

Tabela 2.11 - Cargas de dimensionamento para barreiras de segurança. Valores nas unidades do Sistema Imperial. Adaptado de AASHTO [11]

Cargas e Dimensões de Dimensionamento	Nível de contenção					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
F_t (kips)	13,5	27,0	54,0	54,0	124,0	175,0
F_L (kips)	4,5	9,0	18,0	18,0	41,0	58,0
F_v (kips)	4,5	4,5	4,5	18,0	80,0	80,0
L_t e L_L (ft)	4,0	4,0	4,0	3,5	8,0	8,0
L_v (ft)	18,0	18,0	18,0	18,0	40,0	40,0
H_e (min) (in.)	18,0	20,0	24,0	32,0	42,0	56,0
Altura mínima da barreira H (in.)	27,0	27,0	27,0	32,0	42,0	90,0

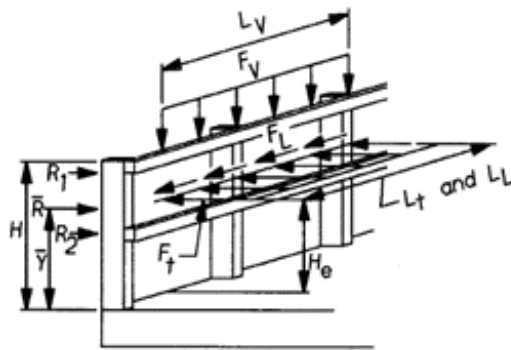


Figura 2.7 - Representação esquemática dos parâmetros apresentados na Tabela 2.11. AASHTO [11]

Neste regulamento dá-se uma especial relevância às barreiras entre estradas e zonas pedonais, sendo que todas as medidas recomendadas, como por exemplo, altura mínima da barreira consoante o nível de contenção, têm como grande objectivo proteger os pedestres. Também aqui se recomenda a aplicação de um rail metálico por cima da barreira de betão armado para impedir a passagem dos veículos por cima da barreira em caso de colisão.

2.5 Normalização australiana e indiana

Por sua vez, a norma australiana [12] refere que as barreiras de segurança devem estar em conformidade com a AS 5100 Bridge Code [13]. Este regulamento divide os testes para níveis de contenção em três categorias, conforme a altura da barreira: baixo (mínimo 500 mm), regular (mínimo 800 mm) e médio (mínimo 1100 mm). É também indicado que uma barreira de segurança é necessária em vias em que a velocidade prevista seja superior a 80 km/h, sendo que para zonas em que a velocidade excede os 110 km/h será necessário usar um tipo especial de barreira, que terá que ser em betão armado e ter uma altura mínima de 1600 mm.

A norma indiana [14] divide os níveis de contenção em três graus. Um pouco à semelhança da norma europeia, também aqui os níveis de contenção são expressos em termos de peso do automóvel, velocidade de impacto e ângulo de impacto, tal como apresentado na Tabela 2.12.

Tabela 2.12 - Níveis de contenção, adaptado da norma indiana [14]

Categoria	Aplicação	Contenção para
P-1: Contenção Normal	Pontes de autoestradas ou equivalente	Veículo de 15 kN a 110 km/h, com ângulo de impacto de 20°
P-2: Baixa Contenção	Restante pontes, excepto as que passem por cima de linhas férreas	Veículo de 15 kN a 80 km/h, com ângulo de impacto de 20°
P-3: Alta Contenção	Zonas perigosas e de alto risco, sobre linhas férreas muito movimentadas, cruzamentos, etc.	Veículo de 30 kN a 60 km/h, com ângulo de impacto de 20°

Para além disso, e de acordo com a Tabela 2.13, esta norma especifica também a altura mínima e a classe mínima de betão a utilizar, consoante o nível de contenção, bem como valores a ser utilizados para o cálculo da ligação barreira-tabuleiro.

A norma indiana indica ainda que as barreiras de segurança podem ser do tipo rígido (barreiras de betão armado betonadas *in situ*) ou do tipo flexível (barreiras feitas a partir de secções metálicas laminadas a quente ou a frio). Refere também um nível intermédio, o semi-rígido (barreiras metálicas), sendo que este tipo de barreiras sofre grandes deflexões no caso de impactos dinâmicos, da ordem dos 0,9 a 1,2 m, enquanto que para barreiras rígidas de betão armado, para a mesma taxa de carregamento, essa deflexão seria praticamente desprezável.

Por fim, mais uma vez partilhando ideias com a norma europeia e norte americana, refere que a eficácia de cada tipo de barreira é estabelecida com base em ensaios à escala real, a realizar em laboratórios especializados para o efeito, isto porque, devido à complexidade da resposta estrutural, não é possível quantificar um valor para a força de impacto.

Tabela 2.13 - Parâmetros mínimos de resistência das barreiras de segurança, adaptado da norma indiana [14]

Requisito	Tipo de Barreira		
	P1 betonada <i>in-situ</i> /pré-fabricada	P2 betonada <i>in-situ</i> /pré-fabricada	P3 betonada <i>in-situ</i>
Forma	Deve ser do tipo <i>New Jersey</i> ou <i>F-type</i> , de acordo com a designação da AASHTO		
Classe mínima de betão	M-40	M-40	M-40
Espessura mínima da barreira no topo	180 mm	150 mm	250 mm
Momento (segundo o plano vertical) mínimo resistente na base da barreira, com reforço junto da ligação com o tabuleiro (i) (ii)	15 kNm/m	7,5 kNm/m	100 kNm/m para secções extremas e 75 kNm/m para secções intermédias
Momento (segundo o plano horizontal) mínimo resistente, admitindo reforço na face exterior da barreira (ii)	7,5 kNm/m	3,75 kNm/m	40 kNm/m
Momento mínimo resistente na zona de ancoragem, para painéis pré-fabricados	22,5 kNm/m	11,25 kNm/m	-
Esforço transversal resistente mínimo nas juntas verticais entre painéis pré-fabricados, ou em juntas de betonagem <i>in-situ</i>	44 kN/m de junta	22,5 kN/m de junta	-
Altura mínima	800 mm	800 mm	1500 mm

(i) O momento flector resistente deve ir diminuindo linearmente desde a base até ao topo

(ii) O reforço deve ser igual a 50% da armadura da armadura já existente

Capítulo 3

Modelação

Neste capítulo, aborda-se a modelação do sistema barreira-tabuleiro no programa de elementos finitos ABAQUS, incluído a definição das características dos materiais

3.1 Condições de fronteira e malha de elementos finitos

O problema que se pretende estudar é o comportamento de uma barreira de segurança monoliticamente ligado ao tabuleiro de uma ponte. A secção transversal barreira-tabuleiro usada por base neste trabalho é a mesma que a usada no trabalho de Mendes [15]. Nesse sentido, são de seguida apresentadas não só as pormenorizações de armaduras, Figura 3.2, que estiveram na base do trabalho de Mendes [15], como também o corte representativo por este desenvolvido, Figura 3.1.

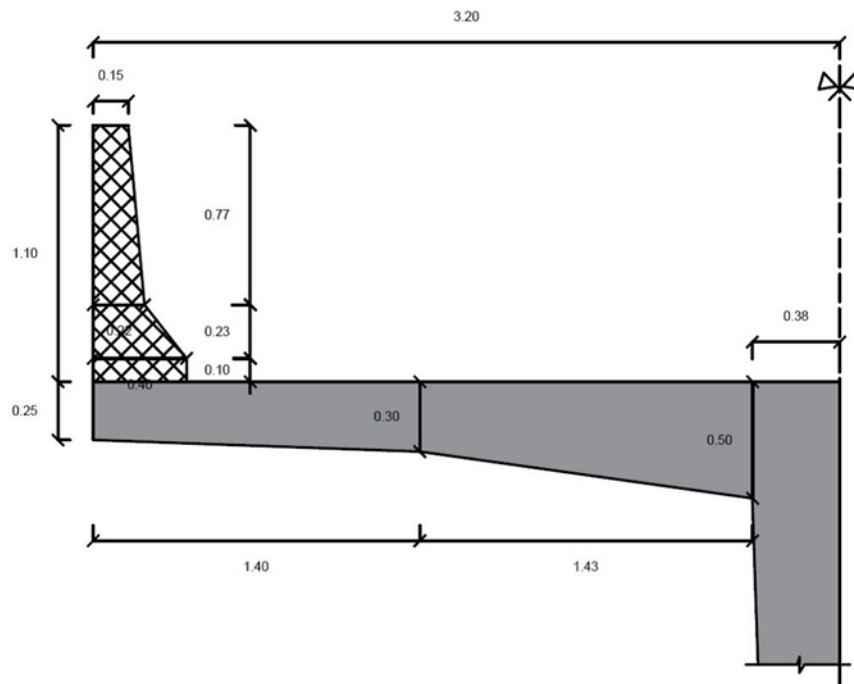


Figura 3.1 - Corte representativo da secção do sistema barreira-tabuleiro, adaptado de Mendes [15]. Unidades em m

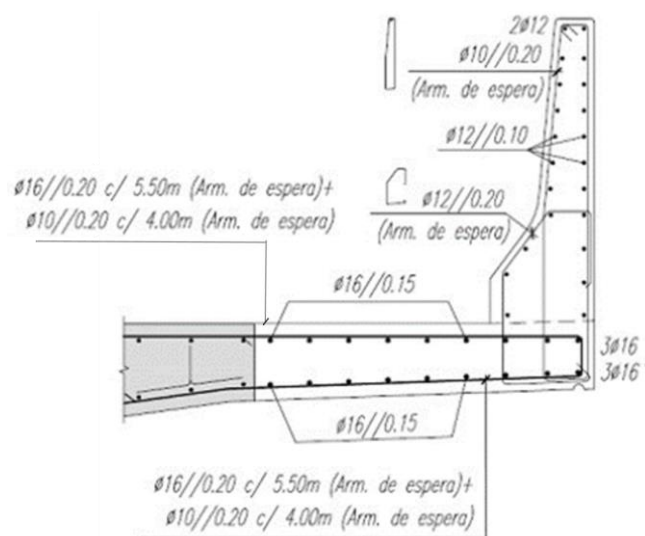


Figura 3.2 - Pormenorização de armaduras do tabuleiro e da barreira de segurança, adaptado de Mendes [15]

Como se pode ver, o sistema de retenção adoptado consiste numa adaptação da barreira do tipo *New Jersey*. Pode também ser visto na pormenorização que a barreira de segurança está estruturalmente ligada ao tabuleiro, pelo que uma colisão na barreira levará ao desenvolvimento de esforços no tabuleiro. Note-se que nem sempre é isto que acontece na realidade. Muitas vezes, sobretudo quando este tipo de barreiras são utilizadas como separador central entre duas faixas ou com carácter provisório, as barreiras encontram-se apenas poisadas na via, sendo que toda a sua resistência depende do atrito que se gera na sua base, pelo que esta será a única força transmitida para o tabuleiro. É também trivial que as barreiras apenas apoiadas sobre o tabuleiro não permitem níveis tão grandes de contenção, não podendo naturalmente ser utilizadas na extremidade exterior dos tabuleiros.

Para compreender todo o fenómeno sobre como reage a barreira de segurança perante uma colisão e também para entender qual a sua influência no tabuleiro, o sistema já apresentado foi modelado usando o programa de elementos finitos ABAQUS [5].

Foi aqui mais uma vez tomado por base o modelo já desenvolvido por Mendes [15], que se baseia num troço do tabuleiro em consola, com 12 m de comprimento, que corresponde à parte do lado esquerdo da linha vermelha representada na Figura 3.3. Note-se portanto que, tal como é possível ver na Figura 3.3, existe continuidade entre a zona analisada e o banzo superior da secção em caixão. Consideram-se assim deslocamentos e rotações restringidas nessa extremidade do tabuleiro, pelo que, para este modelo, esse bordo será considerado como encastrado. As condições de fronteira definidas no programa ABAQUS encontram-se apresentadas na Figura 3.4, estando todas as restantes extremidades definidas como bordos livres.

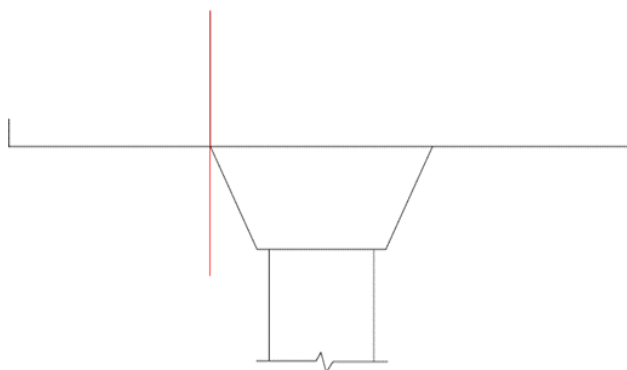


Figura 3.3 - Representação esquemática do tipo da secção transversal de uma ponte com secção em caixão

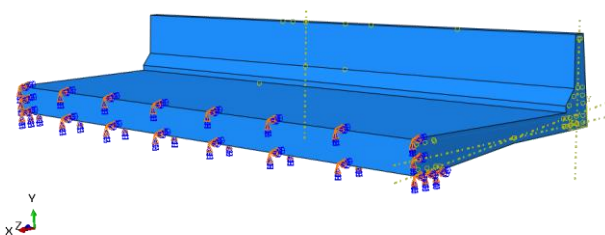


Figura 3.4 - Condições de fronteira definidas no programa ABAQUS

Quanto a questões específicas de modelação, as armaduras foram modeladas como elementos de barra bi-articulados (que neste programa adquirem a terminologia *truss*), com secção circular, e a parte de betão foi modelada como elementos tridimensionais (que neste programa são denominados *solid*). Para garantir uma adequada relação entre as armaduras e o betão, as primeiras foram definidas como embebidas (*embedded region*) no betão. Para além disso, para a definição da malha de elementos finitos, o betão foi modelado como C3D8R (código associado a um elemento tridimensional), que corresponde a elementos de 8 nós, que por defeito têm controlo de deformação (*hourglass control* ¹) e fazem integração reduzida ². As armaduras foram modeladas como T3D2 (código associado a elementos de barra bi-articulados), que são elementos lineares de 2 nós. Os vários tipos de elementos que se podem considerar numa análise por elementos finitos encontram-se apresentados na Figura 3.5.

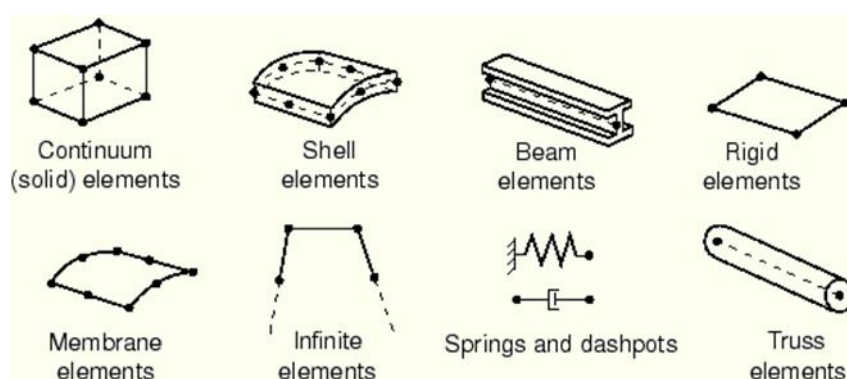


Figura 3.5 - Tipos de elementos que se pode considerar numa análise por elementos finitos

Ainda relativamente à malha, procedeu-se a algumas alterações do modelo inicial de Mendes [15]. Na malha de elementos finitos desenvolvida por Mendes [15], o betão tinha sido definido com cubos (C3D8R) com 100 mm de lado, sendo que na zona central do tabuleiro e da barreira, esta dimensão tinha sido diminuída para 50 mm. É sabido que quanto mais pequenos em dimensão forem os elementos que compõem a malha, mais próximos da realidade serão os resultados. Contudo, diminuir a dimensão dos elementos leva inevitavelmente ao aumento do número de elementos, com conseqüente aumento do número de equações e de tempo de cálculo. Nesse sentido, procedeu-se à alteração da malha no sentido de colocar todos os elementos C3D8R com 100 mm, pois permite uma muito maior celeridade na resolução do problema, sem que a alteração dos resultados seja significativa. Esta conclusão foi obtida com base nos resultados de duas simulações deste modelo, em que a única carga a actuar era o peso próprio, uma admitindo uma malha de 50 mm e outra admitindo uma malha de 100 mm. No que toca aos elementos de aço (T3D2), as suas dimensões foram mantidas nos 100 mm. Na Figura 3.6 apresenta-se a malha final definida no programa ABAQUS e na Tabela 3.1

¹ Uma deformação do tipo *hourglass* é, essencialmente, um modo de deformação espúrio de uma malha de elementos finitos.

² A integração reduzida é uma adaptação da integração de Gauss para resolução de problemas de elementos finitos, mas em que se utiliza um menor número de pontos de integração de Gauss.

encontram-se as características desse modelo em termos de número de elementos, de nós e de graus de liberdade.

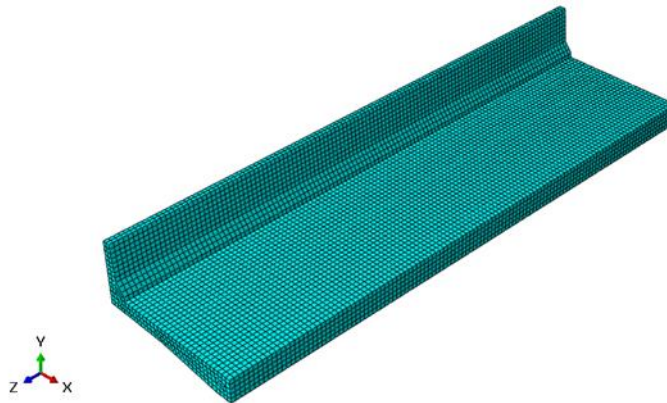


Figura 3.6 - Malha de elementos finitos definida no programa ABAQUS

Tabela 3.1 - Características do modelo de elementos finitos desenvolvido no programa ABAQUS

Número de elementos	38447
Número de nós	44488
Número total de variáveis no modelo	133464

3.2 Coeficientes de amortecimento

Relativamente ao modelo inicial, foram ainda acrescentados os valores relativos ao amortecimentos do sistema, neste caso, através da introdução dos coeficientes α e β , calculados a partir do método de Rayleigh e segundo o descrito em Craig [16].

Admite-se que o comportamento dinâmico do sistema pode ser definido genericamente pela equação (3.1), que o amortecimento pode ser descrito em função da massa e da rigidez de acordo com a equação (3.2) e que o amortecimento se relaciona com a taxa de amortecimento crítico como descrito na equação (3.3). Então, conhecendo o valor das frequências próprias do sistema e definindo um valor para a taxa de amortecimento crítico, é possível determinar os coeficientes de amortecimento α e β .

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = p \quad (3.1)$$

$$C = \alpha M + \beta K \quad (3.2)$$

$$C = 2\xi\omega M \quad (3.3)$$

Quando são especificadas as características dos materiais e desenvolvida a malha de elementos finitos no ABAQUS, o programa fica com a informação necessária para gerar por ele próprio as matrizes de massa e rigidez. Para além disso, o ABAQUS detém uma função que permite determinar as frequências naturais do sistema. Assim sendo, foi através dessa função que se determinaram as 4 primeiras

frequências próprias, tal como apresentado na Tabela 3.2, estando os correspondentes modos de vibração apresentados no Anexo A.

Tabela 3.2 - Primeiras 4 frequências fundamentais da estrutura, calculadas pelo programa ABAQUS (unidades em rad/s)

ω_1	24,516
ω_2	27,910
ω_3	53,135
ω_4	88,322

Conhecendo os valores das frequências próprias e definindo o valor da taxa de amortecimento crítico como $\xi = 0,02$, é possível calcular os valores dos coeficientes α e β , sem se precisar de conhecer a matriz de massa e de rigidez. Tendo em conta a ortogonalidade das matrizes de massa e de rigidez, a conjugação das equações (3.2) e (3.3) permite escrever a equação (3.4), sendo que a sua forma matricial, representada na equação (3.5), permite determinar directamente α e β a partir do amortecimento crítico e de dois valores de frequência.

$$\xi_r = (\alpha + \beta \omega_r^2) / 2\omega_r \quad (3.4)$$

$$\begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} = 2\xi \begin{bmatrix} 1 & \omega_1^2 \\ 1 & \omega_4^2 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \omega_1 \\ \omega_4 \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

Para este caso, como as primeiras frequências têm valores muito próximos, os coeficientes apresentados na Tabela 3.3, calculados conforme a expressão (3.5), foram determinados tendo em conta a primeira e a quarta frequência fundamental (ω_1 e ω_4 , respectivamente). Note-se que a definição destes valores permite um maior controlo da deformação, aproximando o modelo da realidade.

Tabela 3.3 - Coeficientes de amortecimento dinâmico de Rayleigh

α	4,72
β	$5,69 \times 10^{-5}$

Quanto à definição das características do aço e do betão, no presente documento partiu-se dos resultados de Mendes [15]. É sabido que, de acordo com o trabalho de Daudeville et al. [17], quando um material está sujeito a uma carga de impacto passa a apresentar uma maior rigidez, sendo que quanto maior for o carácter dinâmico desse carregamento, maior será o aumento de rigidez. A esta variação entre a rigidez dinâmica e a rigidez estática chama-se factor (de incremento) dinâmico. Um dos aspectos centrais do trabalho de Mendes [15] era precisamente o estudo da influência do factor dinâmico. Este concluiu que, para a mesma taxa de carregamento, a consideração do factor dinâmico conduzia a menores valores de deslocamento vertical na extremidade do tabuleiro e também de extensão de danos no tabuleiro. Nesse sentido, uma vez que se pretende que o modelo a utilizar no presente trabalho simule o melhor possível aquilo que se passa na realidade, então os valores a utilizar

no que toca à capacidade resistente do material devem também ser aqueles que mais se assemelham à realidade, estando assim afectados por esse factor (de incremento) dinâmico.

Antes de se avançar, é importante referir que quando se especifica as características do betão no ABAQUS, é preciso indicar as suas características de massa (através da densidade), as suas características elásticas (através do Coeficiente de Poisson e do Módulo de Young) e definir as suas relações constitutivas para a tracção e para a compressão, através dos gráficos tenção-deformação para cada um dos casos. A influência do factor dinâmico traduz-se no aumento do Módulo de Young (ou Módulo de Elasticidade) e das tensões admissíveis, ou seja, para uma mesma extensão, passa a ter-se uma tensão superior.

3.3 Modelação do betão

Relativamente ao betão, a influência do factor dinâmico foi tida em conta segundo o descrito no Model Code 2010 [18]. De acordo com este documento, calculam-se os novos valores de pico para a tensão, para a extensão e para o Módulo de Young a partir dos valores característicos do material para a situação estática e do valor da taxa de deformação associada ao impacto. Neste caso, considerou-se um betão do tipo C35/45, cujos valores médios a considerar se encontram na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Valores médios das características mecânicas do betão C35/45

$f_{ck} (MPa)$	35
$f_{cm} (MPa)$	43
$f_{ctm} (MPa)$	3,2
$E_{cm} (GPa)$	34
$\varepsilon_c (\text{‰})$	2,2
$\varepsilon_{cu} (\text{‰})$	3,5
$\varepsilon_t (\text{‰})$	0,09
$\dot{\varepsilon}_{t0} (s^{-1})$	1×10^{-6}
$\dot{\varepsilon}_{c0} (s^{-1})$	30×10^{-6}
ν	0,2

Para determinar a taxa de deformação dinâmica, recorreu-se a um modelo no ABAQUS de um cubo de betão com 100 mm de lado, o que significa apenas um elemento finito tridimensional, sobre o qual foi aplicado um carregamento unitário em duas faces opostas. Correiu-se uma primeira simulação em que o carregamento foi definido como estático e registaram-se os valores da extensão. Depois, correu-se uma nova simulação, mas desta vez em que o carregamento foi definido como dinâmico e voltaram a registar-se os valores das extensões. Com estes dados, calculou-se a variação da extensão entre o caso dinâmico e o caso estático, calculando-se também a taxa de deformação.

A partir dos dados da Tabela 3.4 e do valor da taxa de deformação dinâmica, calculado para a tracção e para a compressão, e segundo o indicado nas expressões (3.6), (3.7), (3.8) e (3.9), determinaram-se os novos valores das tensões e das extensões de pico para a compressão e para a tracção, bem como do Módulo de Young, que são apresentados na Tabela 3.5.

$$f_{c,imp,k}/f_{cm} = (\dot{\varepsilon}_c/\dot{\varepsilon}_{c0})^{0,014} \quad (3.6)$$

$$f_{ct,imp,k}/f_{ctm} = (\dot{\varepsilon}_t/\dot{\varepsilon}_{t0})^{0,018} \quad (3.7)$$

$$\varepsilon_{c,imp}/\varepsilon_c = (\dot{\varepsilon}_c/\dot{\varepsilon}_{c0})^{0,02} \quad (3.8)$$

$$E_{c,imp}/E_{ci} = (\dot{\varepsilon}_c/\dot{\varepsilon}_{c0})^{0,026} \quad (3.9)$$

Note-se que estes valores são os mesmos que os apresentados no trabalho de Mendes [15], uma vez que o betão utilizado é o mesmo e que o processo para a sua obtenção foi também igual.

Tabela 3.5 - Características mecânicas do betão C35/45, afectadas pelo factor dinâmico

f_c (MPa)	47,70
ε_c (‰)	2,6
E_c (GPa)	44620
f_{ct} (MPa)	3,79
ε_t (‰)	0,11

Como foi dito, para caracterizar o comportamento do betão não basta apenas conhecer as suas tensões e extensões máximas, é preciso entender a relação entre estes valores. Assim, essa relação constitutiva é definida através de um gráfico tensão-deformação. A determinação deste gráfico baseia-se também no Model Code 2010 [18], em que as equações (3.10) e (3.11) permitem descrever o comportamento do betão à tracção e à compressão, sendo os valores utilizados os da Tabela 3.5, de forma a estarem afectados pelo factor dinâmico.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = -\frac{\kappa \times \eta - \eta^2}{1 + (\kappa - 2) \times \eta} \quad (3.10)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \times \left(1 - 0,1 \times \frac{0,00015 - \varepsilon_{ct}}{0,00015 - 0,9 \times f_{ctm}/E_{ci}} \right) \quad (3.11)$$

Sendo,

$$\eta = \varepsilon_{ci}/\varepsilon_{c1} \quad (3.12)$$

$$\kappa = E_{ci}/E_{c1} \quad (3.13)$$

$$\sigma_{ct} = E_{ci} \times \varepsilon_{ct}, \text{ para } \sigma_{ct} \leq 0,9 \times f_{ctm} \quad (3.14)$$

Apresentam-se então os gráficos que retratam o comportamento à tracção, Figura 3.7, e à compressão, Figura 3.8, do betão, afectados pelo factor dinâmico conforme indicado no Model Code 2010 [18]. As tabelas com os valores que geraram esses gráficos encontram-se no Anexo B. Note-se mais uma vez que estes resultados são os mesmos que os alcançados no trabalho de Mendes [15] e que este utilizou na análise da influência da consideração do factor dinâmico na resposta global da estrutura.



Figura 3.7 - Relações constitutivas do betão à tracção, afectadas pelo factor dinâmico

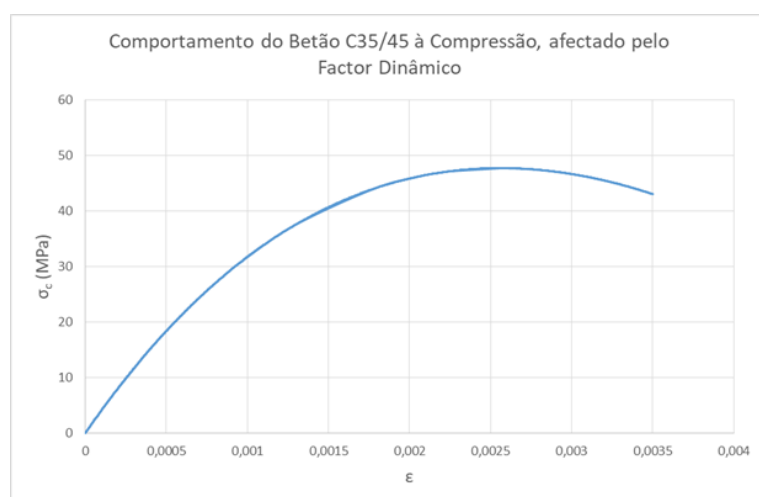


Figura 3.8 - Relações constitutivas do betão à compressão, afectadas pelo factor dinâmico

3.4 Modelação do aço

No que toca ao aço, a sua caracterização é semelhante, com a excepção de que os valores de cedência para o aço são iguais à compressão e à tracção, pelo que aqui basta definir a tensão de cedência e a tensão última. Nesse sentido, e como se pretende que também o aço esteja afectado pelo factor dinâmico, mais uma vez se seguiu o descrito por Mendes [15] e recorreu-se ao trabalho de Malvar et al. [19] para calcular o efeito do factor dinâmico sobre o aço. Segundo este documento, o factor dinâmico calcula-se directamente através, da expressão (3.15), dependendo esta apenas da taxa de deformação dinâmica e de um parâmetro α . Por sua vez, este parâmetro α é calculado a partir das equações (3.16) e (3.17). Importa referir que a taxa de deformação dinâmica foi obtida segundo o método anteriormente descrito para o caso do betão, tendo porém neste caso sido usado um elemento tridimensional de aço.

$$\text{Factor Dinâmico} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}_s}{10^{-4}} \right)^\alpha \quad (3.15)$$

$$\alpha_{fy} = 0,074 - 0,040 \times \frac{f_y}{60} \quad (3.16)$$

$$\alpha_{fu} = 0,019 - 0,009 \times \frac{f_y}{60} \quad (3.17)$$

Os valores para as tensões, de cedência e últimas, bem como do Módulo de Elasticidade, são calculados multiplicando o factor dinâmico resultante da equação (3.15) pelos valores originais do aço A500 NR. A Tabela 3.6 apresenta um resumo das características mecânicas do aço A500 NRSD, com e sem a influência do factor dinâmico.

Tabela 3.6 - Características mecânicas do aço A500 NR, com e sem influência do factor dinâmico

	Valores não afectados pelo factor dinâmico	Valores afectados pelo factor dinâmico
f_y (MPa)	500	542,6
f_u (MPa)	550	596,8
E_s (GPa)	210	226,1
ε_s	0,0024	
ε_u	0,076	
ν	0,3	

Por fim, é também possível traçar um gráfico simplificado que descreve o comportamento do aço, tendo em conta o factor dinâmico, gráfico esse apresentado na Figura 3.9. Este modelo simplificado, usado em detrimento do modelo tradicional que compreende a fase elástica, a fase de cedência, a fase de endurecimento e a fase de estrição, é um modelo também sugerido pelo Model Code 2010 [18], que contém apenas a informação do Módulo de Elasticidade, da tensão de cedência e da tensão última.

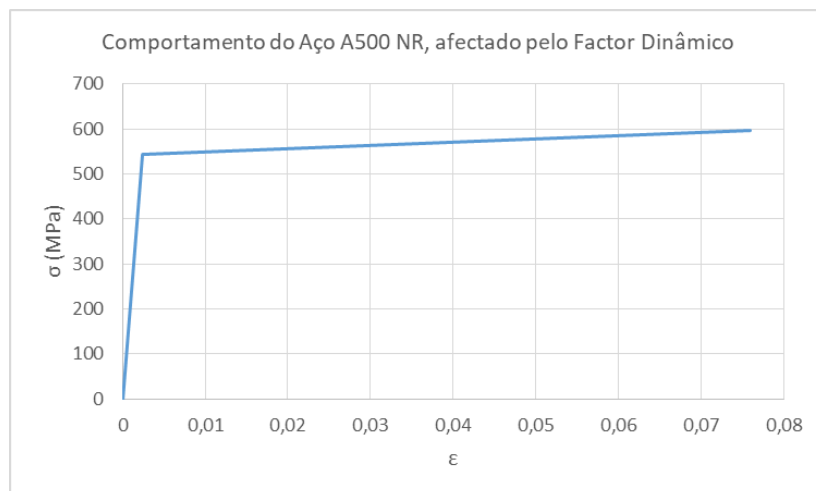


Figura 3.9 - Relações constitutivas do aço, afectadas pelo factor dinâmico

Capítulo 4

Caracterização da acção

Este capítulo é relativo à definição do carregamento considerado para simular uma situação real de impacto de um veículo sobre a barreira de segurança

Tal como já foi referido, o objectivo principal deste trabalho é o desenvolvimento de propostas simplificadas para o dimensionamento e verificação de segurança de elementos de betão armado submetidos a cargas de impacto, em particular, guardas de segurança de estruturas rodoviárias.

Nesse sentido, é necessário aplicar sobre o sistema barreira-tabuleiro um carregamento que descreva a realidade a que este está sujeito, nomeadamente numa situação de colisão automóvel. O modelo irá assim permitir que se perceba como é que se degradam as cargas e também qual é o efeito sobre a estrutura de uma acção dinâmica.

Este carregamento deve ser, por um lado, representativo da realidade e, por outro, próximo das recomendações das normas em vigor, funcionando então como uma conjugação entre estas duas perspectivas.

Para definir completamente o carregamento, é preciso, em primeiro lugar, definir quais as acções que se pretende contabilizar, e depois definir qual o seu local de aplicação, a sua magnitude e o seu tempo de aplicação.

4.1 Cargas permanentes

De seguida, apresentam-se as várias acções com carácter permanente que foram tidas em conta na modelação deste sistema barreira-tabuleiro.

4.1.1 Peso próprio

Independentemente de estarmos a analisar uma situação estática ou dinâmica, o peso próprio terá sempre um carácter estático e é assim que este carregamento foi definido. O ABAQUS permite definir automaticamente o carregamento associado ao peso próprio, sendo apenas necessário indicar o valor da aceleração gravítica e que esse carregamento se aplica a todo o modelo.

4.1.2 Peso do pavimento

Como o modelo apenas contém os elementos estruturais, nos quais não está incluído o pavimento, este não é contabilizado no peso próprio. Nesse sentido, definiu-se o peso do pavimento como uma carga distribuída sobre o tabuleiro, com carácter estático, no valor de 2 kN/m^2 , uma vez que se admite uma massa volúmica para o pavimento de cerca de 2000 kg/m^3 e que este tem uma altura de $0,10 \text{ m}$.

4.1.3 Peso do automóvel

O peso do automóvel foi considerado também como um carregamento estático e segundo o indicado no Eurocódigo 1 – Parte 2 [4]. De acordo com esta norma, o peso total do automóvel deve ser dividido pelas quatro rodas do mesmo e distribuído numa área de $40 \times 40 \text{ cm}^2$. As distâncias entre eixos e entre rodas são também especificadas nesta norma e estão representadas na Figura 4.1.

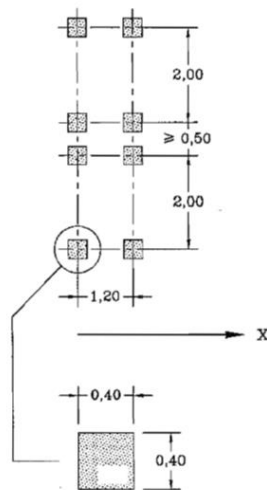


Figura 4.1 - Medidas (em m) para a distribuição do peso de um automóvel (Eurocódigo 1-Parte 2) [4]

Tal como já foi referido no início do presente trabalho, a regulamentação europeia estabelece que os veículos de teste devem ser representativos da actual frota europeia. Nesse sentido, admitiu-se nesta simulação um veículo com massa igual 1500 kg, pelo que em cada roda se tem uma carga distribuída de 23,44 kN/m².

4.2 Impacto do automóvel

Relativamente à definição da carga que simula o impacto do automóvel, é preciso considerar os resultados que diversos investigadores obtiveram em modelações numéricas, os resultados de ensaios à escala real e também as indicações normativas. É depois preciso conjugar esta informação de forma a obter o cenário mais condicionante para o sistema barreira-tabuleiro, sem, no entanto, criar um carregamento completamente desproporcional da realidade.

4.2.1 Local de aplicação

Quanto ao local e modo de aplicação da força equivalente ao embate de um automóvel com a barreira existem duas abordagens possíveis. Uma delas consiste em aplicar essa força distribuída numa área semelhante à área total de contacto entre o automóvel e a barreira, tendo sido esta a metodologia adoptada por Mendes [15]. É fácil notar que essa área aumenta com o tempo, tal como também aumenta a força aplicada, uma vez que no instante inicial se tem força nula e área de contacto nula e é no instante de força máxima que se tem área de contacto máxima. Admitindo um crescimento linear tanto da área como da força transmitida, a posição da resultante seria a mesma durante toda a colisão. Dada a altura comum das dianteiras dos automóveis a circular actualmente na Europa, e tendo em conta que a altura da barreira é 110 cm, a posição dessa resultante seria abaixo de metade da altura da barreira.

Uma outra abordagem passa pelas indicações da normalização existente. A norma norte americana (AASHTO [11]), segundo o que está apresentado na Figura 2.7 e na Tabela 2.11, recomenda que para um nível de contenção TL-4 se deve aplicar uma força equivalente, perpendicular à barreira, distribuída

em 107 cm e a uma altura de 81 cm. Por sua vez, o Eurocódigo 1 – Parte 2 [4] indica que a contabilização da força transmitida ao tabuleiro de uma ponte devido a um impacto de um veículo num sistema de contenção deve ser feita aplicando uma força horizontal na barreira, distribuída em 50 cm, e a uma altura de 100 cm, a partir da base da barreira, ou de 10 cm, a contar do topo da barreira, devendo ser escolhido aquele que resultar num valor mais baixo a partir da base da barreira. Como a barreira modelada neste trabalho tem 110 cm de altura, daqui advém que ambas as alternativas conduzem ao mesmo resultado, o que significa que a carga deveria ser aplicada a 100 cm de altura, a partir da base da barreira.

Analisando ambos os processos, percebe-se que a aplicação da força de acordo com as normas, tanto europeias como norte americanas, levaria a um momento resultante superior na base da barreira, o que se traduz num momento flector maior a ser transmitido ao tabuleiro. Para além disso, face à altura de aplicação das forças, sabe-se também que o Eurocódigo 1 – Parte 2 [4] conduziria a um momento flector superior àquele que seria obtido segundo o especificado pela AASHTO [11].

Nesse sentido, como no presente trabalho se pretende estudar a situação mais desfavorável para o sistema barreira-tabuleiro, optou-se pela aplicação da força de acordo com o estipulado no Eurocódigo 1 – Parte 2 [4], ou seja, a força de pico irá ser aplicada perpendicularmente à barreira, distribuída numa largura de 50 cm e aplicada a uma altura de 100 cm. Isto porque, se numa situação possivelmente mais desfavorável do que a real se conseguir garantir que não há danos significativos no tabuleiro, então pode isolar-se a barreira para efeitos do estudo da degradação de cargas.

4.2.2 Tempo de aplicação

O tempo de aplicação da força traduz, no fundo, o instante temporal desde o início do contacto do veículo com a barreira até ao instante em que esse contacto deixa de existir. Admite-se que este tempo de aplicação pode ser dividido em duas partes de igual duração, sendo a primeira relativa ao intervalo de tempo entre o início do contacto entre o veículo e a barreira e o instante em que a área de contacto é máxima, e o segundo relativo ao intervalo de tempo desde o instante em que essa área de contacto é máxima e o instante em que o veículo deixa de estar em contacto com a barreira.

Partindo desse pressuposto, sabendo que o tempo total do impacto é igual a t , sabe-se também que a força cresce desde zero até ao seu valor máximo, linearmente, num período de tempo igual a $t/2$ e que decresce desde o seu valor máximo até zero num tempo também de $t/2$. Ou seja, a força a actuar sobre a barreira cresce e decresce segundo um processo linear e simétrico, pelo que basta conhecer o tempo total de impacto para conseguir descrever a relação tempo-carregamento.

Tal como a força de pico gerada por uma colisão, também a duração dessa colisão depende de diversos factores, tais como o tipo de barreira, a massa do automóvel, a velocidade de colisão e o ângulo de colisão. Existem diversos estudos baseados em testes à escala real que permitem ter uma percepção do tempo total de colisão.

O Texas Highway Department [20] procedeu, no princípio dos anos 70, a um conjunto de testes à escala real em diferentes tipos de barreiras de segurança, com o objectivo de comparar a sua capacidade de retenção. Esses testes foram realizados em três tipos de barreiras: duas metálicas e uma de betão

armado. Para cada uma das barreiras, foram realizados quatro testes, nos quais apenas se variava o ângulo de impacto (que é medido em relação à barreira), sendo a velocidade do veículo cerca de 100 km/h (60 mph) e a sua massa de cerca de 1814 Kg (4000 lb). Com este estudo, foi possível concluir que as barreiras metálicas eram mais deformáveis, geravam maiores tempos de colisão e menores danos para a viatura e seus ocupantes. Para o caso da barreira de betão, verificou-se que para um ângulo de embate de 25° o tempo de colisão era de 426 ms e para um ângulo de 15° o tempo de colisão era de 594 ms. Portanto, conclui-se que quanto maior for o ângulo de embate menor é o tempo de colisão.

Jiang et al. [21] desenvolveram um estudo com vista à obtenção de um conjunto de expressões que permitissem calcular a força de impacto máxima. Para tal, compararam os resultados obtidos pelas suas expressões com os resultados de um teste real realizado com um Toyota Echo, de massa igual a 1244 kg, que circulava a 110 km/h e cujo ângulo de embate era de 20°. Verificaram que o tempo total da colisão era de 400 ms.

Tabiei et al. [22] apresentaram um documento que visava a validação de modelos numéricos que estes criaram com o intuito de simular um acidente real. Para tal, compararam os seus resultados com os de testes realizados nos EUA. Embora não haja informação quanto ao veículo utilizado nestes testes (sabe-se apenas que era uma carrinha de caixa aberta), sabe-se que o tempo total de colisão foi de 530 ms. Note-se, contudo, que estes resultados são para uma barreira metálica, que é mais deformável do que uma barreira de betão armado, pelo que se espera um tempo de colisão superior neste caso, face aquele que seria obtido se a barreira fosse de betão armado.

O trabalho de Abraham et al. [23] pretende fazer uma avaliação das recomendações feitas pela EN 1317, em termos de ângulo e de velocidade de impacto, face às indicações das normas norte americanas equivalentes. Verificaram, através de modelos de elementos finitos, que para uma velocidade de 80 km/h e um ângulo de impacto de 20° o tempo total de impacto era de cerca de 330 ms.

Posto isto, foi adoptado um tempo total de colisão de 400 ms. Isto porque, dos ensaios apresentados, o do Toyota Echo é aquele que apresenta condições mais próximas das que estão especificadas para um ensaio do tipo TB11, de acordo com o representado na Tabela 2.1, adaptada da EN 1317-2 [2]. Para além disso, com excepção do teste realizado por Abraham et al. [23], sobre o qual não se conhece a viatura em teste, este foi o valor de tempo de colisão mais baixo encontrado. Dadas a características dinâmicas associadas a um impacto, poderá ser expectável que quanto maior for o tempo de aplicação da carga, menores serão as consequências dinâmicas desse impacto.

Apresenta-se na Figura 4.2 a forma como foi modelado o tempo de aplicação da carga, envolvendo o período de carregamento e de descarregamento.

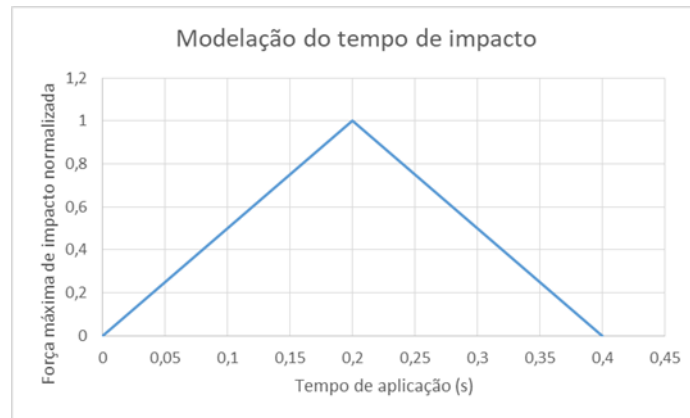


Figura 4.2 - Forma do modelo de aplicação da carga associada a um impacto automóvel

4.2.3 Intensidade da força

Existem diversos estudos sobre a determinação da força de impacto de pico associada a uma colisão de um automóvel com uma barreira de segurança. O cálculo deste valor não é linear, uma vez que depende de vários factores, como por exemplo a rigidez e deformabilidade, tanto da barreira como do veículo, o tempo de impacto, o ângulo de impacto, a velocidade do automóvel e a sua massa.

Mohammad Iqbal [24] desenvolveu um método para o cálculo da força de pico com base em estudos de colisões com barreiras de betão armado de forma cilíndrica usadas nos EUA, tal como as representadas na Figura 4.3.

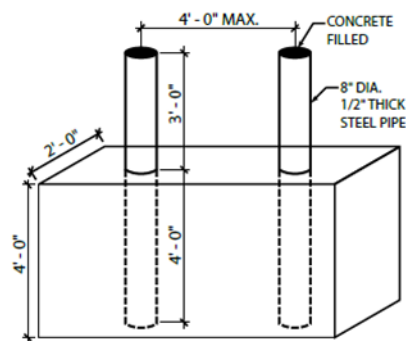


Figura 4.3 - Barreiras de segurança com forma cilíndrica que serviram de base ao trabalho de Mohammad Iqbal [24]. Medidas nas Unidades do Sistema Imperial

Com este estudo, Mohammad Iqbal [24] desenvolveu a expressão simplificada, representada pela equação (4.1), na qual m e v representam a massa do veículo e a sua velocidade de impacto, respectivamente, e k_b representa a rigidez da barreira.

$$F = 0,5k_b \left[-\frac{v^2}{3,63} + \left(\frac{2mv^2}{k_b} + \frac{v}{13,2} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (4.1)$$

A limitação da equação (4.1) reside no facto de esta não depender nem do ângulo de impacto nem do tempo de impacto.

Jiang et al. [21] também desenvolveram um conjunto de expressões que permitem determinar a força de impacto de pico. Estas expressões foram obtidas com base num conjunto de dados conhecidos para vários automóveis. Desses dados fazem parte a massa, geometria e ano de fabrico do automóvel e, para cada um desses veículos, qual a força de impacto real que se gera numa colisão com determinadas condições de velocidade e ângulo de embate. Esses dados reflectem uma colectânea de resultados de testes à escala real realizados nos EUA e na Austrália.

A expressão (4.2) desenvolvida por Jiang et al. [21] e apresentada a seguir permite determinar a força de impacto de pico F_{NP} , na direcção perpendicular à barreira, em função do ângulo de dano no veículo β , da velocidade de impacto V , da profundidade máxima de dano frontal C_{max} (expressão (4.3)), do ângulo de impacto do veículo θ e dos coeficientes A e B .

$$F_{NP} = \frac{C_{max}}{\cos\beta} \left(A + B \frac{C_{max} \sin\beta}{2} \right) \quad (4.2)$$

$$C_{max} = \sqrt[3]{\left(\frac{3M(V \sin \theta)^2}{B \tan \beta} - \frac{2A^3}{B^3} \right)} - \frac{A}{B} \quad (4.3)$$

Apresentam-se na Figura 4.4 dois esquemas representativos das variáveis presentes nas equações (4.2) e (4.3).

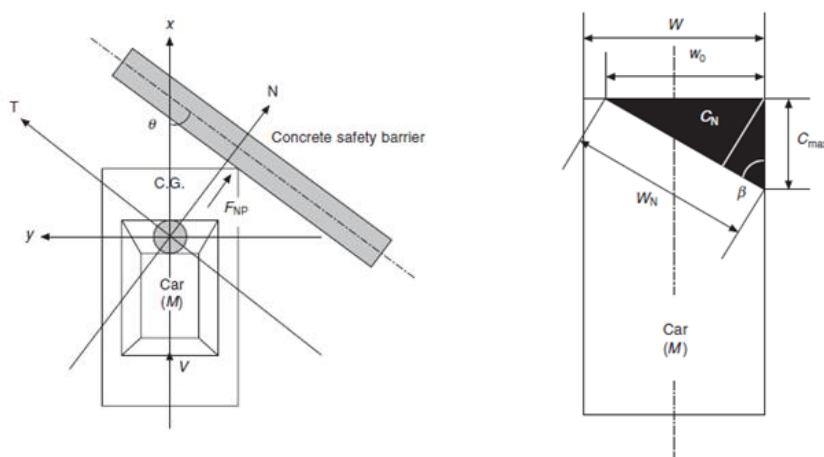


Figura 4.4 - Representação das variáveis θ , β , C_{max} e F_{NP} , adaptado de Jiang et al. [21]

Este método é, no entanto, um pouco limitativo, uma vez que para o cálculo de A e de B é necessário conhecer a profundidade de impacto no veículo e esses valores têm que ser medidos directamente a partir da viatura acidentada.

Para além destes estudos, também o Anexo C do Eurocódigo 1 – Parte 1-7 [25] apresenta uma formulação para a determinação da força estática equivalente à força dinâmica gerada por uma colisão

automóvel. Note-se, porém, que esta força não é a da colisão de um automóvel com uma barreira de segurança, mas sim com uma estrutura rodoviária, como por exemplo o pilar de um viaduto. Esta formulação, representada pela expressão (4.4), permite então determinar a força de pico com base na velocidade de impacto v , na rigidez elástica do objecto em colisão k e da massa m desse mesmo objecto.

$$F = v\sqrt{km} \quad (4.4)$$

É ainda referido que a força devido ao impacto deve ser considerada como um impulso a actuar sobre a estrutura. Para tal, a duração Δt desse impulso deve ser calculada com base na variação da quantidade de movimento, como indicado na equação (4.5).

$$F \Delta t = m \Delta v \quad (4.5)$$

Esta formulação assenta no pressuposto de que o objecto em colisão pode ser aproximado a um objecto equivalente de secção transversal uniforme e que o impacto ocorre na direcção perpendicular à estrutura. Uma representação esquemática deste princípio, adaptada do Eurocódigo 1 – Parte 1-7 [25], pode ser vista na Figura 4.5.

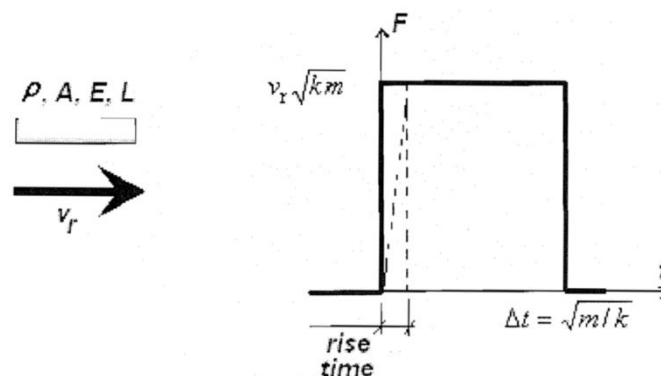


Figura 4.5 - Modelo representativo do impacto e da interação dinâmica, de acordo com o Eurocódigo 1- Parte 1-7 [25]

A verificação deste procedimento foi efectuada por Jiříček et al. [26], através da comparação dos resultados obtidos para a força de impacto e do tempo de impacto, obtidos através do Eurocódigo 1 – Parte 1-7 [25], e da modelação do impacto real de um camião com o pilar de um viaduto de uma autoestrada, recorrendo a programas de cálculo numérico. Nesse estudo, concluiu-se que os resultados obtidos por ambos os métodos são muito semelhantes.

Em suma, com a excepção da expressão apresentada por Jiang et al. [21], nenhuma das outras é propícia para descrever uma colisão de um automóvel com uma barreira de segurança, pois não atendem nem ao ângulo de embate, nem ao tipo de superfície que é uma barreira de segurança. Por outro lado, devido à falta de dados, tal como foi explicado anteriormente, também não é possível determinar a força de impacto com base nas expressões desenvolvidas por Jiang et al. [21].

Torna-se então importante averiguar o que acontece em testes à escala real. Tal como foi indicado, para o desenvolvimento das expressões apresentadas, Jiang et al. [21] basearam-se nos resultados de diversos testes de colisões à escala real. Um desses testes foi efectuado com um Toyota Echo do ano 2000 (que pode ser considerado como representativo da frota europeia), sobre uma barreira do tipo New Jersey (barreira do mesmo tipo da que está a ser estudada no presente documento). Este é um veículo que tem 1244 kg de massa, cuja velocidade de impacto é 110 km/h e o ângulo de impacto é 20°. Tal como se pode ver na Tabela 2.1 apresentada anteriormente e adaptada da EN 1317-2 [2], estas condições são semelhantes às especificadas para um ensaio do tipo TB11. Para além disso, e tal como está representado na Tabela 2.2, o ensaio TB11 é aquele que satisfaz o maior número de níveis de contenção, inclusivamente os níveis de contenção muito elevada. As medições efectuadas no ensaio deste Toyota permitiram chegar a uma força de impacto de pico de 213,3 kN.

Por outro lado, existe também a informação referida na norma norte americana (AASHTO [11]) e apresentada na Tabela 2.11. Segundo esta norma, para um nível elevado de contenção (TL-4), deve ser aplicada uma carga distribuída perpendicularmente à barreira com valor de 240,2 kN. Atente-se ainda na informação disponibilizada pelo Eurocódigo 1 – Parte 2 [4], quanto à força a aplicar na barreira para a verificação de segurança do tabuleiro, e sumarizada na Tabela 2.7. Assumindo que o sistema barreira-tabuleiro apresentado neste trabalho tem uma rigidez média a elevada, portanto da classe B ou C), então a força a aplicar na barreira deve variar entre 200 e 400 kN, respectivamente.

Por último, foi referido anteriormente que os efeitos as acções dinâmicas podem ser considerados como impulsos. Nesse sentido, dado que foi definido um tempo de impacto de 0,2 segundos até se atingir a força de pico, partindo da equação (4.5) e admitindo um automóvel de massa igual a 1500 kg e que este circula a uma velocidade de 100 km/h, então a força gerada será de 208,3 kN.

Tendo em conta a informação apresentada, tanto a nível de testes à escala real como de regulamentação, o valor escolhido para a força de pico a utilizar na modelação do sistema barreira-tabuleiro foi de 250 kN.

A escolha deste valor assenta sobretudo no valor aferido a partir do teste à escala real feito com o Toyota Echo, uma vez que esta é a melhor informação disponível quanto à força que verdadeiramente se gera aquando de uma colisão de um automóvel comum, tendo esse teste sido realizado com condições próximas das recomendações europeias correspondentes a um nível de contenção muito elevado. Porém, não se escolheu directamente o valor obtido nesse teste, uma vez que se admite que um automóvel de maior massa poderia embater sob as mesmas condições, o que geraria uma força de impacto mais elevada. Considerar um valor de força de impacto de 250 kN permite estar do lado da segurança (ser mais conservativo), sendo este também um valor superior ao recomendado pela norma norte americana e pela norma europeia (admitindo que a ligação barreira-tabuleiro é de rigidez média).

Por fim, apresenta-se na Figura 4.6 a modelação final no ABAQUS das diversas forças que actuam sobre o sistema barreira-tabuleiro, bem como das condições de apoio. Veja-se que o peso próprio é representado pela seta de cor amarela e as restantes acções por setas cor-de-rosa. Dentro dessas acções, tem-se o peso do pavimento e o peso associado ao veículo, a actuar no tabuleiro, e a força equivalente ao impacto do carro, a actuar na barreira.

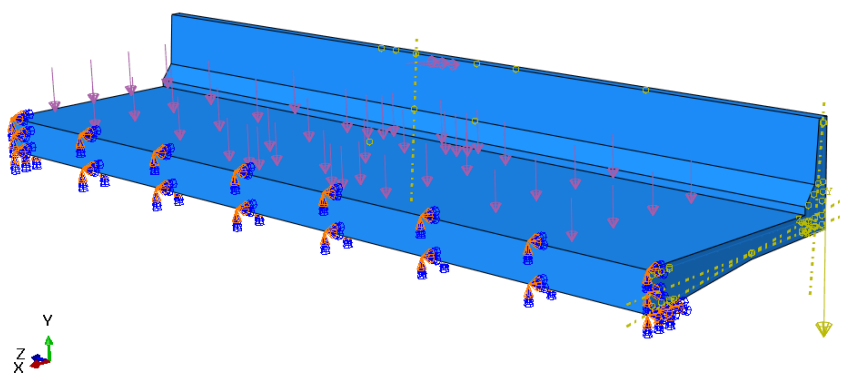


Figura 4.6 - Representação das cargas aplicadas ao sistema barreira-tabuleiro de acordo com o que foi modelado no programa ABAQUS

Capítulo 5

Análise do caso de estudo

Neste capítulo procede-se à análise dos resultados obtidos através de simulações feitas com o modelo desenvolvido no programa ABAQUS e descrito nos capítulos anteriores. Esta análise de resultados é realizada tendo como objectivo o desenvolvimento de propostas simples de projecto para a análise de sistemas barreira de segurança-tabuleiro.

5.1 Metodologia adoptada para a análise de resultados

Tal como tem vindo a ser referido ao longo deste documento, o objectivo deste trabalho prende-se com o desenvolvimento de metodologias para o dimensionamento e verificação de segurança de sistemas barreira-tabuleiro de pontes ou viadutos. A definição desses modelos implica o conhecimento não só da degradação de cargas ao longo da estrutura como também da influência dinâmica de uma carga de impacto.

Portanto, é preciso analisar o comportamento da estrutura de forma a entender como é que esta reage em situações dinâmicas (ou seja, analisar como é que um impacto automóvel se distingue de um carregamento estático) e qual a influência da consideração do comportamento não linear dos materiais.

A análise dos efeitos acima descritos foi feita essencialmente em termos dos esforços no tabuleiro, através do modelo referido no Capítulo 3, desenvolvido no programa de elementos finitos ABAQUS. Acontece que o ABAQUS, para o tipo de elementos que constituem este modelo, não permite obter directamente os esforços em cada secção. Aquilo que o ABAQUS permite saber é o valor da tensão, extensão e deslocamento em cada nó. Portanto, se se pretende saber quais os esforços em determinada secção da estrutura, estes têm de ser calculados através do campo de tensões nessa mesma secção.

Neste caso, optou-se por fazer a análise dos esforços na secção mais esforçada do tabuleiro, isto é, na secção do tabuleiro onde as tensões máximas são mais elevadas. Na Figura 5.1 apresenta-se a localização dessa secção.

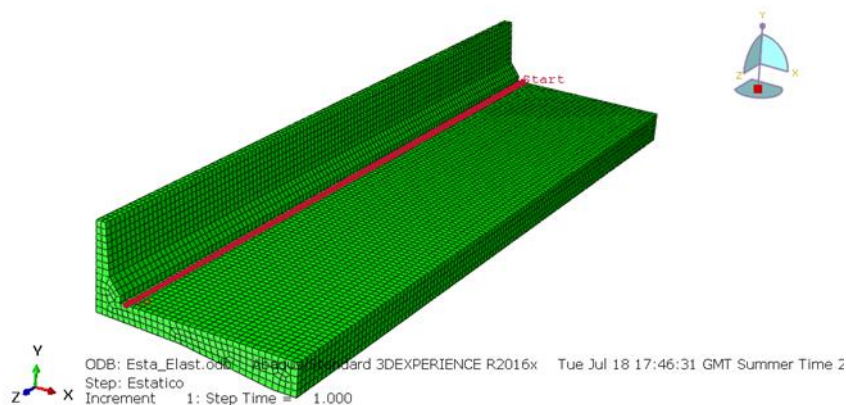


Figura 5.1 - Alinhamento correspondente à secção mais esforçada do tabuleiro

Os esforços calculados irão ser apresentados em gráficos do tipo *Esforço por unidade de comprimento* – *Comprimento do troço do tabuleiro*, uma vez que é esta a melhor maneira de entender como é que os esforços estão a ser equilibrados ao longo da secção do tabuleiro, sendo esses esforços o esforço axial (N) distribuído e o momento flector (M) distribuído. Consequentemente, a área desses diagramas será igual ao esforço total equilibrado nessa secção. Para além da análise com base nos esforços, serão também apresentados gráficos com o deslocamento de certos pontos em função do tempo, bem como do deslocamento ao longo de determinados alinhamentos.

5.2 Danos no tabuleiro e na barreira

Com vista à obtenção de modelos de dimensionamento, é preciso analisar qual o efeito real que um impacto automóvel tem sobre a estrutura, tanto a nível do tabuleiro como a nível da barreira de segurança. Este efeito real é obtido através de uma simulação que tem em conta não só as características da estrutura como também do carregamento numa situação de impacto. Assim sendo, os resultados apresentados a seguir correspondem a simulações nas quais os materiais apresentam comportamento não linear e afectado pelo factor dinâmico, tendo sido também definidas características de amortecimento (através dos coeficientes de Rayleigh), de acordo com o Capítulo 3. Quanto ao carregamento, este está conforme o indicado no Capítulo 4, admitindo-se então uma força de pico de 250 kN, sendo o modelo de carregamento linear e simétrico, com tempo total de ciclo carga-descarga igual a 0,4 s. As restantes acções referidas no Capítulo 4, com carácter estático, são também tidas em conta nesta simulação, nomeadamente o peso próprio, o peso do automóvel e o peso do pavimento.

Tal como indicado na Figura 3.4, admite-se que a extremidade do tabuleiro pode ser considerada como encastrada. Com vista ao desenvolvimento de modelos de dimensionamento, tanto do tabuleiro como da barreira, é importante perceber se a barreira pode também ser considerada como encastrada no tabuleiro. Ou seja, é preciso avaliar se, aquando de uma colisão de um veículo com a barreira, existe transmissão de danos para o tabuleiro ou se estes ficam restritos à barreira de segurança.

Comece-se então por analisar os efeitos no tabuleiro. As cargas a actuar sobre o sistema barreira-tabuleiro podem ser divididos em três fases. Numa primeira fase actuam apenas as cargas estáticas, na segunda entra em acção a força dinâmica associada ao impacto de um automóvel e na terceira fase essa força de impacto já não está a actuar, ficando então apenas as cargas estáticas e permanentes. Assim sendo, para avaliar os danos no tabuleiro deve analisar-se não só a situação em que os esforços a que este está sujeito são máximos (a meio da segunda fase, no instante em que a força de impacto é igual a 250 kN) como também no instante final, em que a força de impacto já não está a actuar (final da terceira fase) e compará-la com a situação inicial, antes do embate do automóvel. As tensões normais ao longo do tabuleiro para cada um destes instantes são apresentadas na Figura 5.2, Figura 5.3 e Figura 5.4. Note-se que as tensões normais são as que têm a direcção xx , de acordo com o referencial apresentado em cada uma das figuras.

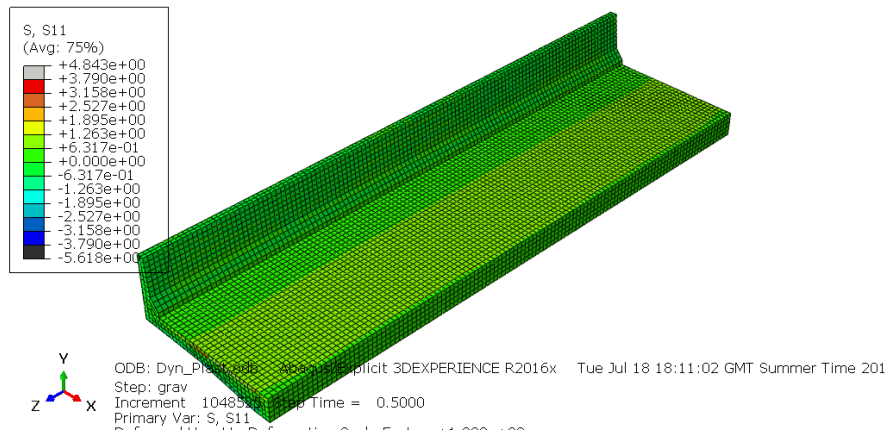


Figura 5.2 - Distribuição de tensões normais ao longo do tabuleiro antes da força de impacto começar a actuar (primeira fase de carregamento). Tensões em MPa

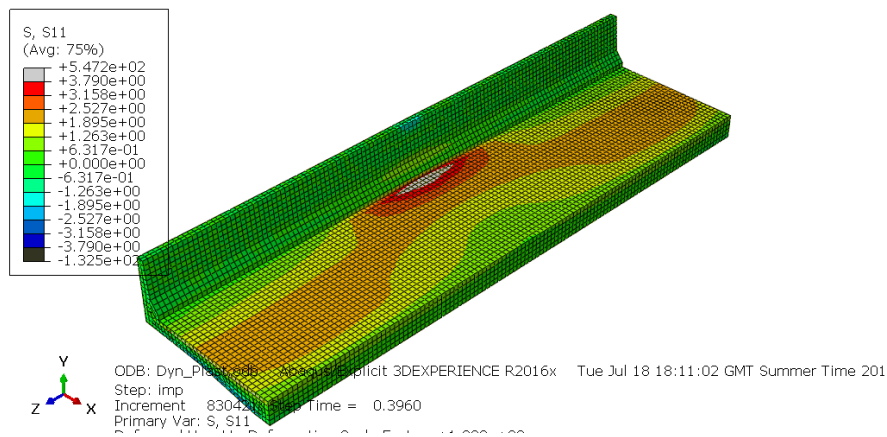


Figura 5.3 - Distribuição de tensões normais ao longo do tabuleiro no instante em que a força de impacto é máxima (segunda fase de carregamento). Tensões em MPa

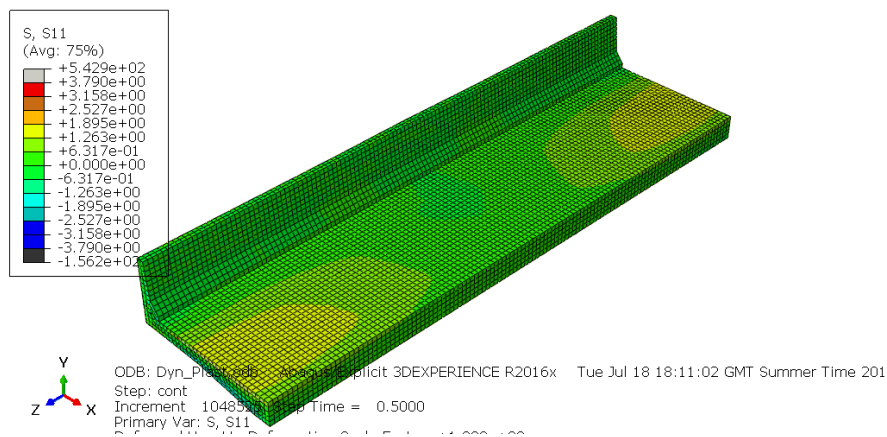


Figura 5.4 - Distribuição de tensões normais ao longo do tabuleiro após a carga associada ao impacto deixar de actuar (terceira fase de carregamento). Tensões em MPa

Sendo esta uma estrutura de betão armado (com muito maior resistência à compressão do que à tracção) e também pelas características do carregamento que está a ser aplicado, a situação mais condicionante será a de tracção. É por esse motivo que nas Figura 5.2, Figura 5.3 e Figura 5.4 a tensão positiva (de tracção) está limitada ao seu valor máximo admissível pelo betão, que de acordo com o indicado pela Tabela 3.5, no Capítulo 3, é 3,79 MPa. Apesar de a tenção máxima de compressão ser de 47,70 MPa, o seu valor foi também limitado na escala de tensões, de forma a facilitar a leitura dos resultados, uma vez que permite ter uma melhor percepção sobre como as tensões se distribuem ao longo do tabuleiro.

Como se pode ver pela Figura 5.3, associada ao momento em que os esforços no tabuleiro são máximos, existe uma região, marcada a cor cinzenta, na qual é excedido o limite de resistência do betão à tracção. Note-se também que esta região se encontra perto da zona de ligação com o tabuleiro e directamente abaixo do local onde a força de impacto está a ser aplicada, podendo daqui desde já perceber-se que a carga tende a degradar-se longitudinalmente e transversalmente ao longo do tabuleiro, como seria de esperar. Contudo, a abertura de fendas neste instante não é significativa. Acontece que a zona da secção na qual a tensão excede o limite de resistência do betão à tracção é apenas superficial, tal como pode ser constatado pelo corte apresentado na Figura 5.5.

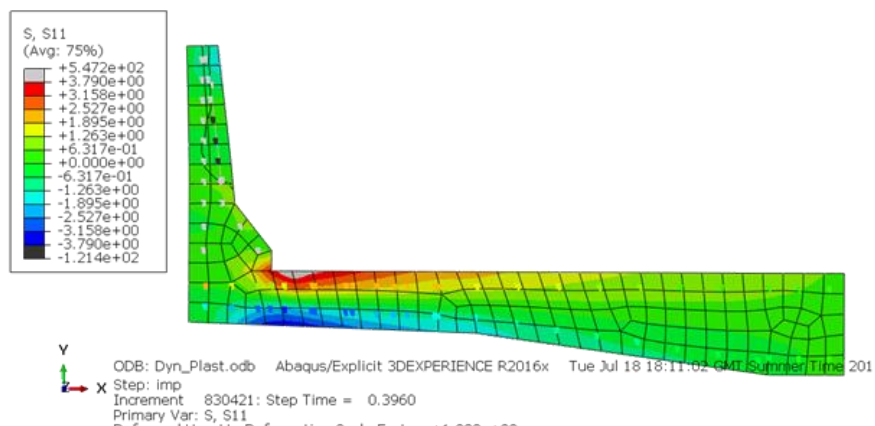


Figura 5.5 - Corte transversal ao longo do tabuleiro e da barreira para o instante de tensões normais (direcção xx) máximas no tabuleiro

Pelo corte representado na Figura 5.5, observa-se que os varões (representados por pequenos pontos rectangulares) se encontram numa zona em que a tensão no betão é inferior a 3 MPa, sendo a tensão máxima nos varões cerca de 17 MPa, valor muito abaixo da sua tensão de cedência (cerca de 543 MPa). Quer isto dizer que os varões nunca saíram do regime elástico, pelo que, considerando as condições de aderência entre o betão e o aço, o tabuleiro consegue recuperar a sua configuração inicial após o término da aplicação da força de impacto.

Atente-se agora na Figura 5.4, associado ao momento em que a força de impacto já deixou de actuar. É possível evidenciar que a tensão na parte central do tabuleiro é, no instante final, sensivelmente igual à tensão que nela existia antes da força de impacto começar a actuar, tal como está representado na Figura 5.2. Contudo, a comparação entre a Figura 5.2 e a Figura 5.4 mostra que a tensão é diferente na zona extrema do tabuleiro, notando-se na Figura 5.4 duas regiões de cor amarela que apresentam

tensões mais elevadas do que no estado inicial. A justificação para este facto reside nas condições de compatibilidade entre o tabuleiro e a barreira. Para isso, observe-se o deslocamento horizontal da parte central do topo da barreira ao longo do tempo. O ponto em estudo está representado a cor vermelha na Figura 5.6 e o seu deslocamento na Figura 5.7.

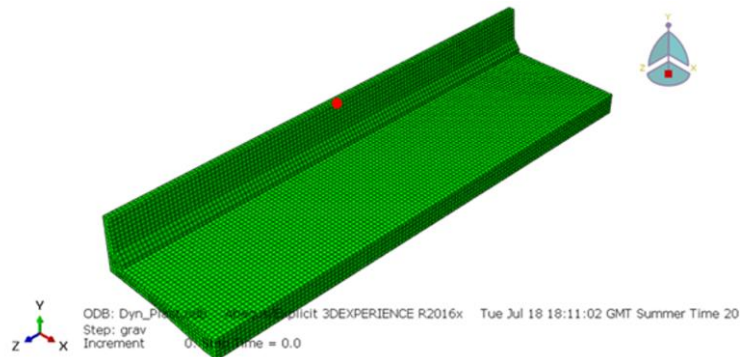


Figura 5.6 - Ponto central do topo da barreira

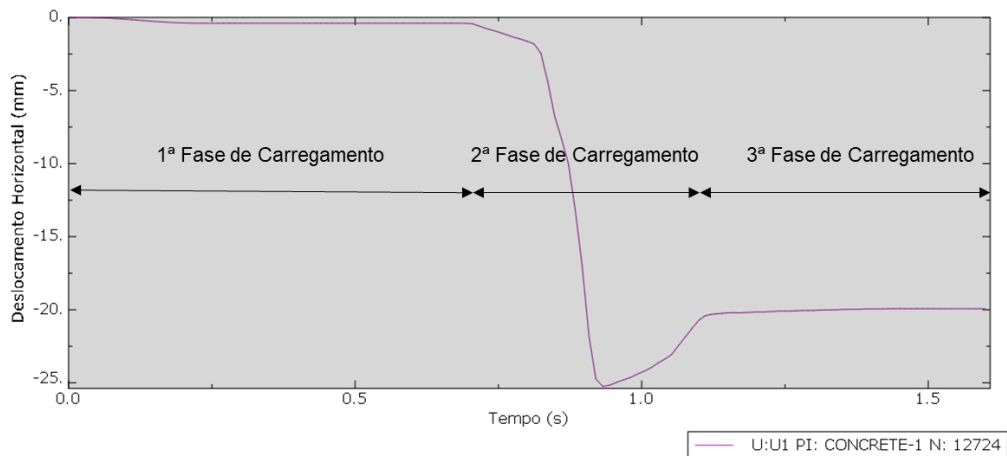


Figura 5.7 - Deslocamento horizontal, ao longo do tempo, do ponto central do topo da barreira

A Figura 5.7 permite também entender as três fases do processo de carregamento anteriormente descritas. Até ao instante $t = 0,7$ s o deslocamento é constante e relativamente pequeno, uma vez que apenas actuam o peso próprio, o peso do pavimento e o peso do carro. A partir do instante $t = 0,7$ s começa a actuar a força de impacto, o que provoca um grande aumento no deslocamento horizontal deste ponto, atingindo o seu máximo (cerca de 25 mm) precisamente 0,2 s após a força de impacto ter começado a ser aplicada, isto é, quando a força de impacto é máxima. Esse deslocamento começa então a diminuir, durante mais 0,2 s, o que corresponde à descarga da força de impacto. A partir do instante $t = 1,1$ s, a força de impacto a actuar é nula, pelo que o deslocamento volta a estabilizar. Porém, observa-se que mesmo após a força de impacto deixar de actuar o deslocamento não voltou ao seu valor inicial. Isto quer dizer que a barreira já não se encontra em regime elástico, tendo então adquirido uma deformação permanente.

É devido a este facto que as tensões no tabuleiro não são iguais no instante final e no instante inicial, apesar de este permanecer em estado elástico. Para melhor entender este fenómeno, analise-se o

deslocamento vertical ao longo da secção mais esforçada do tabuleiro, alinhamento apresentado na Figura 5.1, no instante final da primeira fase de carregamento, Figura 5.8, e no instante final da terceira fase de carregamento, Figura 5.9.

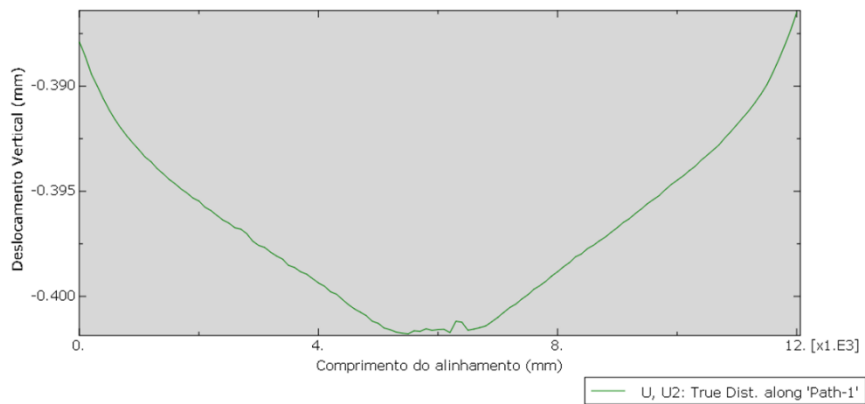


Figura 5.8 - Deslocamento vertical ao longo do alinhamento representado na Figura 5.1 para o final da primeira fase de carregamento

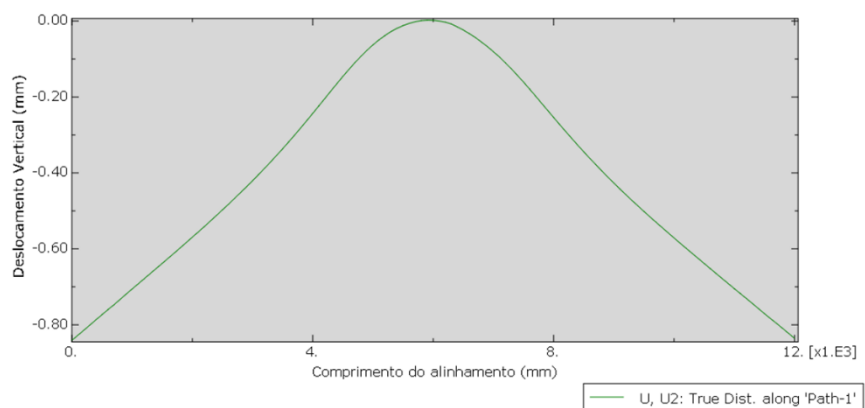


Figura 5.9 - Deslocamento vertical ao longo do alinhamento representado na Figura 5.1 para o final da terceira parte de carregamento

A Figura 5.8 evidencia que antes da força de impacto começar a actuar o deslocamento vertical ao longo da secção mais esforçada do tabuleiro apresenta valores muito próximos ao longo do seu comprimento, notando-se apenas que é um pouco maior no centro do que nas extremidades. Este facto advém das condições de apoio e do carregamento aplicado neste instante (carga distribuída uniformemente sobre o tabuleiro, em que a sua resultante estaria a meio desse alinhamento). Por outro lado, a Figura 5.9 mostra que no final da terceira fase de carregamento o deslocamento ao longo desta secção do tabuleiro inverte, passando a ser muito maior nas extremidades do que na zona central. Tendo em conta a informação destes dois gráficos, bem como do deslocamento horizontal do topo da barreira, pode concluir-se que a deformação permanente na barreira funciona, no fundo, como uma deformação imposta ao tabuleiro. Esta acção faz com que o ponto central da secção mais esforçada do tabuleiro passe a ter um deslocamento menor, passando este deslocamento a ser superior nas extremidades. É por este motivo que, apesar do tabuleiro permanecer em regime elástico e por isso

conseguir recuperar a sua deformação, a Figura 5.4 apresenta um campo de tensões diferente do inicial. Ou seja, tem-se que numa situação de colisão automóvel, após a viatura deixar de estar em contacto com a barreira, ficam a actuar no tabuleiro o peso próprio, o peso do pavimento, o peso do automóvel (enquanto este não for retirado do local) e uma deformação imposta ao longo da ligação barreira-tabuleiro, sendo o seu valor máximo na zona central dessa ligação.

Como tem vindo a ser referido, a análise do gráfico relativo ao deslocamento horizontal do ponto central do topo da barreira indica que esta terá sofrido uma deformação permanente devido ao efeito da força equivalente a um impacto automóvel. Assim sendo, é importante fazer agora um estudo mais aprofundado sobre a barreira de segurança. Ao contrário do tabuleiro, em que apenas se justifica avaliar o campo de tensões que se geram segundo a mesma direcção da força de impacto, no que toca à barreira é essencial avaliar as tensões horizontais (segundo a direcção zz) e verticais (segundo a direcção yy).

As tensões segundo a direcção zz , tanto na parte da frente como na parte de trás da barreira, no instante em que o seu valor é máximo, encontram-se na Figura 5.10. Nesta figura o modelo encontra-se com uma deformada ampliada com factor de 10, de forma a facilitar a compreensão da relação entre a deformada e as tensões geradas.

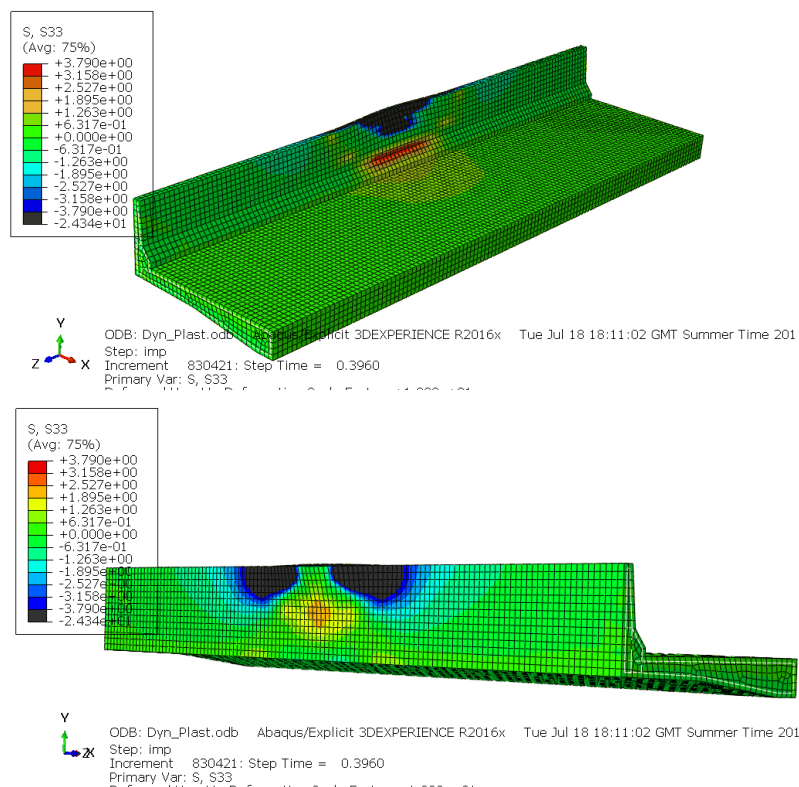


Figura 5.10 - Tensões segundo a direcção zz na parte da frente e na parte de trás da barreira

A Figura 5.10 permite verificar que no caso das tensões segundo a direcção zz se obtêm tensões de compressão superiores às de tracção, em valor absoluto. Neste caso, é na parte de baixo da barreira que se observam os valores mais elevados de tensões de tracção. No entanto, estes valores máximos de tracção são cerca de 3,3 MPa, estando portanto abaixo do valor máximo de resistência do betão à

tracção (3,79 MPa). Ao contrário do que acontece no tabuleiro, aqui existem tensões elevadas de compressão. Ainda assim, estas tensões nunca são superiores a 20 MPa, ficando assim muito abaixo do valor máximo de resistência do betão à compressão (47,7 MPa). Daqui pode concluir-se que segundo a direcção zz não só não existe qualquer abertura de fendas, pelo que a armadura horizontal da barreira estará em estado elástico, como também não existe nenhum problema de esmagamento do betão à compressão.

No que toca à direcção yy , sabe-se que existe plastificação das armaduras. Assim sendo, apresenta-se na Figura 5.11 um corte com os campos de tensões a meio da barreira segundo essa direcção, tanto para o instante imediatamente antes de surgir a primeira fenda como para o instante final da terceira fase de carregamento, quando a força de impacto já não está a actuar.

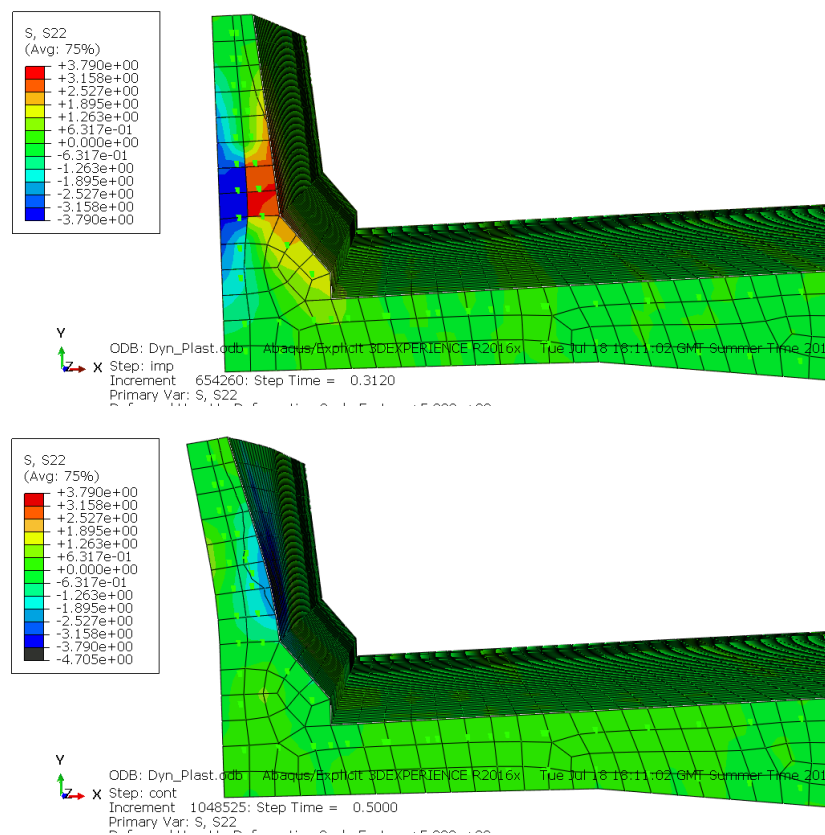


Figura 5.11 - Tensões na barreira segundo a direcção yy para o instante imediatamente antes da fendilhação e para o instante final da terceira fase de carregamento

A primeira imagem da Figura 5.11 permite ver qual a zona onde se formam as primeiras fendas. Repare-se que não existe nenhuma carga aplicada sobre a barreira segundo a direcção yy a não ser o peso próprio da mesma, sendo essa uma força de compressão. Contudo, face às restantes cargas aplicadas na estrutura, o peso próprio da barreira não tem um valor significativo, pelo que a única acção que influencia a formação de fendas segundo a direcção yy é o momento gerado pela força de impacto (perpendicular à barreira). Assim, seria de esperar que as maiores tensões ocorressem na base da barreira, pois é nessa zona que a distância ao ponto de aplicação da força de impacto é maior. Contudo, na parte debaixo da barreira existe uma variação da área da secção. Como a tensão depende do

módulo de flexão, e este por sua vez depende das características geométricas da secção, é fácil entender que as tensões tendem a aumentar à medida que nos aproximamos da base da barreira, começando depois a diminuir logo que a altura da secção começa a aumentar. É precisamente na zona que antecede esse aumento de área da secção que as primeiras fendas surgem, sendo também aí que os primeiros varões da armadura vertical plastificam.

O cálculo da abertura característica de fendas foi efectuado conforme as indicações do Eurocódigo 2 – Parte 1-1 [27]. Segundo esta norma europeia relativa a estruturas de betão, a abertura característica de fendas, W_k , pode ser calculada de acordo com a equação (5.1), onde $S_{r,max}$ representa a distância máxima entre fendas e $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ corresponde à extensão relativa média entre o aço e o betão.

$$W_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (5.1)$$

O valor da abertura característica de fendas foi calculado para o instante anterior à plastificação das armaduras, durante o estado de estabilização de fendas, tendo-se obtido um valor de $W_k = 0,406$ mm. Poderia ser espectável que se obtivesse um valor superior para a abertura de fendas. Porém, note-se que o valor atrás apresentado foi calculado tendo em conta as características dos materiais afectadas pelo efeito dinâmico, pois foi também assim que estas foram definidas no programa ABAQUS.

Relativamente à imagem de baixo da Figura 5.11, observa-se que existe uma deformação permanente. Para além disso, é possível constatar que a zona fendilhada, onde as armaduras já plastificaram, apresenta agora tensões residuais de compressão.

Por fim, pode então concluir-se que embora a barreira sofra deformações permanentes, não existe transmissão de danos para o tabuleiro, permanecendo este em regime elástico. Assim, confirma-se a hipótese de se poder isolar a barreira, considerando-a como encastrada no tabuleiro, para efeitos de dimensionamento e verificação de segurança. Para além disso, nota-se a importância do aumento da altura da secção transversal da base da barreira, o que permite reduzir as tensões na zona de ligação com o tabuleiro. Relativamente aos danos na barreira, existe abertura de fendas e plastificação de armaduras na direcção yy , precisamente na zona em cima do alargamento de secção. Apresenta-se na Figura 5.12 o mapa das extensões principais no aço, limitadas ao seu valor de cedência, 0,0024, onde é possível constatar que apenas as armaduras verticais do lado de dentro do tabuleiro plastificaram, observando-se que todas as outras armaduras estão em regime elástico.

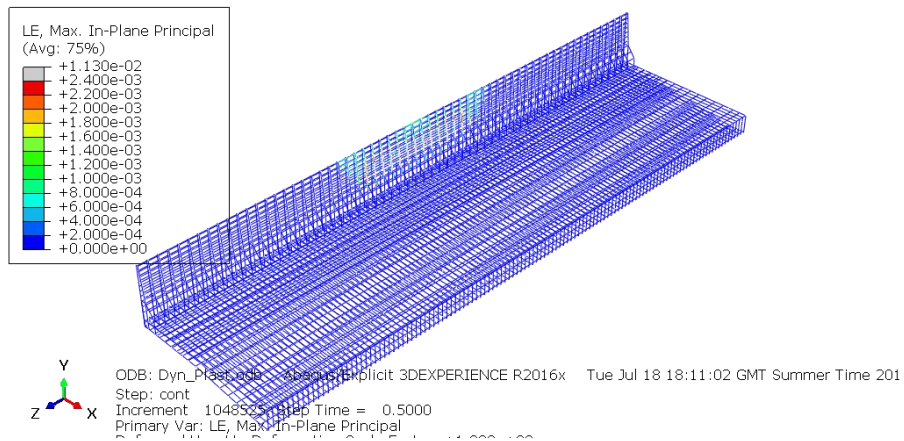


Figura 5.12 - Mapa de extensões principais do aço para o instante final da terceira fase de carregamento

5.3 Carga última

Como foi visto, para a carga associada a um impacto automóvel, 250 kN, não existem danos permanentes no tabuleiro, mas existem na barreira. É agora essencial saber quais as consequências de uma colisão que provocasse uma força de impacto maior, ou seja, se para cargas maiores existem danos no tabuleiro ou se estes ficam sempre confinados à barreira. Em última análise, será importante saber qual a carga máxima que pode ser resistida pelo sistema barreira-tabuleiro e, para essa carga, aferir quais as consequências para a estrutura.

A carga última foi então calculada pelo Método das Linhas de Rotura, que é um método cinemático da Teoria da Plasticidade. Considerando que o topo da barreira tem o comportamento de um bordo livre e que a sua base se encontra encastrada no tabuleiro, admitta-se os dois modelos de linhas de rotura sugeridos na Figura 5.13.

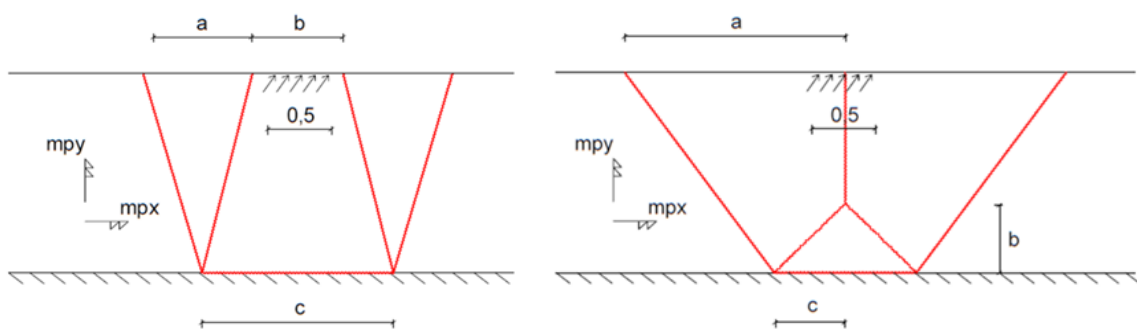


Figura 5.13 - Possíveis modelos de linhas de rotura

Os modelos apresentados na Figura 5.13 são os modelos possíveis, *a priori*, para as linhas de rotura que se iriam formar na barreira. Contudo, a Figura 5.12, relativa às extensões das armaduras, indica que apenas plastificam as armaduras verticais da barreira. Quer isto dizer que não se forma nenhuma linha de rotura na base da barreira. Assim sendo, a variável c , relativa à largura da charneira plástica horizontal que se formaria na base, toma o valor zero em ambos os modelos apresentados na Figura

5.13, o que implica que b também seja nulo. Portanto, passa a existir apenas um modelo de linhas de rotura possível, que é o apresentado na Figura 5.14.

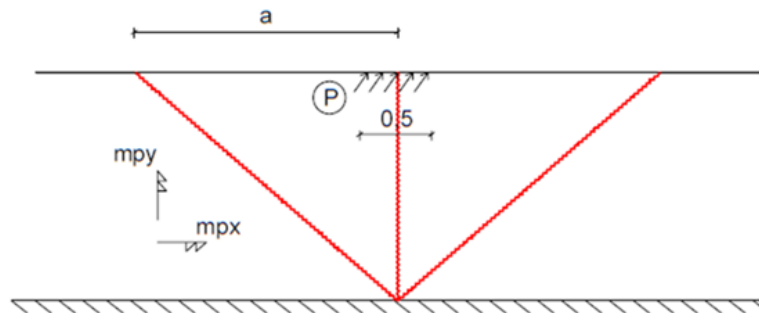


Figura 5.14 - Mecanismo de colapso adoptado

Conhecendo então o mecanismo de colapso, pode proceder-se ao cálculo do valor da carga de rotura P . O cálculo deste valor foi efectuado segundo o indicado na obra de Leonhardt [28], estando as equações deduzidas presentes no Anexo C. A determinação da carga de colapso P é obtida através de um processo de minimização, no qual se pretende saber qual o valor da variável a que permite obter o menor valor de P . Note-se que estes valores foram calculados admitindo os valores reais máximos de resistência do aço e do betão. Obteve-se assim um valor para a carga de colapso igual a 345,18 kN sendo a distância a igual a 2,53 m.

A norma norte americana (AASHTO [11]) também providencia um método para calcular a carga última suportada pela barreira. As expressões (5.2) e (5.3) permitem calcular não só a carga de colapso, R_w , como também a extensão do perfil mobilizado no mecanismo de rotura, L_c .

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t}\right)(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H}) \quad (5.2)$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}} \quad (5.3)$$

Nas expressões (5.2) e (5.3), M_w e M_c , dizem respeito aos momentos resistentes garantidos pela armadura horizontal e vertical, respectivamente. O momento M_b corresponde a um momento resistente adicional no topo da barreira, que neste caso é nulo. A representação do mecanismo de colapso sugerido pela (AASHTO [11]) é apresentado na Figura 5.15, na qual consta também a representação dos momentos resistentes considerados para cada direcção.

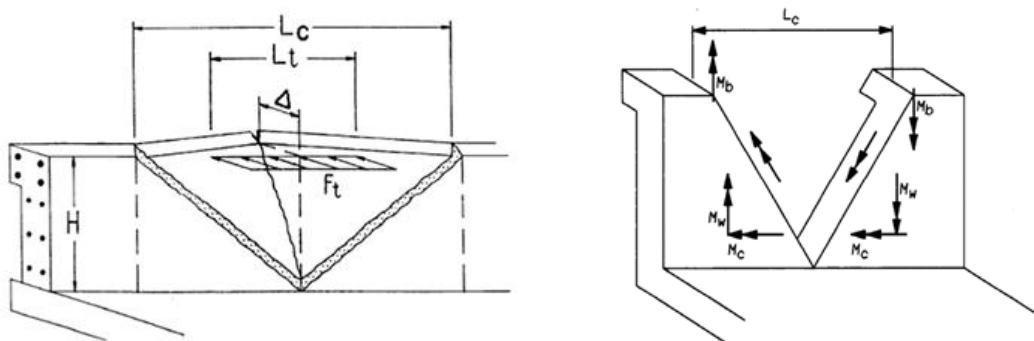


Figura 5.15 - Mecanismo de colapso, adaptado da norma norte americana (AASHTO [11])

A resolução das equações (5.2) e (5.3), tendo em conta que a carga se encontra distribuída em meio metro, ou seja $L_t = 0,5$ m, permite obter um valor para a carga de colapso de 345,18 kN, sendo a distancia total L_c igual a 5,05 m (igual a duas vezes o valor de a). Como não poderia deixar de ser, estes valores são exactamente iguais aos obtidos pela resolução analítica do Método das Linhas de Rotura feito anteriormente.

É interessante comparar a carga última obtida analiticamente com a obtida através do modelo desenvolvido no programa ABAQUS. Foi, por isso, adoptado um processo iterativo, no qual ao longo de várias simulações se aumentou gradualmente a carga até se atingir uma situação em que o programa já não consegue atingir o equilíbrio, tendo daqui provido que a carga última será cerca de 350 kN, valor muito próximo daquele que resulta do Método das Linhas de Rotura. Apresenta-se na Figura 5.16 o mapa de tensões segundo a direcção xx para o instante em que a força de impacto é máxima, ou seja, a meio da segunda fase de carregamento, considerando então uma força de impacto de 350 kN.

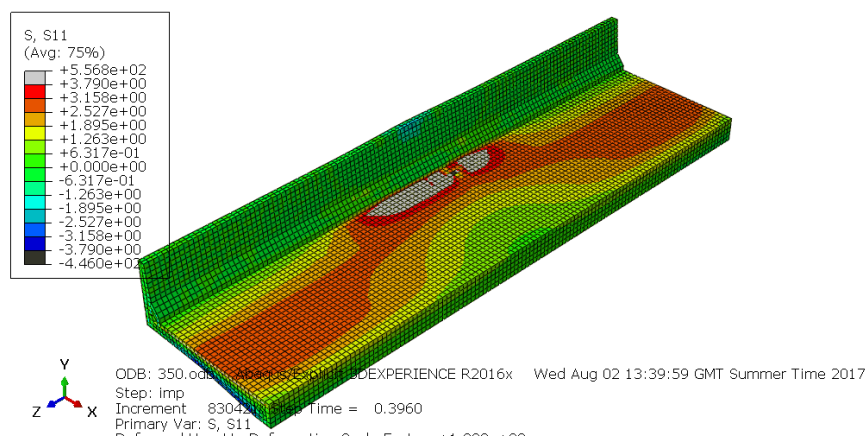


Figura 5.16 - Tensões segundo a direcção xx para o instante em que a força de pico é máxima, $P = 350$ kN

A Figura 5.16, por comparação com a Figura 5.3, que mostra o campo de tensões no tabuleiro no mesmo instante, mas para uma força de 250 kN, permite observar que as tensões no tabuleiro são agora substancialmente maiores, não só em valor absoluto como também em extensão ao longo do tabuleiro. Sabe-se também que existe plastificação das armaduras verticais da barreira. Resta agora saber se, para a carga de colapso, continua a não existir transmissão de danos para o tabuleiro. Nesse sentido, apresenta-se na Figura 5.17 o mapa de extensões principais nas armaduras para o instante final.

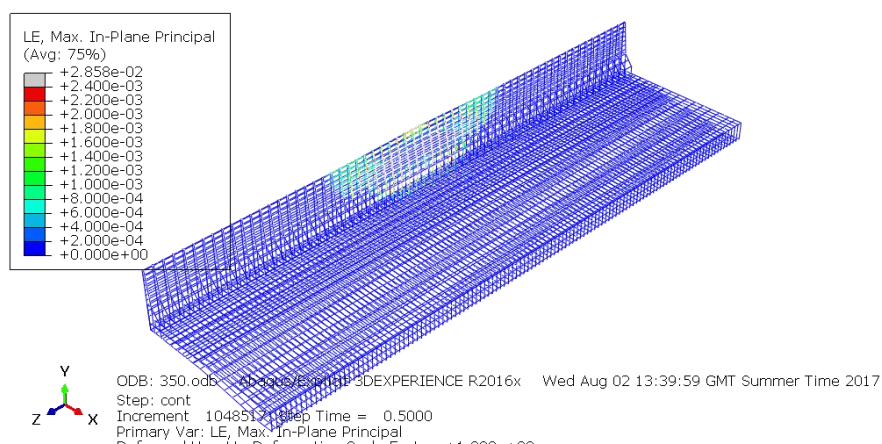


Figura 5.17 - Mapa de extensões principais do aço para o instante final da terceira fase de carregamento, $P = 350 \text{ kN}$

Por comparação com a Figura 5.12, nota-se que o aumento da carga levou, como seria de esperar, a um aumento do número de estribos verticais na guarda que plastificaram. É importante notar que houve um aumento da extensão do perfil mobilizado no mecanismo de rotura, tendo aqui um valor máximo de cerca de 4 m, ainda assim abaixo do valor obtido analiticamente (5,05 m). Para além disso, note-se ainda que houve plastificação de dois varões da armadura horizontal no topo da barreira. Por fim, repare-se que também as armaduras verticais da parte debaixo da barreira, na zona de aumento da altura da secção, ultrapassaram a extensão de cedência, no entanto, as armaduras do tabuleiro continuam em regime elástico. O valor das tensões nas armaduras do tabuleiro nunca ultrapassaram os 40 MPa, valor muito abaixo do da cedência, sendo para tal fundamental a quantidade de armadura adoptada para o tabuleiro. Conclui-se assim que mesmo para uma situação de rotura o tabuleiro permanece em estado elástico, sendo isso graças à quantidade de armadura vertical adoptada para a barreira, que possibilita que não se forme uma charneira plástica horizontal junto da ligação com o tabuleiro.

Foi já anteriormente concluído que mesmo estando o tabuleiro em regime elástico, este apresenta no estado final um campo de tensões diferente do inicial, o que advém da deformação imposta pela deformação constante da barreira. Para a situação em que o valor da carga é 250 kN, o deslocamento máximo horizontal do ponto central do topo da barreira é cerca de 25 mm (Figura 5.7), ficando este ponto, após a plastificação das armaduras, com um deslocamento permanente de cerca de 20 mm, enquanto que para a situação em que a carga é de 350 kN os deslocamentos são bastante maiores, sendo o deslocamento máximo desse ponto aproximadamente 75 mm e o permanente

aproximadamente 50 mm. Para o caso em que a força é de 250 kN, viu-se que a deformação permanente fez com que o ponto central da zona de ligação da barreira com o tabuleiro passasse de um deslocamento vertical inicial de cerca de 40 mm, para um deslocamento praticamente nulo, tendo então isso provocado a referida alteração no campo de tensões do tabuleiro. Uma vez que na situação de carga máxima a deformada na barreira é maior, espera-se então que as tensões finais no tabuleiro também o sejam. Esse campo de tensões, segundo a direcção xx apresenta-se na Figura 5.18.

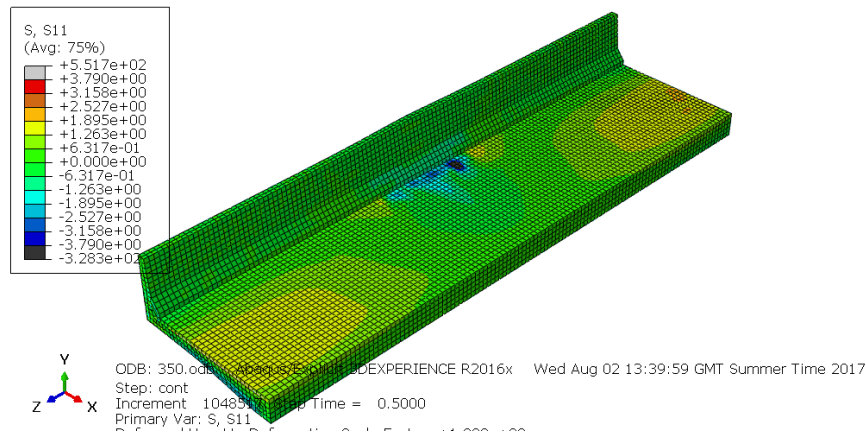


Figura 5.18 - Tensões segundo a direcção xx para o instante final da terceira fase de carregamento, $P = 350$ kN

Como pode ser verificado, o campo de tensões no tabuleiro apresenta valores mais elevados, não só na extremidade do tabuleiro como também na zona central. Isto acontece porque este aumento da deformação da barreira faz com que o deslocamento vertical na zona central do tabuleiro diminua bastante, passando esse deslocamento a ser neste caso cerca de 0,2 mm (no sentido positivo do eixo yy). Assim sendo, uma vez que houve uma troca no sinal deste deslocamento vertical, é fácil entender que também haverá uma troca no sinal das tensões desta zona. É por isso que na Figura 5.18 se observa que, na zona de ligação com a barreira, o tabuleiro apresenta tensões de compressão.

Em suma, existe bastante reserva no que toca à armadura horizontal da barreira, sobretudo tendo em conta os valores das tensões que se geram na direcção zz . Contudo, esta armadura é fundamental para equilibrar parte da carga na direcção longitudinal, permitindo ter maiores valores de carga de colapso, aumentando a extensão do perfil mobilizado no mecanismo de rotura. Relativamente à quantidade de armadura vertical da barreira, esta é essencial para impedir a formação de uma charneira plástica na zona de ligação com o tabuleiro, o que por sua vez impede a transmissão de danos para o mesmo.

Como foi visto, a um aumento da carga corresponde um aumento do número de estribos verticais que plastificam. Nesse sentido, será também interessante averiguar o efeito que o aumento da força de impacto tem nas extensões da armadura vertical da barreira. Apresenta-se na Figura 5.19 um gráfico no qual se pode ver qual o valor da extensão principal máxima das armaduras verticais ao longo de um alinhamento a meia altura da barreira, em função do valor da força de impacto.

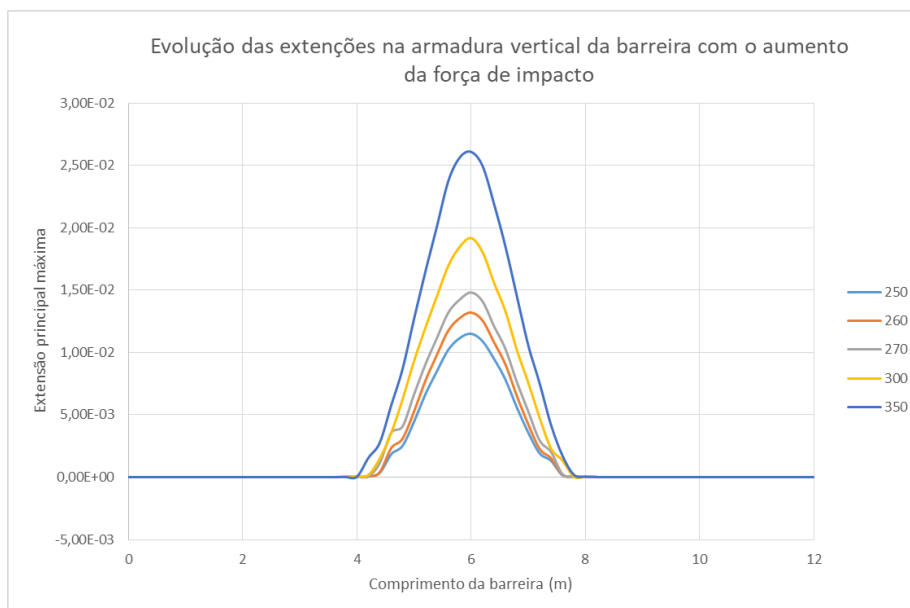


Figura 5.19 - Evolução das extensões principais máximas das armaduras verticais ao longo da barreira

O gráfico da Figura 5.19 permite assim confirmar que o aumento do valor da força de impacto provoca um aumento da extensão nas armaduras da barreira, provocando também um alargamento longitudinal no que toca a armaduras afectadas. Isto é, o aumento da carga provoca um aumento da extensão do perfil do mecanismo de colapso.

Para finalizar a análise relativa à carga última, não deixa de ser interessante comparar o valor obtido com aquele que resultou do trabalho de Mendes [15]. Como já foi referido no capítulo relativo à modelação do carregamento, o modo de aplicação da carga adoptado por Mendes [15] difere do considerado no presente documento essencialmente no que toca ao local de aplicação da carga. Mendes [15] optou por aplicar a carga equivalente a um impacto automóvel distribuída em área, sendo essa força e essa área crescentes ao longo do tempo. A análise de estado limite último por este executada, também no programa ABAQUS, permitiu-lhe chegar a um resultado de carga de colapso igual a 800 kN. Repare-se que este valor é claramente superior ao obtido nesta análise ($P = 350$ kN), o que resulta essencialmente do maior momento flector gerado pelo carregamento aqui adoptado. Confirma-se assim que, tal como tinha sido previsto anteriormente, o modo de aplicação das cargas de acordo com as normas europeias e americanas conduz a uma situação mais condicionante.

5.4 Degradação de cargas

Um dos pressupostos para o desenvolvimento de modelos de projecto para o dimensionamento e verificação de segurança é de que a barreira funciona como encastrada no tabuleiro, devendo naturalmente a laje do tabuleiro ser dimensionada para as forças (esforço axial e momento flector) transmitidas pela guarda de segurança. Essa hipótese já foi confirmada, tendo-se visto que tal acontece mesmo para a situação de colapso. Resta agora determinar qual a degradação de cargas ao longo do sistema barreira-tabuleiro. Como foi visto pelos mapas de tensões até aqui apresentados, a carga tende

a degradar gradualmente à medida que se afasta do ponto de aplicação, resultando daqui, como é claro, tensões mais elevadas na zona central do tabuleiro e da barreira. Assim sendo, é importante saber qual a influência da consideração das características não lineares dos materiais nessa mesma degradação. Nesse sentido, apresentam-se na Figura 5.20 os esforços (esforço axial e momento flector) ao longo da secção mais esforçada do tabuleiro (alinhamento da Figura 5.1), para a situação em que os materiais apresentam comportamento não linear e o carregamento tem carácter dinâmico (esforços que resultam do campo de tensões da Figura 5.3), e para a situação em que os materiais têm características elásticas e o carregamento é estático.

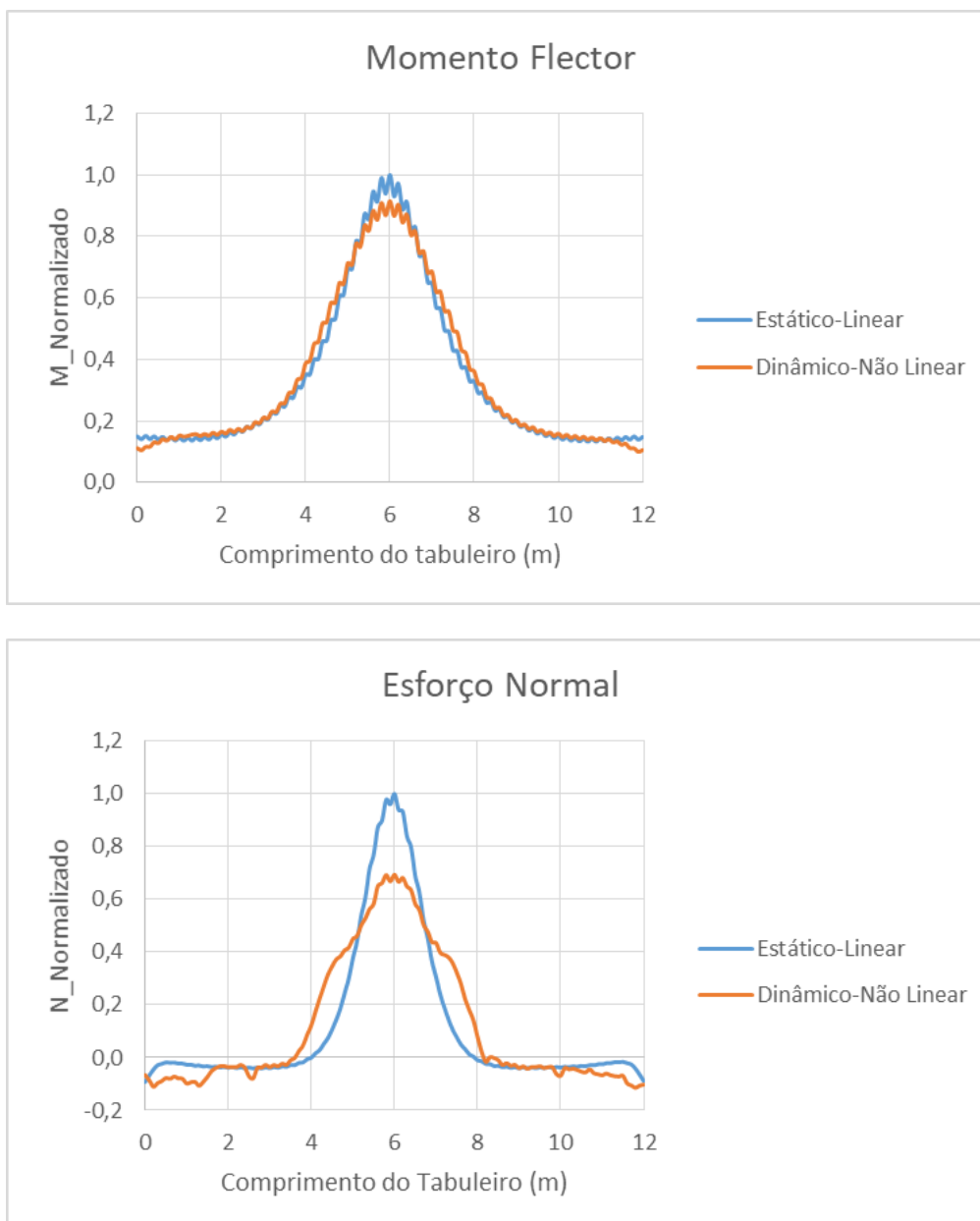


Figura 5.20 - Comparação entre os esforços distribuídos ao longo da secção mais esforçada do tabuleiro para a situação Estática-Linear e para a situação Dinâmica-Não Linear

Na Figura 5.20 os esforços apresentam-se normalizados (em relação aos valores elásticos de pico) para melhor se entender a relação entre ambos os casos. Observa-se que, para o momento flector, os resultados para os dois modelos são bastante semelhantes. Acontece apenas que no caso Dinâmico-Não Linear o momento flector máximo é um pouco inferior ao do modelo Estático-Elástico, alargando depois ligeiramente ao longo do tabuleiro. Essa diferença é, no entanto, bastante acentuada para o esforço normal. Observa-se que o valor máximo do esforço axial no modelo Dinâmico-Não Linear é consideravelmente inferior ao do modelo Estático-Elástico, sendo que se estende ao longo de um maior comprimento do tabuleiro. Isto acontece porque, como se constatou através do mapa de tensões presente na Figura 5.3, a zona central do tabuleiro atingiu uma tensão de tração superior ao da resistência máxima do betão. Assim, a partir desse momento não foi possível continuar a aumentar o esforço normal resistido nessa zona, começando este a ser redistribuído para as regiões adjacentes. Ou seja, atingindo-se a capacidade máxima de resistência à tração da zona central do tabuleiro, começam-se a mobilizar outras zonas adjacentes, ao longo da secção, de forma a conseguir equilibrar a carga aplicada.

É precisamente esta redistribuição interna dos esforços que permite perceber a degradação real das cargas ao longo do tabuleiro. Quanto à normalização existente relativamente a cargas concentradas, esta está normalmente associada à degradação para verificação do esforço transversal. Por exemplo, o REBAP [29] indica que *a zona de distribuição da carga concentrada se obtém supondo uma degradação segundo linhas a 45° a partir do contorno da área carregada*. Também o Model Code 2010 [18] indica que para lajes encastradas, se deve definir uma secção de controlo formada a partir de uma linha a 45° desde o local de aplicação da carga.

Para esta situação, em que uma carga de 250 kN, distribuída ao longo de 0,50 m, se encontra aplicada a 1,00 m de altura, iria gerar-se na base da barreira um momento flector resultante de 250 kNm e uma força normal resultante de 250 kN. Admitindo uma degradação a 45°, estas cargas devem ser distribuídas na base da barreira ao longo de uma distância de 2,50 m. Daqui resulta que se teria a actuar sobre a ligação barreira-tabuleiro um momento flector distribuído de 100 kNm/m e um esforço axial de 100 kN/m. Contudo, a Figura 5.20 permite ver que a degradação das cargas não acontece exactamente a 45° para os dois casos.

Veja-se agora a Figura 5.21, na qual estão representados os valores reais dos esforços ao longo da secção para a situação Dinâmica-Não Linear.

A Figura 5.21 permite ver que, no que toca ao momento flector, o valor máximo atingido é cerca de 65 kNm/m e no que toca ao esforço axial esse valor é de 115 kN/m. Note-se que estes valores são ligeiramente superiores aos indicados pelo SETRA [10], que recomenda um momento flector na base da barreira de 50 kNm/m e uma força horizontal de 100 kN/m. Para além disso, a forma dos gráficos permite também ter uma ideia da largura de distribuição das cargas, isto é, da secção de controlo para efeito de avaliação dos esforços de dimensionamento na região de ligação ao tabuleiro.

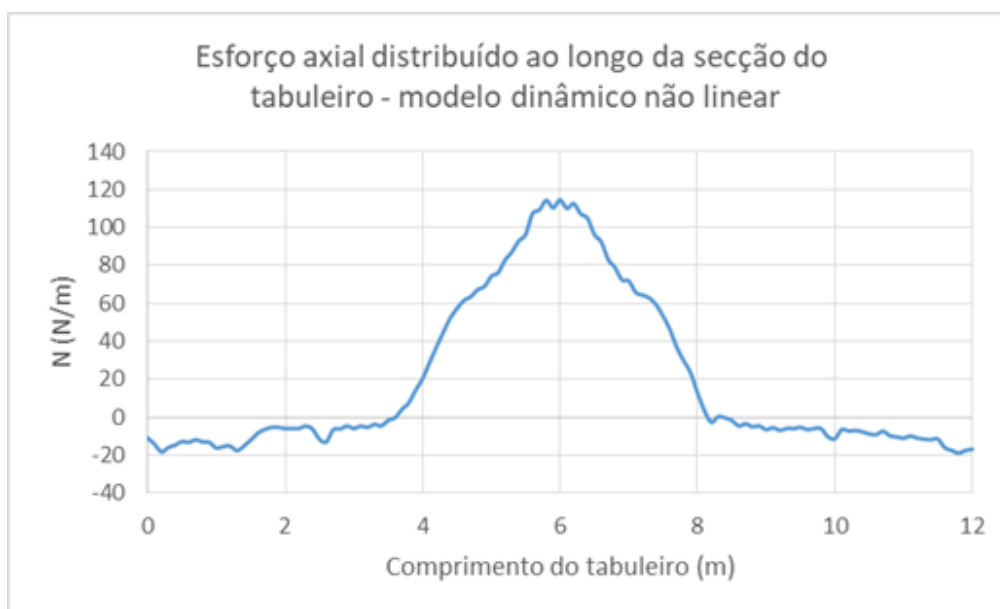
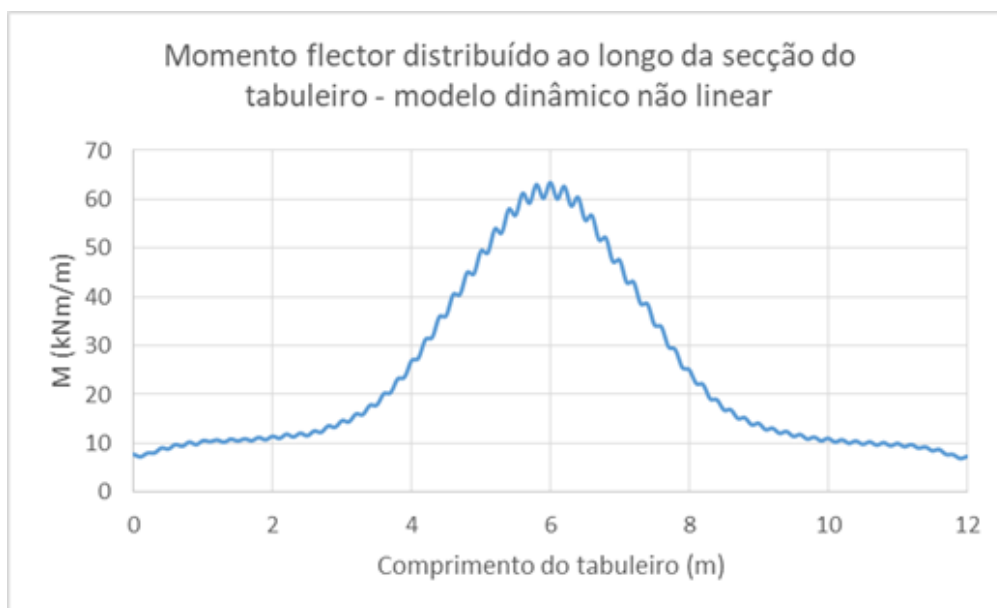


Figura 5.21 - Esforços reais gerados ao longo do tabuleiro para o modelo Dinâmico-Não Linear

Assim sendo, os resultados obtidos para a degradação real das cargas permitem efectivamente propor uma hipótese menos conservativa para a determinação da secção de controlo, sobretudo no caso do momento flector: em vez de um valor de 100 kNm/m aplicado ao longo de 2,50 m, pode considerar-se uma carga de 65 kNm/m distribuída ao longo de 3,85 m. No caso do esforço axial as diferenças são pouco importantes, conduzindo os resultados obtidos a um valor de 115 kN/m em 2,20 m (em vez dos 100 kN/m aplicado ao longo de 2,50 m). A comparação entre estas hipóteses encontra-se na Figura 5.22, estando representado a vermelho a indicação normativa e a preto a hipótese agora sugerida.

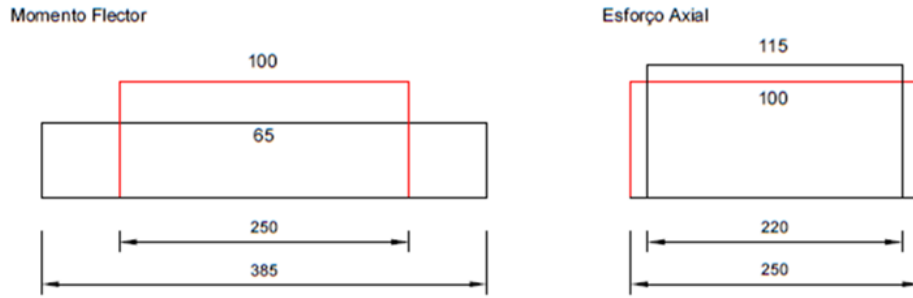


Figura 5.22 - Comparação entre a sugestão para a distribuição de cargas e as recomendações normativas. Larguras de distribuição em cm

5.5 Verificação da resistência ao esforço transversal

O modelo de degradação de cargas sugerido assenta no pressuposto de que o colapso do sistema barreira-tabuleiro ocorre por flexão. Assim sendo, é preciso confirmar que não existe rotura por corte, ou seja, verificar a resistência ao esforço transversal. O esforço transversal resistente para elementos sem armadura de esforço transversal, $V_{Rd,c}$, foi calculado para a base da barreira, de acordo com o Eurocódigo 2 – Parte 1-1 [27] e segundo a expressão (5.4).

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (5.4)$$

Na expressão (5.4), σ_{cp} depende do esforço axial, que neste caso é desprezável, pelo que este termo será nulo. Admitindo a largura da secção (b_w) igual a 1 m e as características dos materiais afectadas pela acção dinâmica, resulta da equação (5.4) um esforço transversal resistente de 145,6 kN/m. Este valor é superior ao do esforço transversal actuante nesta secção. Assim sendo, pode assumir-se que os modelos apresentados anteriormente são válidos, uma vez que não existe rotura por esforço transversal.

5.6 Coeficiente dinâmico

Para estudar a influência do carácter dinâmico associado à colisão de um veículo com a barreira, partiu-se de um mesmo modelo, correndo depois duas simulações, nas quais variava apenas o modo de aplicação da força equivalente ao embate automóvel. Ou seja, partiu-se de um modelo em que todos os materiais têm comportamento elástico linear e fez-se uma primeira simulação na qual a força de impacto foi modelada como estática e a seguir fez-se uma segunda simulação, considerando as mesmas características dos materiais, mas em que a força de impacto foi modelada como dinâmica, de acordo com o enunciado no Capítulo 4 (ciclo carga-descarga linear e simétrico com 0,4 s de tempo total). As características dos materiais são as lineares elásticas originais, apresentadas na Tabela 3.4 (para o betão) e na Tabela 3.6 (para o aço), ou seja, não afectadas pelo factor dinâmico. A análise do efeito dinâmico foi feita com modelos Elásticos-Lineares, uma vez que a consideração das características não lineares dos materiais permite que haja redistribuição interna de esforços, o que poderia deturpar a análise do efeito dinâmico da acção. Para além disso, a análise dinâmica irá ser inicialmente feita sem a consideração de coeficientes de amortecimento.

A análise dos resultados foi então efectuada através dos esforço normal e do momento flector ao longo da secção mais esforçada do tabuleiro, permitindo traçar os gráficos da Figura 5.23.

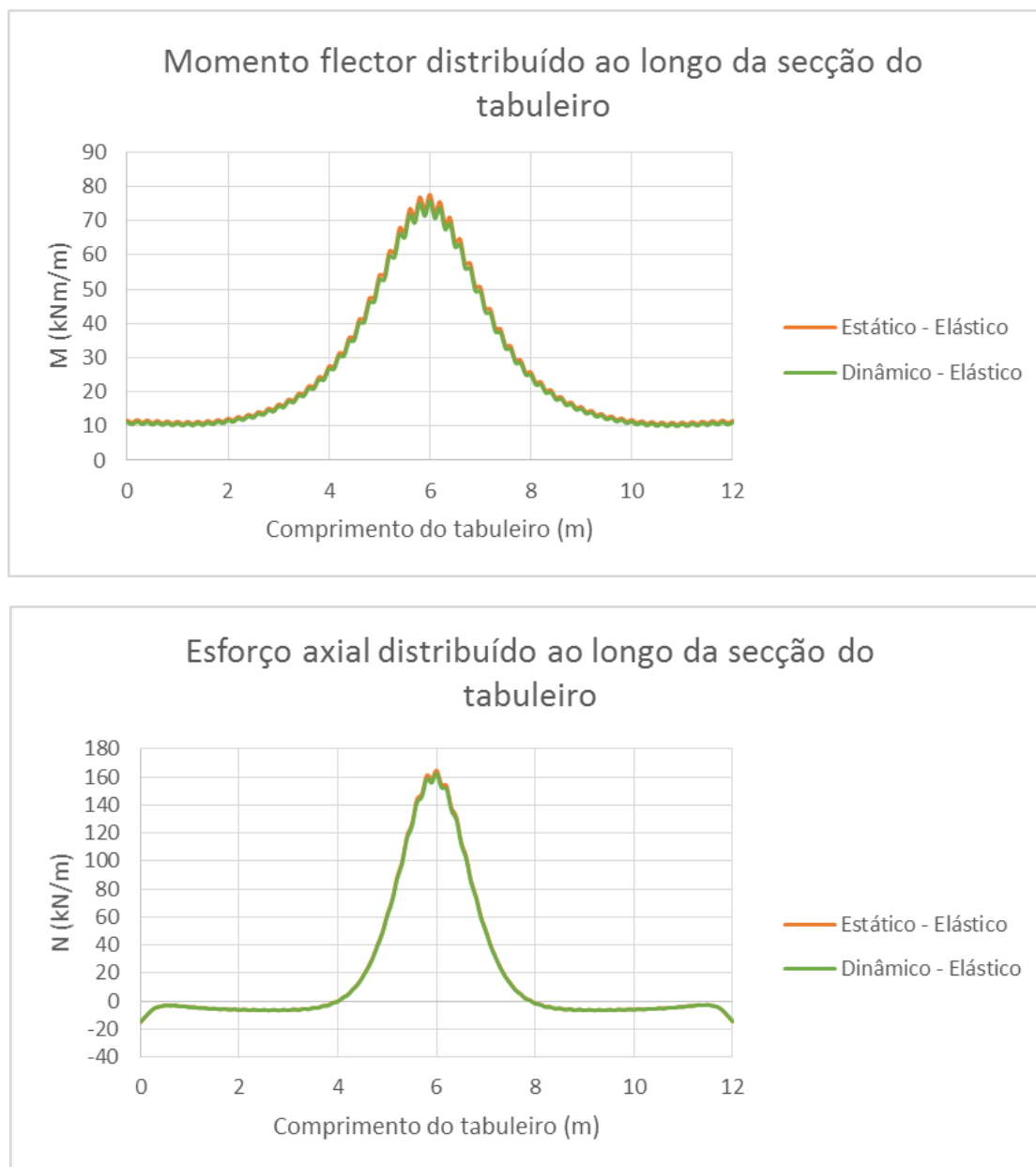


Figura 5.23 - Comparação do esforço axial distribuído e do momento flector distribuído para a situação estática e para a situação dinâmica

Pela interpretação destes gráficos, observa-se que os esforços gerados são iguais tanto no caso estático como no caso dinâmico, quer em termos de valor máximo quer em termos de distribuição ao longo da secção. Isto significa que a distribuição de tensões nesta secção do tabuleiro é igual para ambos os casos, donde se poderia concluir que não existe carácter dinâmico associado a um embate automóvel. Porém, atente-se nos diagramas da Figura 5.24 que representam o deslocamento vertical do ponto extremo do tabuleiro ao longo do tempo, ponto esse representado a vermelho na Figura 5.25.

A primeira imagem da Figura 5.24 é relativa ao deslocamento vertical no caso do carregamento estático e a segunda imagem é relativa ao carregamento dinâmico. Note-se que no caso do carregamento dinâmico a força de impacto só começa a actuar no instante $t = 0,7$ s, sendo que antes desse instante apenas actuam o peso próprio, o peso do pavimento e o peso do automóvel. É por isso que se observa um patamar de deslocamento constante entre os instantes $t = 0,25$ s e $t = 0,7$ s, sendo portanto o deslocamento base do ponto extremo cerca de 0,710 mm e não nulo.

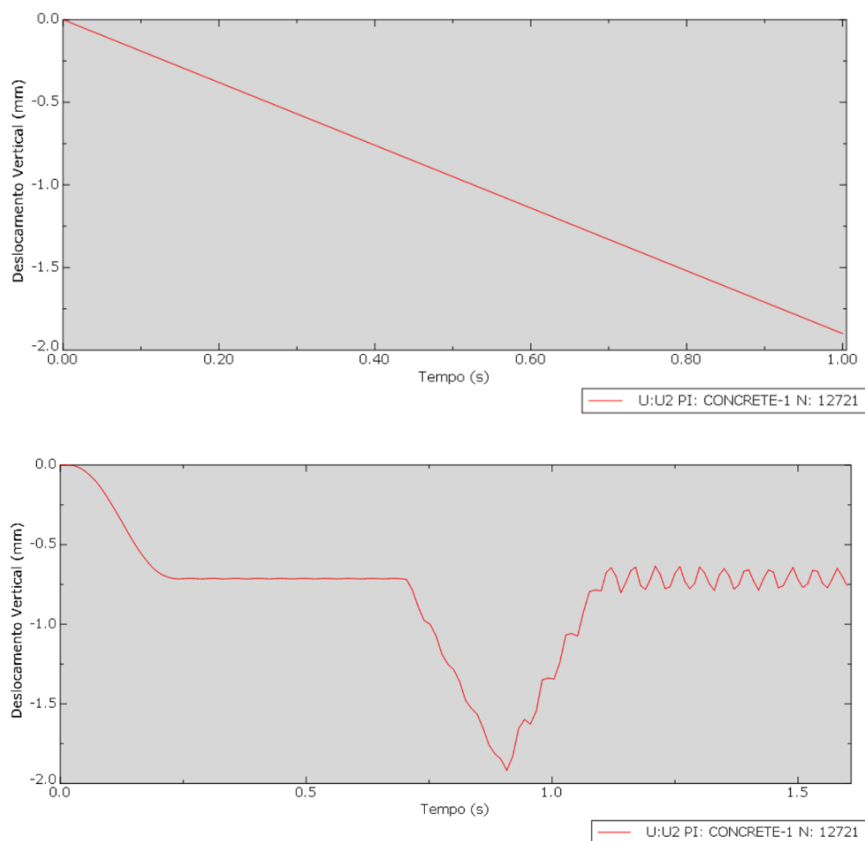


Figura 5.24 - Deslocamento vertical do ponto extremo do tabuleiro ao longo do tempo para o caso estático e para o caso dinâmico

Aquilo que se observa pela interpretação dos dois gráficos da Figura 5.24 é que tanto para o caso estático como para o caso dinâmico o deslocamento vertical máximo absoluto é sensivelmente o mesmo (cerca de 1,917 mm para o caso dinâmico e 1,900 para o caso estático). Contudo, observa-se que no caso dinâmico existe um período de vibração não só durante o carregamento e durante a descarga, como também quando deixa de estar aplicada qualquer força de impacto. Ou seja, a acção tem carácter dinâmico, contudo isso não resulta em maiores esforços para a estrutura. Por outras palavras, não existe amplificação dinâmica da força de impacto face a uma mesma carga com carácter estático.



Figura 5.25 - Representação do ponto extremo do tabuleiro utilizado para a obtenção do deslocamento vertical ao longo do tempo

Tal como tinha sido referido no Capítulo 4, era espectável que um menor tempo de aplicação conduzi-se a maiores consequências dinâmicas. Por isso, é agora importante entender se esta conclusão é também aplicável a diferentes tempos totais de carregamento. Ou seja, analisar se uma maior resposta dinâmica é obtida para o caso em que ciclo carga-descarga é mais curto, tendo, por exemplo, 0,1 s (1/4 do tempo real) ou 0,2 s (1/2 do tempo real). Analogamente, pode também analisar-se se esta resposta é menor para tempos de aplicação maiores, como por exemplo um tempo total de 0,8 s (duas vezes maior que o tempo real). Na Figura 5.26 representa-se a modelação do ciclo carga-descarga para diferentes durações temporais.

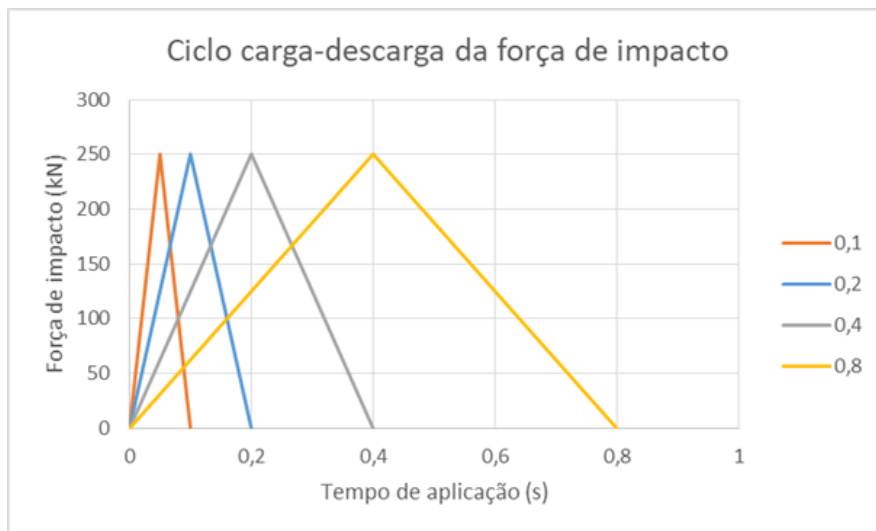


Figura 5.26 - Diferentes durações para o ciclo carga-descarga

Os resultados, em termos de esforços no tabuleiro, para cada um destes casos, encontram-se na Figura 5.27. Observa-se que não existe diferença em termos de esforços máximos e da sua distribuição quer o processo de carregamento-descarregamento ocorra em 0,4 s, em 0,2 s ou em 0,1 s. Seria de esperar que a diminuição do tempo de carregamento conduzi-se a uma amplificação do efeito dinâmico.

Contudo, lembre-se que a primeira frequência natural da estrutura é 24,526 rad/s (de acordo com o apresentado na Tabela 3.2), o que equivale a cerca de 3,9 Hz. Esta frequência conduz a um período de 0,256 s. Logo, quando se diminui o tempo de carregamento e descarregamento da força de impacto, isso faz com que o tempo total do ciclo carga-descarga fique dentro do tempo de vibração natural da estrutura.

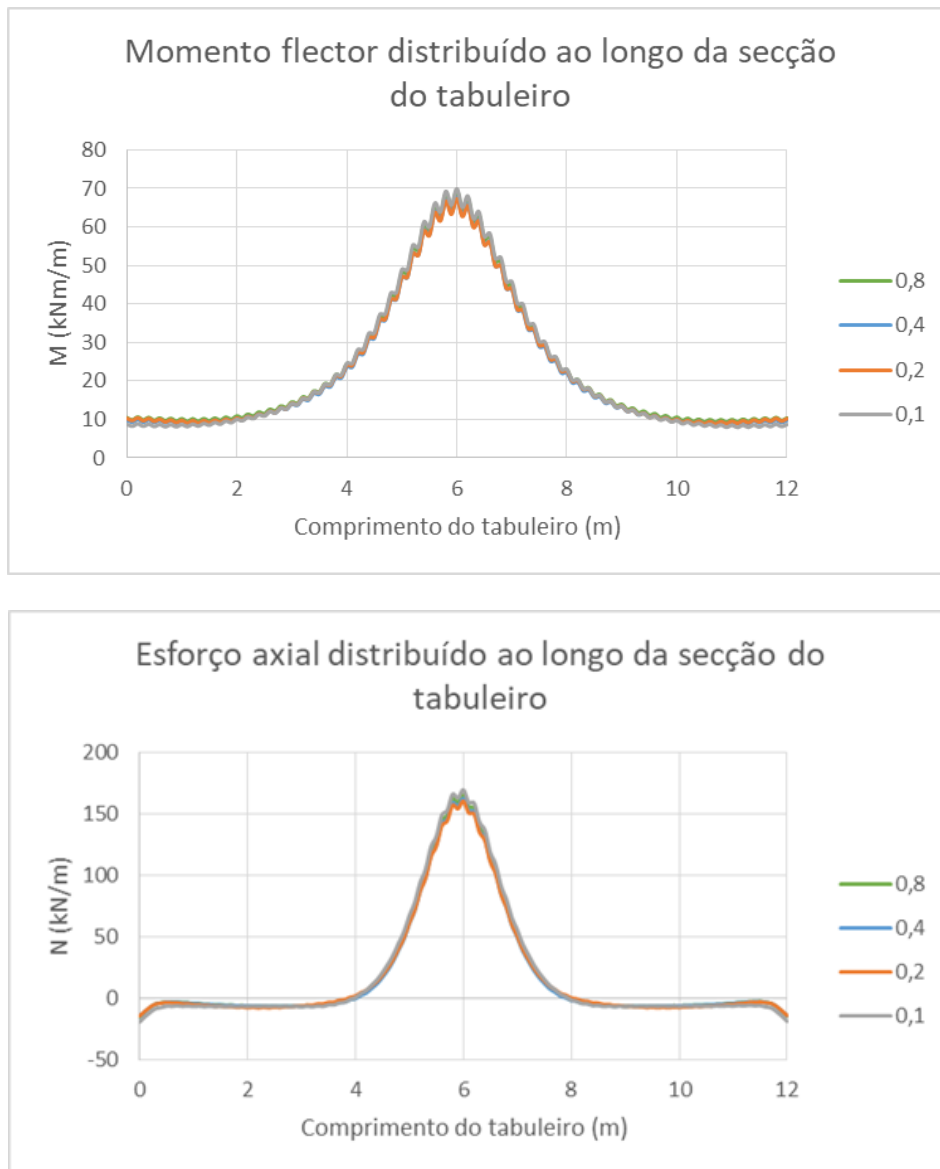


Figura 5.27 - Comparação do esforço axial distribuído e do momento flector distribuído para diferentes durações de tempo de ciclo carga-descarga

É também por este motivo que é importante fazer uma simulação na qual o tempo total do ciclo carga-descarga seja superior ao período natural de vibração da estrutura. Assim, correu-se uma simulação com tempo de ciclo total igual a 0,8 s, tendo-se observado mais uma vez que os esforços gerados no tabuleiro são os mesmos que nos casos anteriores. Por sua vez, estes resultados são também iguais aos do caso estático, pelo que se conclui que quando a força equivalente a um impacto automóvel é

modelada através de um ciclo carga-descarga com crescimento e decrescimento lineares e simétricos não há amplificação dinâmica da acção, independentemente do tempo total desse ciclo.

Esta conclusão serve, até ao momento, para modelos de aplicação da carga lineares e simétricos. Não obstante ao que foi referido no Capítulo 4, no qual se refere que os estudos realizados até ao agora indicam que a carga associada a um impacto automóvel pode efectivamente ser modelada como linear e simétrica, será também importante averiguar se as conclusões do parágrafo anterior se aplicam igualmente a modelos de carregamento não lineares.

Para isso, admitiu-se um modelo de carga parabólico e simétrico, no qual se manteve a carga máxima (250 kN) e o tempo total de ciclo (0,4 s). O programa ABAQUS permite modelar essa mesma carga através de uma série de Fourier, tal como é apresentado na equação (5.5), em que a é o parâmetro que define a amplitude e t é a variável associada ao tempo do ciclo.

$$a = A_0 + \sum_{n=1}^N [A_n \cos(n\omega(t - t_0)) + B_n \sin(n\omega(t - t_0))] \quad (5.5)$$

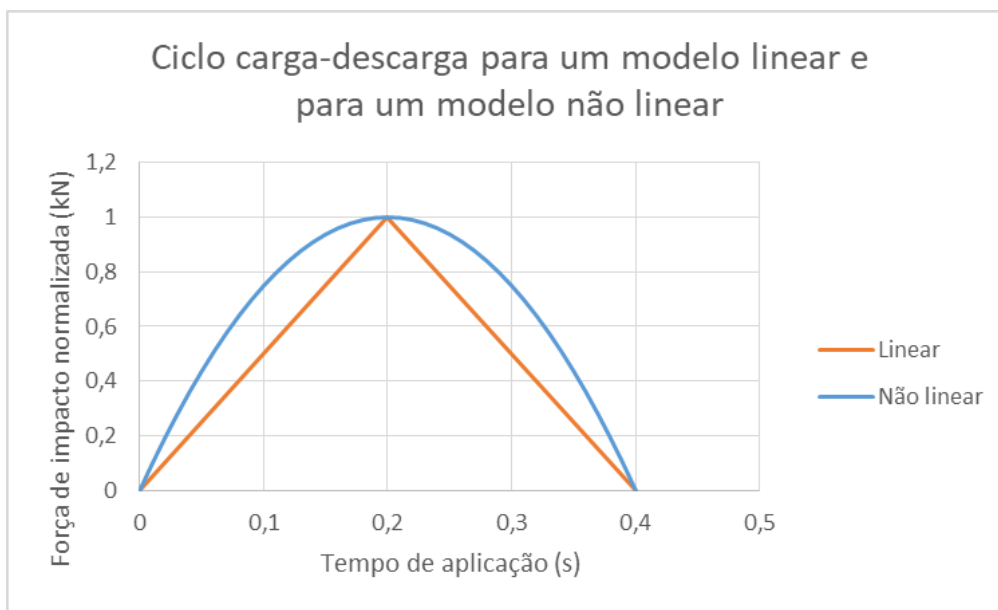


Figura 5.28 - Comparação entre a modelação linear e a modelação não linear

Pretende-se que o ciclo carga-descarga seja semelhante ao do modelo linear, tal como se apresenta na Figura 5.28. Para isso, a carga deve ser nula no instante inicial, deve ser máxima para $t = 0,2$ s e deve ser novamente nula em $t = 0,4$ s. Daqui advém que t_0 deve ser igual a zero. Admitindo n e ω iguais a 1, fica então possível resolver a equação (5.5), através de um sistema de 3 equações e 3 incógnitas. A resolução desse sistema permite obter os valores de A_0 , A_1 e B_1 , e assim reescrever a equação (5.5) na forma da equação (5.6).

$$a = -49,167 + 49,167 \cos(t) + 9,967 \sin(t) \quad (5.6)$$

Tal como foi feito para o modelo linear, também para o caso não linear se procedeu à análise dos esforços no tabuleiro. A Figura 5.29 mostra esses resultados, nos quais os esforços do modelo não linear e dinâmico são comparados com os esforços do modelo linear e estático. Mais uma vez se observa que não existe alteração desses esforços em ambos os modelos, pelo que se conclui que para a mesma força de pico e para o mesmo tempo de aplicação, a forma do modelo não tem implicações em termos de majoração da acção dinâmica.

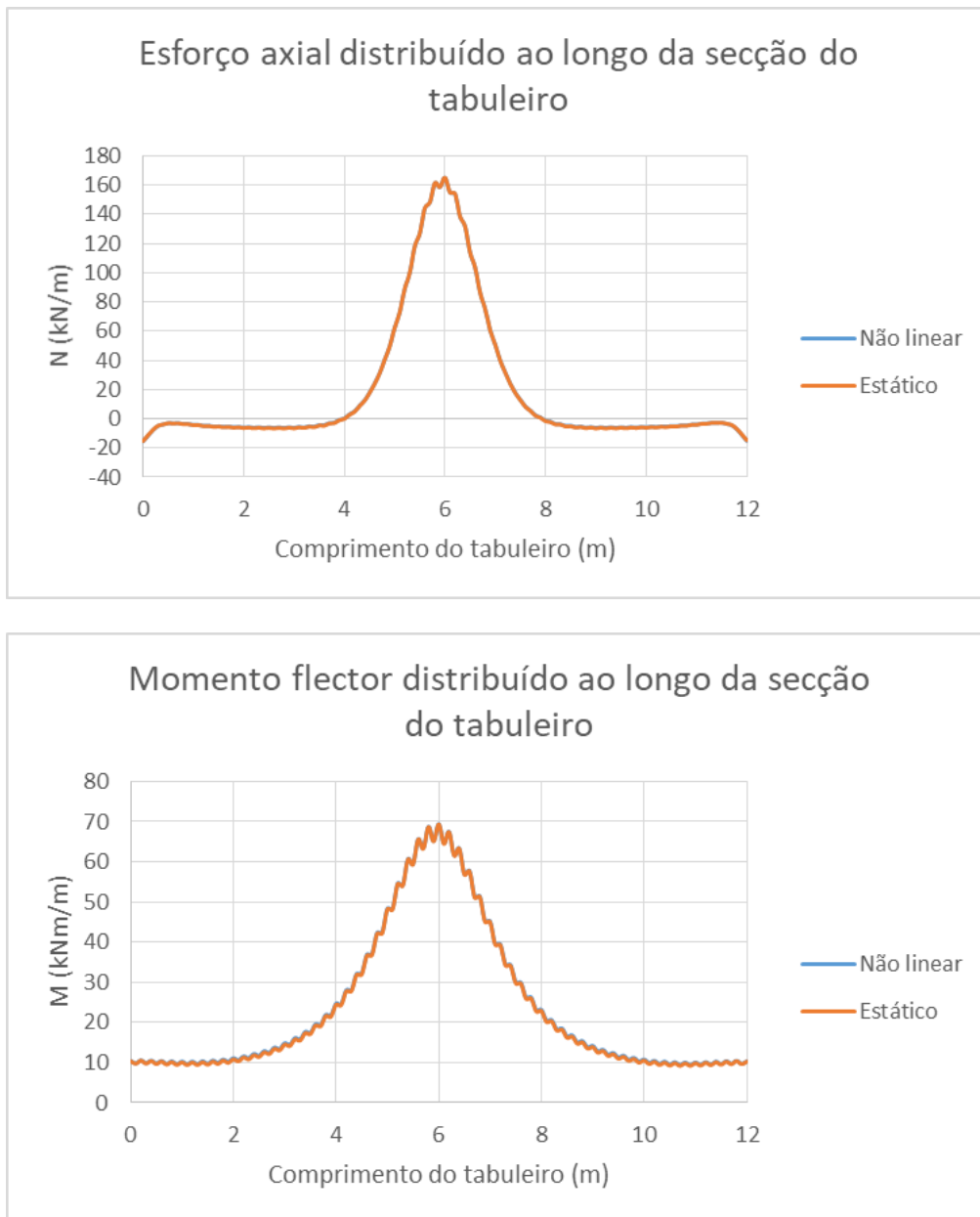


Figura 5.29 – Comparação entre os esforços obtidos no tabuleiro para o modelo estático e para um modelo com ciclo carga-descarga não linear

Contudo, para os casos acima descritos tem-se que a força máxima apenas fica aplicada de forma momentânea. Por outras palavras, tanto para o caso linear como para o caso não linear, a carga cresce até ao seu valor máximo e logo que esse valor é atingido a carga volta a decrescer até zero, num processo que como se viu é simétrico. Mais uma vez, e tal como foi referido no Capítulo 4, esta é a

forma que melhor descreve o comportamento de uma colisão de um veículo com uma barreira de segurança. Ainda assim, e com o objectivo de compreender plenamente o efeito dinâmico associado a diferentes formas de carregamento, admitta-se a situação hipotética em que o veículo embate na barreira, a força cresce linearmente até se atingir o seu valor máximo e essa força máxima fica a actuar durante algum tempo, descarregando novamente de forma linear até zero. Ou seja, pretende estudar-se qual o efeito de o carregamento ser modelado segundo uma forma trapezoidal, tal como se indica na Figura 5.30.

Para além de se estudar a forma do modelo associado ao carregamento, estuda-se também a influência da duração do patamar em que a força de impacto tem o seu valor máximo. É por isso que na Figura 5.30 estão representados dois modelos diferentes, um em que a duração da força máxima é de 0,4 s e em que essa força máxima é atingida em 0,1 s, e outro no qual a força máxima actua apenas durante 0,2 s, demorando também 0,2 s até atingir esse valor.

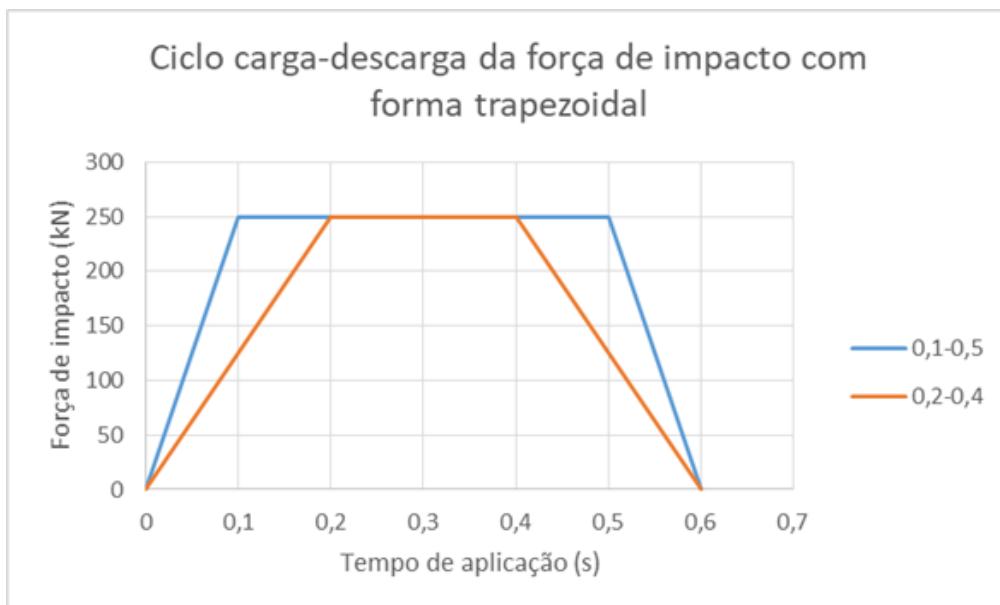


Figura 5.30 - Modelação da força de impacto com forma trapezoidal

O momento flector e o esforço axial distribuído ao longo do tabuleiro para os modelos de carregamento acima descritos encontram-se representados na Figura 5.31, nos quais os resultados obtidos para o modelo trapezoidal são comparados com os obtidos para o modelo estático. É possível constatar que os resultados são novamente iguais aos do caso estático, quer em termos de esforço máximo quer em termos de distribuição do esforço ao longo da secção.

Assim sendo, pode concluir-se que desde que o valor da força de pico equivalente a um impacto automóvel seja o mesmo, a forma do modelo associado ao ciclo carga-descarga e o tempo total desse mesmo ciclo não têm influência nos esforços máximos obtido para o tabuleiro, quando comparados com uma situação estática de igual carregamento. Quer isto dizer que independentemente de se variar o tempo de aplicação do carregamento ou a forma como este é aplicado, isso não conduz a um factor de amplificação dinâmica maior ou menor.

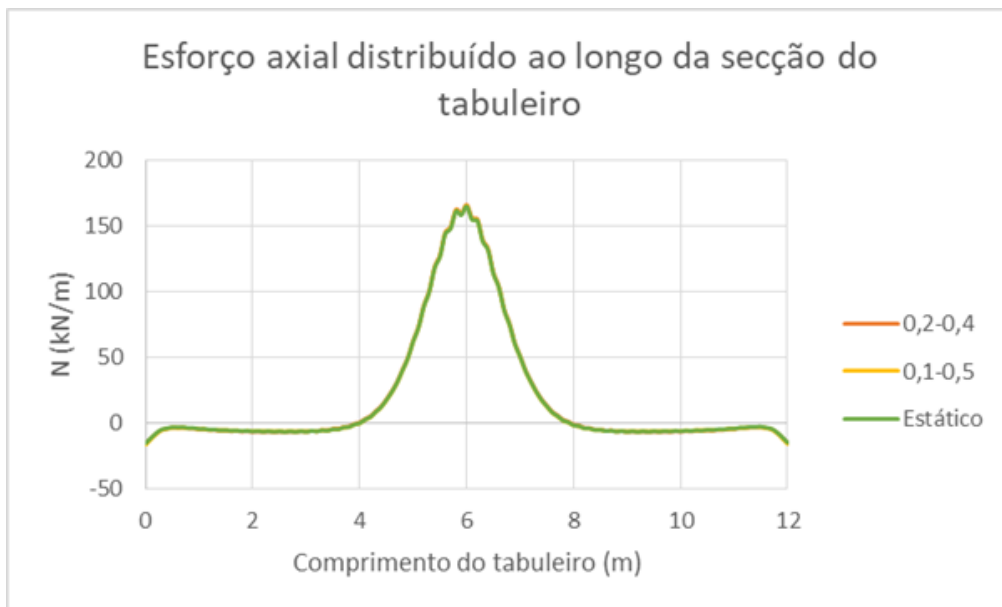
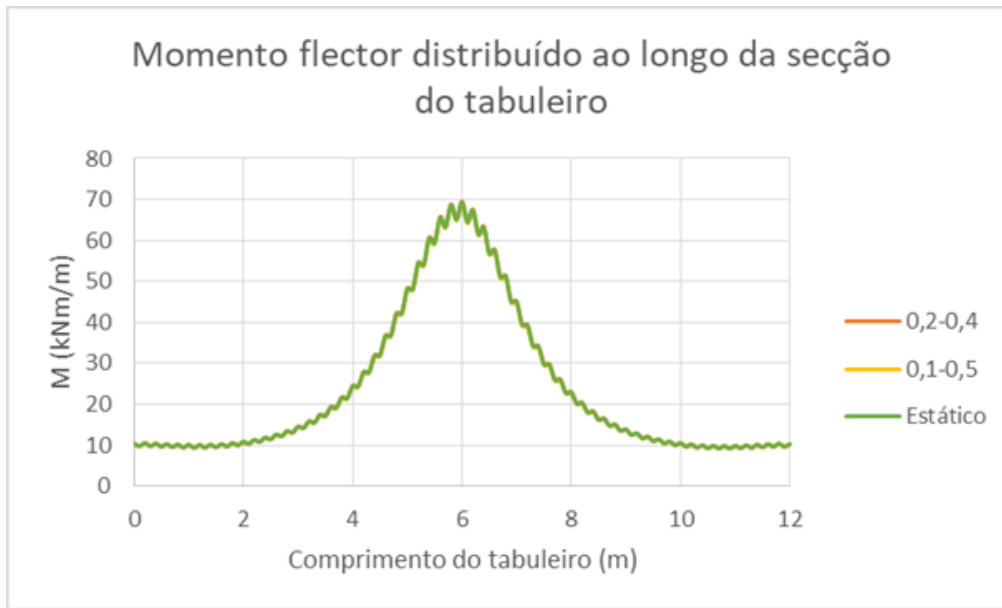


Figura 5.31 - Comparação entre os esforços gerados no tabuleiro por um carregamento estático e um carregamento dinâmico e com forma trapezoidal

Ou seja, para uma situação de dimensionamento ou para verificação de segurança, a carga máxima gerada pelo impacto de um veículo com a barreira de segurança não é afectada por nenhum efeito dinâmico, podendo portanto considerar-se esse valor máximo da força como se de um carregamento estático se tratasse.

Ainda assim, não deixa de ser importante avaliar a influência dos diversos modelos do ciclo carga-descarga em termos de deslocamentos verticais. O diagrama com o deslocamento vertical do ponto extremo do tabuleiro ao longo do tempo para o caso em que a força de impacto é simulada por um modelo linear e simétrico com tempo total de 0,4 s foi já apresentada na Figura 5.24. De igual modo, os diagramas com os deslocamentos verticais ao longo do tempo para esse mesmo ponto admitindo um carregamento não linear e um carregamento com forma trapezoidal (com duração de força máxima

constante igual a 0,2 s) são apresentados na Figura 5.32. Os diagramas relativos aos restantes tempos de carregamento apresentados na Figura 5.26, bem como do carregamento com forma trapezoidal e duração de força máxima igual a 0,4 s são apresentados no Anexo D.

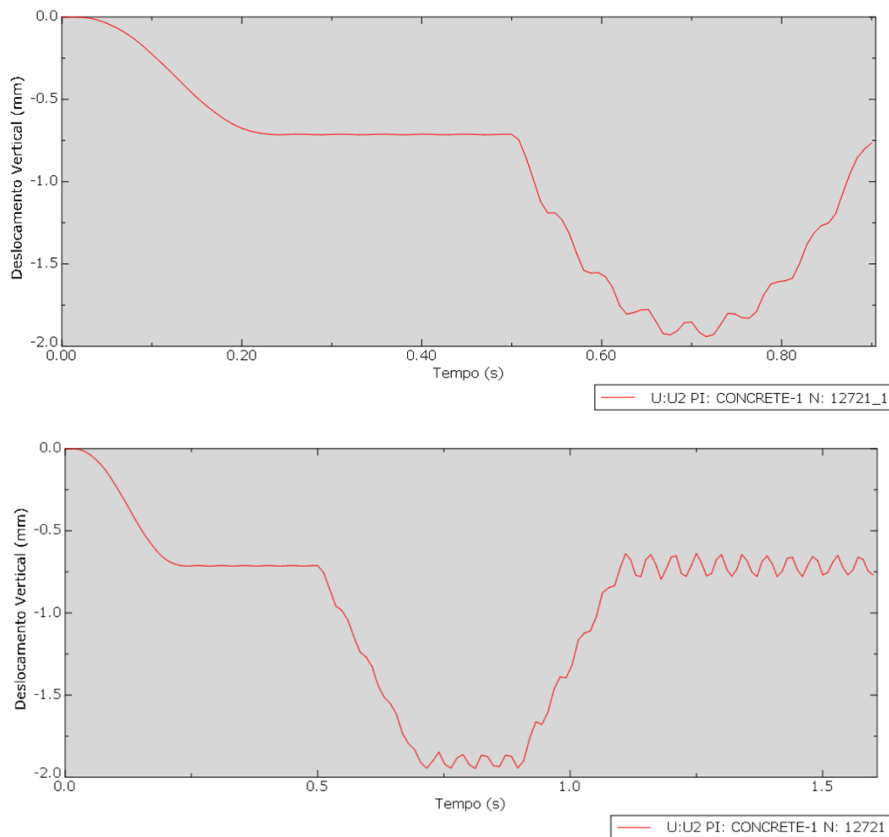


Figura 5.32 - Deslocamento vertical do ponto extremo do tabuleiro ao longo do tempo para um carregamento não linear e para um carregamento trapezoidal

Pela interpretação da Figura 5.32, observa-se que quer para o caso do modelo não linear quer para o caso do modelo trapezoidal os deslocamentos verticais são sensivelmente os mesmos. Obteve-se 1,941 mm para o caso não linear e 1,947 mm para o caso trapezoidal. Estes valores podem ser comparados com o do caso estático, que é cerca de 1,900 mm, resultando portanto uma variação de cerca de 2,15% para o caso não linear e uma variação de 2,47% para o caso trapezoidal. Como pode ser visto, o deslocamento vertical varia apenas nas centésimas de milímetro, tendo a parte em consola do tabuleiro um comprimento de 2830 mm, pelo que esta variação não é significativa. Este resultado vem também de acordo com o esperado, pois uma vez que não se observa qualquer diferença significativa no que toca aos esforços no tabuleiro para os diversos casos testados, seria de esperar que os deslocamentos verticais num determinado ponto fossem também eles praticamente iguais. Isto porque, uma vez que os materiais apresentam comportamento elástico, o deslocamento depende apenas do carregamento e de características da estrutura, tais como o Módulo de Elasticidade e a Inércia. Uma vez que estes parâmetros são constantes ao longo do tempo, a variação temporal do deslocamento vertical varia apenas com a variação temporal da carga aplicada na estrutura.

A análise destes diagramas permite ainda constatar o carácter dinâmico da acção. Como se pode ver, embora o valor máximo do deslocamento não se altere, existe vibração que advém da força não ser aplicada estaticamente. Após a carga associada ao impacto deixar de ser aplicada, a estrutura continua a vibrar, fixando-se o valor do deslocamento em torno do valor associado às cargas permanentes com carácter estático. Isto acontece porque os materiais foram definidos de forma a apresentarem comportamento elástico, sendo por isso que conseguem recuperar a deformação até ao valor inicial.

Como já foi dito, as simulações até agora realizadas não têm em conta qualquer coeficiente de amortecimento. Observa-se então que após a força de impacto deixar de actuar a estrutura fica a vibrar com amplitude constante. Espera-se que a introdução dos factores de amortecimento de Rayleigh, α e β , calculados no Capítulo 3, permitam, como o próprio nome indica, “amortecer” a vibração da estrutura. Ou seja, que a amplitude de vibração seja menor e que ao longo do tempo esta tenda para zero. Para além disso, será também importante aferir se a consideração dos coeficientes de amortecimento leva a menores deslocamentos verticais.

Nesse sentido, procedeu-se à mesma simulação realizada anteriormente, em que o ciclo carga-descarga é simétrico e linear, tendo-se testado vários tempos de aplicação da carga, os mesmos que já tinham sido testados para o caso sem amortecimento e que se encontram na Figura 5.26.

Mais uma vez, obteve-se o diagrama de deslocamentos verticais ao longo do tempo para o caso em que o tempo total de carregamento é de 0,4 s, que se apresenta na Figura 5.33. Os diagramas para os restantes tempos de carregamento encontram-se no Anexo D.

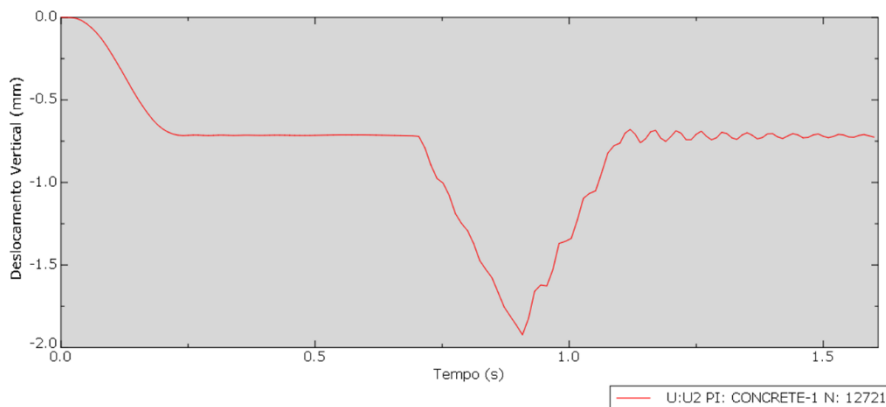


Figura 5.33 - Deslocamento vertical do ponto extremo do tabuleiro ao longo do tempo para um modelo afectado pelo amortecimento de Rayleigh. O tempo de aplicação da carga é de 0,4 s

Como seria de esperar, quando a força associada ao impacto deixa de ser aplicada a amplitude da vibração vai diminuindo, começando a tender para o valor do deslocamento associado às cargas estáticas. Relativamente ao período em que essa força de impacto está a actuar, e por comparação com o gráfico da Figura 5.24, observa-se também aqui que existe uma suavização da curva do deslocamento vertical. Ou seja, o intervalo da variação dos valores é mais pequeno. Já no que toca ao valor máximo do deslocamento, para o caso com amortecimento este é de 1,923 mm, face a 1,917 mm para o caso sem amortecimento, o que representa uma variação de cerca de 1,0%, enquanto que o deslocamento vertical para o caso estático é de 1,900 mm. Não existindo uma variação significativa no

que toca ao deslocamento máximo, isso significa que também os esforços máximos ao longo da secção do tabuleiro não terão diferenças significativas. Tal pode ser comprovado pela Figura 5.34, na qual se comparam os esforços ao longo da secção do tabuleiro para o caso estático e para o caso dinâmico com amortecimento.

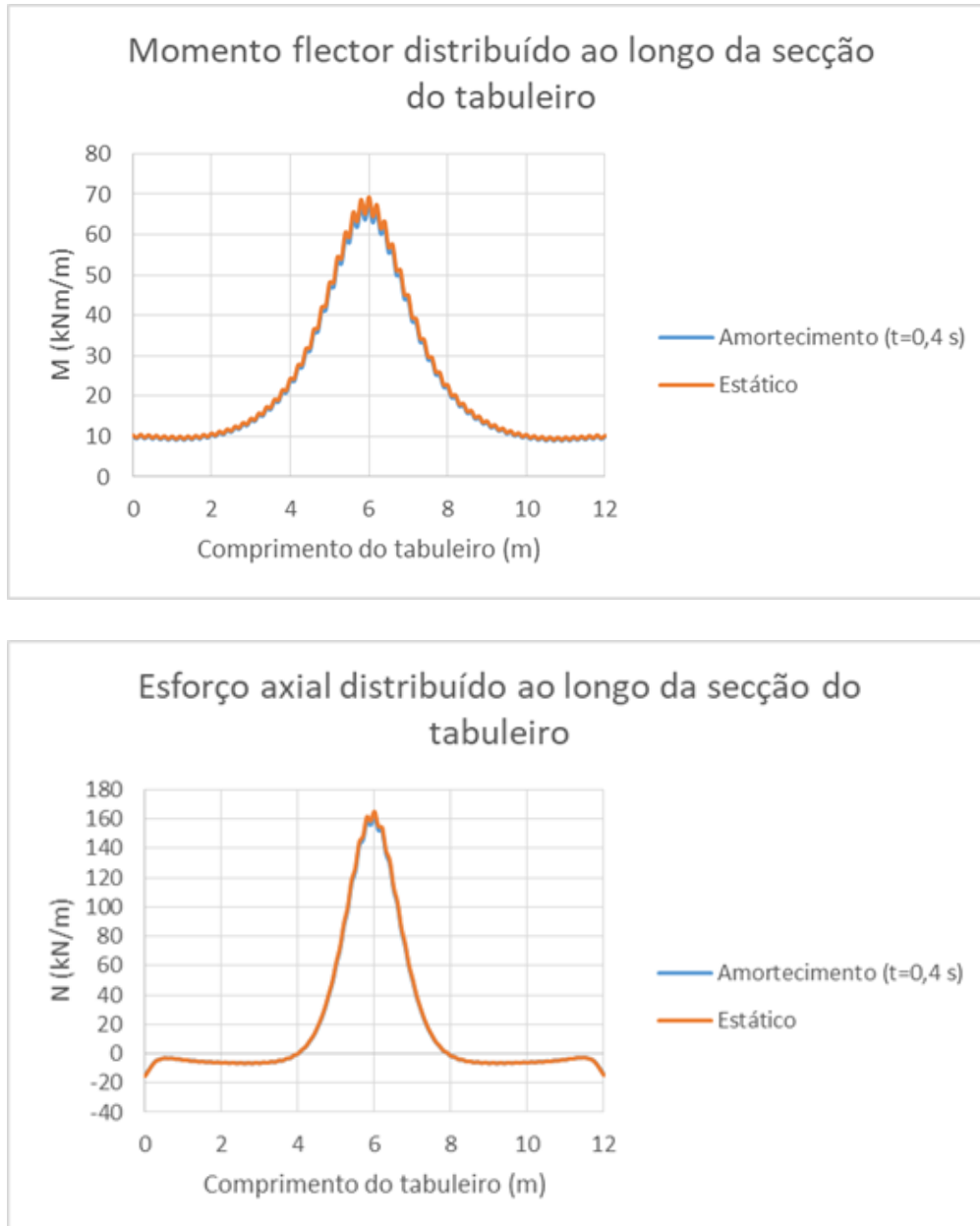


Figura 5.34 - Esforços gerados ao longo da secção mais esforçada do tabuleiro para o caso estático e para o caso dinâmico com amortecimento

Daqui conclui-se que a consideração de coeficientes de amortecimento leva a um maior controlo da deformação, não permitindo uma variação tão abrupta de valores como no caso em que não se consideram esses coeficientes. Contudo, a consideração do amortecimento não diminui o valor máximo do deslocamento vertical e, por consequência, os esforços máximos. Quer isto dizer que, para situações de dimensionamento ou verificação de segurança, não se justifica considerar a influência de coeficientes de amortecimento.

Uma conclusão semelhante foi obtida por Biggs [30] no seu livro, *Introduction to Structural Dynamics*, no qual estudou a influência do tempo de aplicação e de diversos modelos de carregamento no espectro de resposta de um sistema com um grau de liberdade, tal como está representado na Figura 5.35.

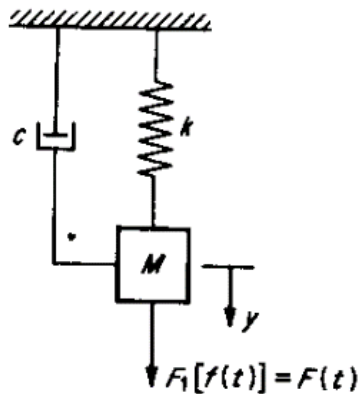


Figura 5.35 - Sistema de um grau de liberdade, adaptado de Biggs [30]

O sistema de Biggs [30] era então constituído por uma massa M , uma mola de rigidez k e um amortecimento c . Sobre o elemento de massa actuava uma força F que variava com o tempo, medindo-se depois o deslocamento y provocado pela acção desta mesma força. Note-se que a variação temporal da força é o que permite, tal como no caso em estudo no presente documento, simular diferentes modelos de carregamento. O deslocamento era calculado por meio da resolução analítica da equação (3.1), já apresentada no Capítulo 3. Através dos seus cálculos, Biggs [30] chegou à conclusão de que a avaliação da resposta do sistema não necessitava de tomar em conta o amortecimento, uma vez que este não tinha um efeito significativo.

Como foi dito, Biggs [30] avaliou a resposta do sistema representado na Figura 5.35 para diferentes modelos de aplicação da carga. Dentro destes modelos, Biggs [30] testou modelos triangulares simétricos (como os apresentados na Figura 5.26), triangulares não simétricos e rectangulares. A análise consistia depois em, para cada um dos vários modelos em estudo, calcular qual o deslocamento máximo dinâmico correspondente a diferentes tempos totais de aplicação da carga. Os resultados são apresentados num gráfico do tipo t_d/T - DFL , em que t_d corresponde ao tempo total da acção (é, portanto, um dos parâmetros variáveis) e T corresponde ao período fundamental do sistema da Figura 5.35 (é, portanto, um valor constante). DFL significa *Dynamic Load Factor* (Factor de Carregamento Dinâmico) e é apresentado como a razão entre o deslocamento máximo dinâmico ($\delta_{\text{máx}}$) obtido para cada tempo de aplicação da carga e o deslocamento estático ($\delta_{\text{Estático}}$). O autor deduziu também que o *Dynamic Load Factor* pode ser obtido directamente através da frequência e do tempo, tal como descrito de forma simplificada na equação (5.7). A equação (5.7) apresenta-se apenas como uma forma genérica, uma vez que esta pode sofrer algumas variações de modo a ser ajustada a diferentes formas de modelos de aplicação da carga.

$$DFL = \frac{\delta_{\text{máx}}}{\delta_{\text{Estático}}} = 1 - \cos(\omega t) \quad (5.7)$$

Os resultados obtidos por Biggs [30] para o caso de um carregamento com forma triangular apresentam-se na Figura 5.36. O primeiro gráfico da Figura 5.36 representa a variação do *Dynamic Load Factor* em função do tempo, para dois tempos de aplicação diferentes ($t_d = (5/4)T$ e $t_d = (1/4)T$). O segundo gráfico da Figura 5.36 representa então o *Dynamic Load Factor* em função da relação entre o tempo total da acção e o período (t_d/T), contendo assim os pontos máximos das duas curvas apresentadas na primeira imagem.

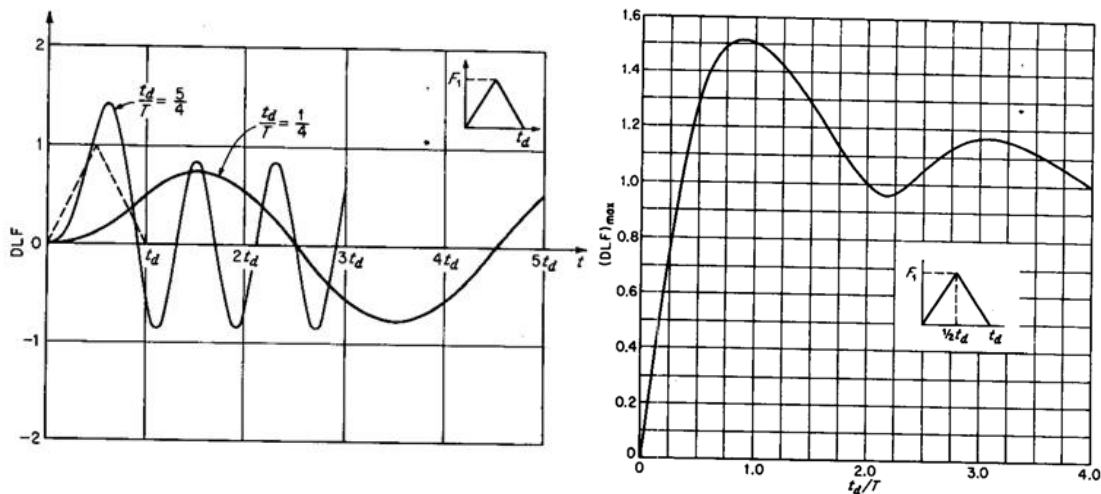


Figura 5.36 - Relação entre o deslocamento máximo dinâmico e o tempo de aplicação da carga para um carregamento triangular, adaptado de Biggs [30]

Através da interpretação do segundo gráfico da Figura 5.36, Biggs [30] concluiu que o *máximo Dynamic Load Factor* corresponde normalmente ao primeiro pico de resposta, quer isto dizer o deslocamento máximo dinâmico é obtido quando o tempo total de aplicação da carga for igual ao período natural do sistema. Pela leitura desse mesmo gráfico, é também possível verificar que esse máximo *Dynamic Load Factor* corresponde a um coeficiente dinâmico de cerca de 1,5. Para além disso, Biggs [30] concluiu também que a *quantidade de amortecimento normalmente presente nas estruturas não é suficiente para fazer decrescer significativamente este valor máximo*, ou seja, mais uma vez se percebe que a consideração do amortecimento não conduz a um deslocamento máximo dinâmico menor.

Uma análise semelhante foi feita para o sistema barreira-tabuleiro em estudo no presente documento, também para modelos de aplicação do tipo triangular, tais como os apresentados na Figura 5.26. Contudo, em vez de se calcular o deslocamento máximo vertical no ponto extremo (ponto representado na Figura 5.25) de forma analítica, este foi obtido directamente através dos resultados fornecidos pelo programa ABAQUS. Os vários resultados obtidos para diferentes tempos de carregamento, alguns já referenciados ao longo deste documento, permitiram traçar o gráfico presente na Figura 5.37.

A comparação entre a Figura 5.37 e os gráficos obtidos por Biggs [30] permite apenas confirmar que o valor máximo do deslocamento dinâmico é obtido para um tempo de aplicação da carga igual ao período, isto é, o *Dynamic Load Factor* é máximo para $t_d/T = 1$. Contudo, no caso de Biggs [30] o efeito dinâmico traduz-se numa amplificação de cerca de 50%, enquanto que para o caso em estudo

essa amplificação é de apenas 3%. É possível verificar que, independentemente do tempo de aplicação da força, o efeito dinâmico sobre a estrutura é sensivelmente igual. Qualquer que seja esse tempo de aplicação da força a amplificação dinâmica da mesma traduz-se num coeficiente dinâmico unitário.

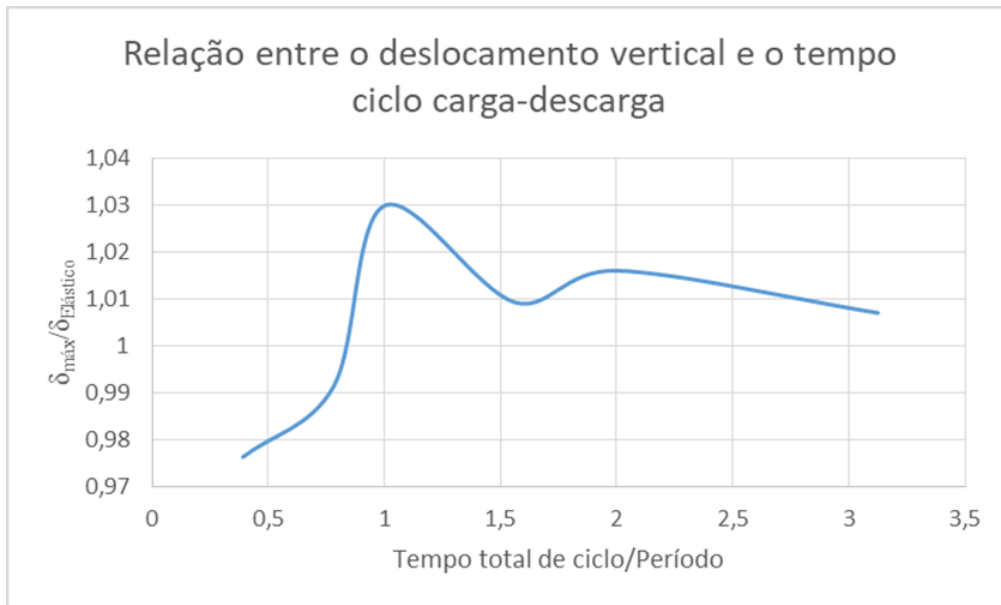


Figura 5.37 - Relação entre o deslocamento máximo dinâmico e o tempo de aplicação da carga para um carregamento dinâmico, para o sistema barreira-tabuleiro em estudo no presente documento

Esta conclusão é diferente da obtida por Biggs [30], que verificou que a resposta dinâmica variava substancialmente com o tempo de aplicação da força. A resposta para estas diferenças encontra-se no facto de este ser um oscilador de múltiplos graus de liberdade, enquanto que o de Biggs [30] era de apenas um grau de liberdade. Um sistema de um grau de liberdade apenas tem uma frequência natural de vibração, sendo por isso que apresenta uma resposta dinâmica muito mais acentuada. Por outro lado, para o sistema em estudo, a sua resposta depende de diversos modos de vibração. É precisamente o facto de existirem múltiplos modos a contribuir para uma mesma resposta que atenua o efeito dinâmico desta acção de choque sobre a estrutura.

Com isto, é possível traçar uma conclusão final sobre o efeito dinâmico de uma força correspondente a um impacto de um veículo com uma barreira de segurança. Embora permita um maior controlo na variação da amplitude, a consideração do amortecimento não conduz a valores mais baixos de esforços na estrutura. Para além disso, esses mesmos esforços não são dependentes nem do tempo de aplicação da carga nem da forma do modelo da mesma, obtendo-se sempre resultados em tudo semelhantes aos associados a um carregamento com carácter estático. Contudo, e tendo em conta os resultados de Biggs [30], esta última conclusão pode apenas ser retirada para o sistema barreira-tabuleiro em estudo ou para sistemas com características muito semelhantes. Isto porque, como se viu, o facto de os diversos carregamentos dinâmicos testados apresentarem o mesmo resultado que os estáticos advém do facto de o sistema em estudo apresentar determinados modos de vibração. Sendo que os modos de vibração dependem das características de massa e rigidez da estrutura, esta conclusão não deve ser generalizada para todos os sistemas barreira-tabuleiro, uma vez que basta

uma variação geométrica para que as frequências naturais (e os modos de vibração) sejam diferentes, podendo nesses casos também as consequências dinâmicas da acção ser diferentes.

5.7 Modelos simples de projecto

Tendo em conta toda a análise feita até agora, torna-se assim possível desenvolver por completo modelos simples de projecto para a análise de sistemas barreira de segurança – tabuleiro. Note-se que estes modelos partem precisamente das conclusões extraídas em cada um dos capítulos e subcapítulos anteriores

5.7.1 Carregamento

Relativamente ao carregamento a considerar, o valor da força de pico igual a 250 kN, adoptado para este trabalho, funciona como uma boa aproximação da força real que se gera aquando de um impacto automóvel com uma barreira de segurança. Apesar disso, esse valor não necessita ser tomado como absoluto, podendo o projecto ser desenvolvido admitindo outros valores de pico. Contudo, face à comparação com outros modos de aplicação de carga e às indicações normativas, recomenda-se que a carga P adoptada seja aplicada próximo do topo da barreira (por exemplo, para uma barreira de 110 cm de altura, a carga pode ser aplicada a 100 cm a partir da base da barreira) e que seja distribuída ao longo de 50 cm.

5.7.2 Modelo barreira-tabuleiro

Dadas as condições de ligação entre o troço de tabuleiro considerado e a continuidade com a secção da zona central da ponte, bem como da ligação entre a barreira e o tabuleiro, recomenda-se que em situações de projecto se considere a extremidade do tabuleiro e a barreira de segurança como estando encastradas.

A laje do tabuleiro deve depois ser devidamente dimensionada para os esforços máximos transmitidos pela guarda de segurança.

5.7.3 Definição de larguras de influência

Face aos resultados obtidos para a distribuição de esforços ao longo da secção mais esforçada do tabuleiro, Figura 5.21, bem como da distribuição real das cargas face às recomendações normativas, Figura 5.22, recomenda-se que uma carga aplicada próximo do topo da barreira provoca um esforço axial que deve ser distribuído segundo uma degradação de $40^\circ/45^\circ$ e um momento flector que deve ser distribuído segundo uma degradação de 60° .

5.7.4 Coeficiente dinâmico

Foi visto que para este sistema barreira-tabuleiro não existe majoração da acção dinâmica. Uma vez que tal facto advém das características intrínsecas da estrutura, essa generalização não deve ser feita para todos os sistemas barreira-tabuleiro. Sem a realização de estudos sobre outros sistemas barreira-tabuleiro, este pressuposto é apenas válido para a estrutura em estudo no presente documento. Por outro lado, e uma vez que se encontra também confirmado por via teórica, admite-se que para situações

de projecto em que se pretende fazer uma simulação dinâmica, não existe necessidade de se considerar a influência de coeficientes de amortecimento.

Em suma, apresenta-se na Figura 5.38 um modelo simples para o dimensionamento ou verificação de segurança de sistemas barreira de segurança - tabuleiro.

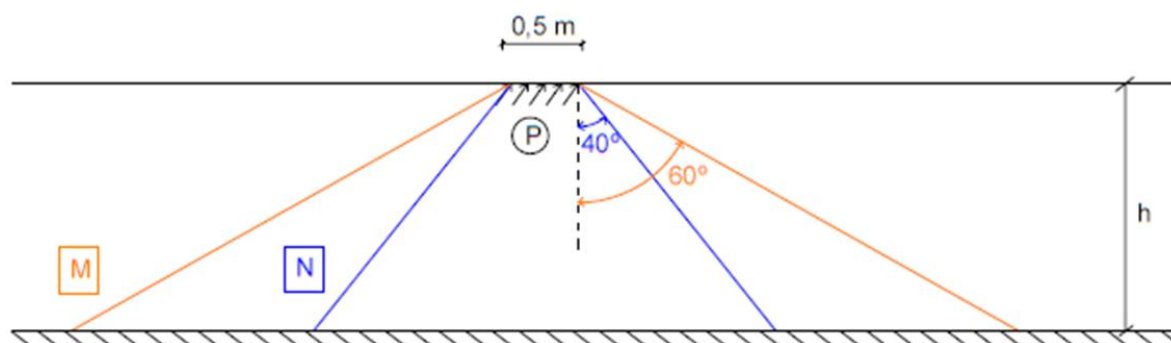


Figura 5.38 - Modelo sugerido para o projecto de barreiras de segurança

Capítulo 6

Conclusões

Neste capítulo resumem-se as principais conclusões obtidas ao longo do desenvolvimento deste trabalho. Tecem-se também algumas considerações sobre possíveis desenvolvimentos futuros nesta área.

O desenvolvimento de propostas simples para o dimensionamento e verificação de segurança de sistemas barreira de segurança – tabuleiro implica o conhecimento do comportamento destes dois elementos, não só a nível individual, como também como um só elemento estrutural.

6.1 Modelos de carregamento

De forma a entender quais os efeitos que uma colisão de um veículo gera na barreira de segurança, foi necessário definir um carregamento que representasse essa mesma acção. Com base em ensaios feitos à escala real, concluiu-se que a melhor forma de simular um embate de um veículo ligeiro, sendo esse embate de acordo com as definições dos níveis de contenção das normas europeias, seria através de um modelo de carregamento linear e simétrico, com tempo total de ciclo igual a 0,4 s. O local de aplicação dessa carga não foi definido tendo em conta as dimensões médias da dianteira dos automóveis comuns, mas sim de acordo com as normas europeias, pois desta forma seria gerada uma acção mais prejudicial na base da barreira, tendo-se assim optado por aplicar uma carga distribuída em 50 cm e aplicada 100 cm a partir da base da barreira. Relativamente à intensidade máxima da força equivalente a um impacto automóvel, esta foi definida tendo por base ensaios à escala real e recomendações normativas. Note-se por isso que o valor adoptado, 250 kN, não deve ser tomado como uma solução absoluta, mas sim como um carregamento representativo (assegurando um nível de retenção H2) que permite avaliar as consequências na barreira de um impacto automóvel real.

6.2 Modelos de dimensionamento

O desenvolvimento de metodologias simples de projecto pressupõe, essencialmente, o conhecimento da transmissão de danos da barreira para o tabuleiro, bem como a degradação de cargas ao longo de ambos. Verificou-se, mesmo para a situação de colapso, que os danos permanentes ficam restritos à barreira, não se transmitindo portanto ao tabuleiro, sendo essa situação essencialmente devida à armadura vertical adoptada para a barreira. Tal facto permite concluir que, para esses modelos simplificados, se pode isolar a barreira, considerando-a como encastrada. Relativamente à degradação de cargas, observou-se que, tal como seria de esperar, os esforços são máximos na zona central do sistema barreira-tabuleiro, particularmente na zona de ligação, degradando-se depois ao longo da estrutura. Foi possível verificar que as cargas horizontais – esforço transversal na barreira, esforço axial no tabuleiro – não apresentam a mesma degradação que o momento flector. Para a estrutura em estudo e para o carregamento adoptado, determinou-se que a largura de influência das forças horizontais pode ser obtida através de uma linha de degradação a 40°/45° e que o momento flector pode ser obtido através de uma linha de degradação a 60°.

Conclui-se também que a capacidade resistente ao esforço transversal da barreira analisada excede claramente os níveis de esforços actuantes, pela que a rotura acontece apenas por flexão, confirmando-se assim que, também quanto à natureza do modo de rotura, o eventual colapso, para uma situação excepcional, ocorrerá de forma dúctil, aspecto que valida a aplicação de métodos da Teoria da Plasticidade (“Linhas de Rotura”) ao dimensionamento das armaduras da guarda de segurança.

6.3 Resposta dinâmica

O estudo do coeficiente dinâmico para a estrutura em causa permitiu concluir que não existe majoração dinâmica da acção associada ao impacto automóvel, ou seja, concluiu-se que o coeficiente dinâmico é unitário. Isto acontece devido ao facto de este ser um sistema com múltiplos graus de liberdade e, por consequência, múltiplos modos de vibração. Contudo, e por comparação com soluções analíticas de sistemas de um grau de liberdade, isto não quer dizer que o coeficiente dinâmico seja sempre unitário para todas as estruturas. Quer apenas dizer que para a estrutura em estudo neste documento e para sistemas de guardas de segurança com uma gama de frequências semelhante esse coeficiente é unitário. Para além disso, foi também possível evidenciar a pouca influência da consideração de coeficientes de amortecimento. A definição desses coeficientes conduz apenas a que a estrutura deixe mais rapidamente de vibrar. Ou seja, após o término da aplicação de uma carga dinâmica, a estrutura adquire uma configuração estática mais rapidamente, embora isso não se traduza numa redução dos esforços máximos que se geram ao longo da estrutura.

6.4 Desenvolvimentos futuros

As propostas de desenvolvimentos futuros prendem-se essencialmente com a confirmação da possível generalização das conclusões obtidas neste trabalho. Tal como foi dito, até agora apenas se pode afirmar que estas conclusões são válidas para a estrutura em causa ou para estruturas muito semelhantes. Seria então interessante estudar outros sistemas barreira-tabuleiro, com outras geometrias, de forma a compreender se essas alterações conduziriam a grandes diferenças nas conclusões retiradas quanto aos modelos de dimensionamento analisados, bem como nas matrizes de massa e de rigidez e, por sua vez, nas frequências fundamentais e modos de vibração da estrutura. Isso iria permitir averiguar se o coeficiente dinâmico unitário é válido para todos os sistemas barreira-tabuleiro.

Referências Bibliográficas

- [1] EN 1317-1, Road Restraint Systems - Part 1: Terminology and General Criteria for Test Methods., European Committee for Standardization, 2010.
- [2] EN 1317-2, Road Restraint Systems - Part 2: Performance Classes, Impact Test Acceptance Criteria and Test Methods for Safety Barriers including Vehicle Parapets. European Committee for Standardization, 2010.
- [3] EN 1317-3, Road Restraint Systems - Part 3: Performance Classes, Impact Test Acceptance Criteria and Test Methods for Crash Cushions. European Committee for Standardization, 2010.
- [4] EN 1991-2, Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. European Committee for Standardization, September 2003.
- [5] ABAQUS 6.14, ABAQUS/CAE USER'S GUIDE, Dassault Systemes Simulia Corp, 2014.
- [6] Grzebieta, R; Zou, R; Jiang, T, "Roadside hazard and barrier crashworthiness issues confronting vehicle and barrier manufactures and government regulators", Paper Number 05-0149, Australian Road Forum (ARF) National Roads Summit, 3rd, Australia, 2006.
- [7] Grzebieta, R; Zou, R; Corben, B; Judd, R; Kulgren, A; Tingval, C; Powell, C, "Roadside Crash Barrier Testing", International Crashworthiness Conference, Melbourne, Australia, February 2002.
- [8] Dhafer, M; Buyuk, M; Kan, S, "Performance evaluation of portable concrete barriers", National Crash Analysis Center, The George Washington University, <http://www.ncac.gwu.edu/research/reports.html>, 2007.
- [9] ZAIN, Muhammad Fauzi Bin Mohd. and MOHAMMED, Hasan Jasim. Concrete road barriers subjected to impact loads: An overview. Lat. Am. j. solids struct. [online]. 2015, vol.12, n.10, pp.1824-1858. ISSN 1679-7817..
- [10] SETRA, Barrières de Sécurité pour la retenue des poids lourds – Barrières de niveau H2 ou H3, Collection du guide technique GC, Septembre 1999 .
- [11] American Association of State Highway and Transportation Officials Load and Resistance Factor Design, AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications - fourth edition, AASHTO, Washington, D.C., 2007.
- [12] Queensland Government, Manual Design Criteria for Bridges and Other Structures. Transport and Main Roads, August 2014..
- [13] AUSTROADS, A.R.A.I. and S.A. AS 5100 "Australian Bridge Design Code", Austroads Incorporated, Sydney, 2004.

- [14] Standards Specifications and Code of Practice for Road Brides Section 2: Loads and Stresses, Indian Roads Congress, 2000.
- [15] Mendes, F, Elementos de Betão Estrutural Submetidos a Cargas de Impacto - Aplicação ao Projecto de Guardas de Segurança em Estruturas Rodoviárias, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Outubro 2016.
- [16] Craigh, R, Kurdila, A, Fundamentals of structural dynamics, Wiley, 2006.
- [17] Daudeville, L, Malécot, Y, "Concrete structures under impact," Eur. J. Environ. Civ. Eng., vol. 15, no. sup1, pp. 101–140, 2011..
- [18] CEB-FIP, "Model Code for Concrete Structures 2010." Ernst & Sohn Publishing House, New Jersey, 2010.
- [19] Malvar, L, Crawford, J, N. Facilities, E. Service, P. Hueneme, and S. Engineers, "Dynamic Increase Factors," 28th DDESB Semin. Orlando, pp. 1–17, 1998..
- [20] Hirsch, T, Post, E, Hayes, G, "Vehicle Crash Test and Evaluation of Median Barriers for Texas Highways", Research Report Number 146-4, Texas Transportation Institute, Texas A&N University, College Station, Texas, September 1972.
- [21] Jiang, T, Grzebieta, R, Zhao, X, "Predicting impact loads of a car crashing into a concrete roadside safety barrier", International Journal of Crashworthiness, Volume 9, April 2004.
- [22] Tabiei, A, Wu, J, "Validated crash simulation of the most common guardrail system in the USA", International Journal of Crashworthiness, Volume 5, July 2010.
- [23] Abraham, N, Ghosh, B, Simms, C, Thomson, R, Amato, G, "Assessment of the impact speed and angle conditions for the EN1317 barrier tests", International Journal of Crashworthiness, March 2016.
- [24] Iqbal, M, "A Rational Method to Design Vehicular Barriers", STRUCTURE Magazine, September 2010.
- [25] EN 1991-1-7, Eurocode 1: Actions on Structures – Part 1-7: General Actions – Accidental Actions, Annex C, July 2006.
- [26] Jiříček, P, Foglar, M, "Numerical analysis of a bridge pier subjected to truck impact", Ernst & Sohn Verlag für Architektur und Technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, No. 6, Berlin, Structural Concrete 17, December 2016 .
- [27] EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization, 2004..
- [28] Leonhardt, F, Construções de Concreto, Volume 4, Editora Interciência, Rio de Janeiro, 1979.

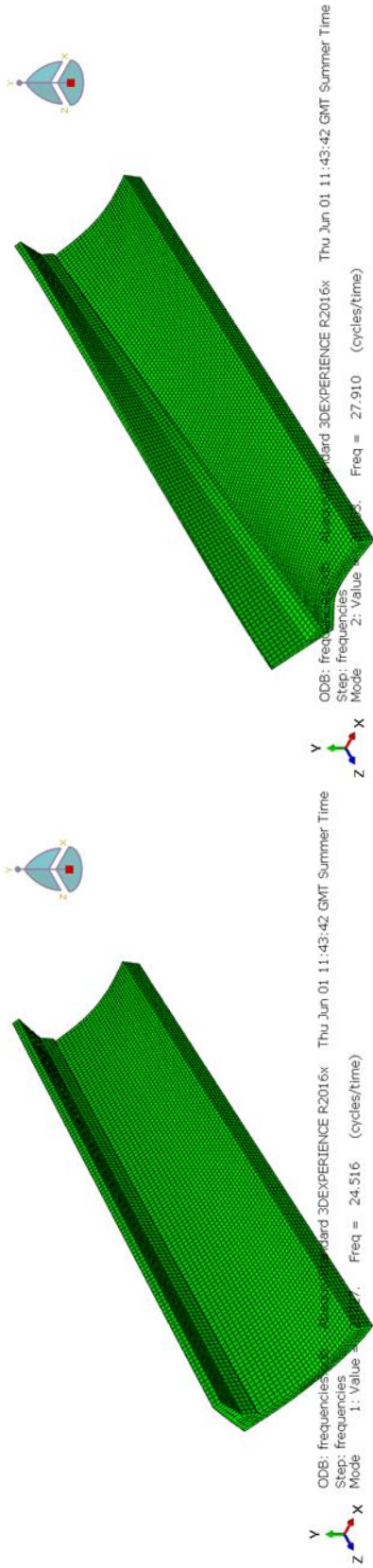
[29] REBAP, Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado – Decreto-Lei nº349-C/83, Imprensa Nacional da Casa da Moeda, Lisboa, 1983.

[30] Biggs, J., Introduction to Structural Dynamics, McGraw-Hill, USA, 1964.

Anexo A

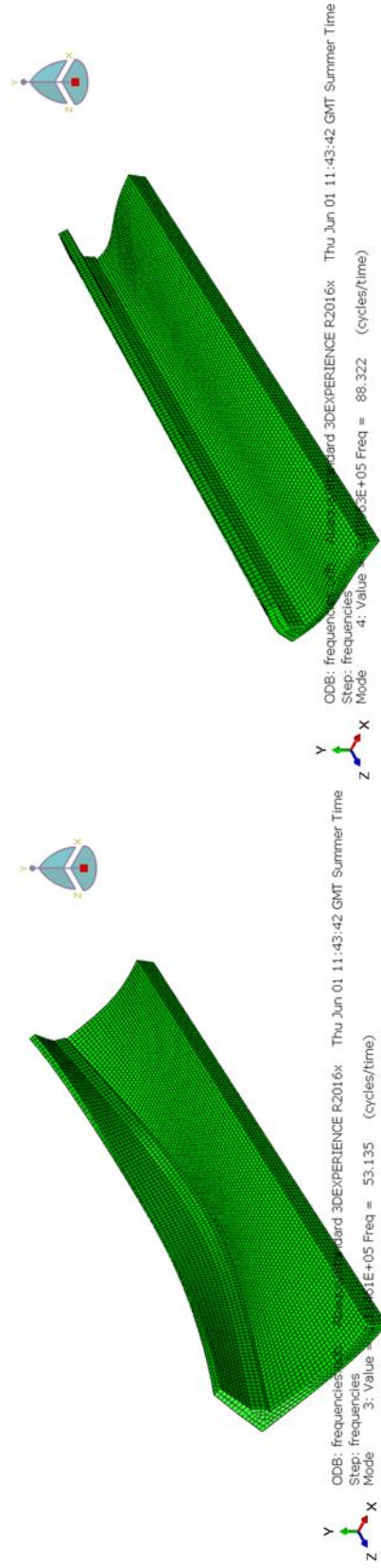
Modos de Vibração

Apresentam-se neste anexo os 4 primeiros modos de vibração fornecidos pelo programa ABAQUS



1º Modo de Vibração

2º Modo de Vibração



3º Modo de Vibração

4º Modo de Vibração

Anexo B

Relações constitutivas do betão à tracção e à compressão

Apresentam-se neste anexo as relações constitutivas do betão à tracção e à compressão, afectadas pelo factor dinâmico, utilizadas na modelação do sistema barreira-tabuleiro no programa ABAQUS

Compressão uniaxial	
σ_c (MPa)	ϵ_c
0	0
3,58E-07	0,015174
2,62E-06	0,111207
4,83E-06	0,204595
6,68E-06	0,282751
9,18E-06	0,388511
1,13E-05	0,479043
1,31E-05	0,554406
1,54E-05	0,652262
1,74E-05	0,734965
1,91E-05	0,805067
2,02E-05	0,852598
2,17E-05	0,91509
2,25E-05	0,950065
2,35E-05	0,990015
2,43E-05	1,024955
2,49E-05	1,047404
2,5E-05	1,05489
2,53E-05	1,067358
2,79E-05	1,174509
3,38E-05	1,420612
4E-05	1,678267
4,54E-05	1,90298
5,04E-05	2,107336
5,3E-05	2,217891
5,35E-05	2,235075
5,44E-05	2,274334
5,51E-05	2,301313
5,32E-05	2,222804
5,4E-05	2,257162
5,44E-05	2,274334

Compressão uniaxial	
σ_c (MPa)	ϵ_c
5,45E-05	2,279239
5,74E-05	2,396883
5,88E-05	2,455634
6,31E-05	2,629158
0,000102	4,212836
0,00012	4,911149
0,00013	5,30237
0,000135	5,534633
0,000142	5,789395
0,000142	5,784737
0,000145	5,905966
0,000149	6,054857
0,000152	6,161668
0,00015	6,103648
0,000151	6,143138
0,000152	6,164003
0,000152	6,177935
0,000152	6,1756
0,000154	6,266015
0,000174	7,044504
0,00037	14,13077
0,000473	17,53713
0,00054	19,65745
0,000645	22,75467
0,000675	23,60179
0,000685	23,87314
0,000706	24,44808
0,000739	25,347
0,000754	25,76025
0,000767	26,09699
0,000779	26,40585

Compressão uniaxial	
σ_c (MPa)	ϵ_c
0,000805	27,07072
0,000807	27,13015
0,000807	27,14079
0,000808	27,15296
0,00081	27,22137
0,000839	27,94412
0,000981	31,29209
0,001295	37,49426
0,001774	43,92887
0,002059	46,20491
0,002207	46,96834
0,002253	47,15022
0,002559	47,69846
0,002265	47,1921
0,002269	47,20491
0,00227	47,20779
0,00227	47,21023
0,002271	47,2135
0,002279	47,24038
0,002291	47,27775
0,002296	47,29369
0,002298	47,30127
0,002304	47,31838
0,002304	47,31928

Compressão uniaxial	
σ_c (MPa)	ϵ_c
0,002305	47,32213
0,0024	47,55144
0,00245	47,62947
0,0025	47,67818
0,00255	47,69794
0,0026	47,68913
0,00265	47,6521
0,0027	47,58721
0,00275	47,4948
0,0028	47,37523
0,00285	47,22882
0,0029	47,0559
0,00295	46,85681
0,003	46,63186
0,00305	46,38138
0,0031	46,10566
0,00315	45,80502
0,0032	45,47976
0,00325	45,13016
0,0033	44,75653
0,00335	44,35915
0,0034	43,93831
0,00345	43,49427
0,0035	43,02731

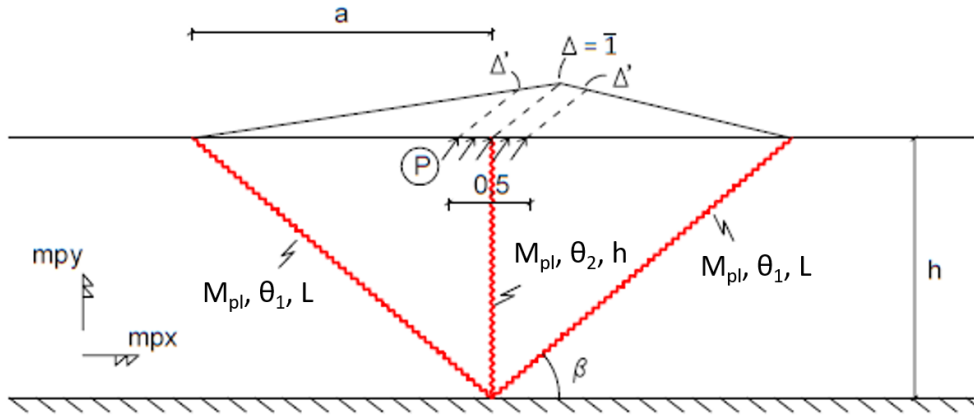
Tracção Uniaxial	
σ_t (MPa)	ϵ_t
0	0
0,000109	3,790179
0,00015	3,301868
0,0002	2,794971
0,00025	2,365892
0,0003	2,002684
0,00035	1,695236
0,0004	1,434986
0,00045	1,214689
0,0005	1,028212
0,00055	0,870363
0,0006	0,736746
0,00065	0,623642
0,0007	0,527902
0,00075	0,446859
0,0008	0,378258
0,00085	0,320189
0,0009	0,271034
0,00095	0,229425
0,001	0,194204
0,00105	0,16439
0,0011	0,139153
0,00115	0,117791
0,0012	0,099708
0,00125	0,084401
0,0013	0,071444
0,00135	0,060476
0,0014	0,051192
0,00145	0,043333

Tracção Uniaxial	
σ_t (MPa)	ϵ_t
0,0015	0,03668
0,00155	0,031049
0,0016	0,026283
0,00165	0,022248
0,0017	0,018832
0,00175	0,015941
0,0018	0,013494
0,00185	0,011422
0,0019	0,009669
0,00195	0,008185
0,002	0,006928
0,00205	0,005864
0,0021	0,004964
0,00215	0,004202
0,0022	0,003557
0,00225	0,003011
0,0023	0,002549
0,00235	0,002157
0,0024	0,001826
0,00245	0,001546
0,0025	0,001309
0,00255	0,001108
0,0026	0,000938
0,00265	0,000794
0,0027	0,000672
0,00275	0,000569
0,0028	0,000481
0,00285	0,000407
0,0029	0,000345

Anexo C

Cálculo do valor da carga última

Apresenta-se neste anexo o mecanismo de colapso que esteve na base da determinação da carga última, bem como as equações de equilíbrio desenvolvidas pelo Método das Linhas de Rotura



$$L = \sqrt{a^2 + h^2}$$

$$\theta_1 = \frac{L}{ha}, \quad \Delta = 1$$

$$\theta_2 = \frac{1}{a}, \quad \Delta = 1$$

$$\Delta' = (a - 0,25) \frac{\Delta}{a}$$

$$M_{pl} = M_x \cos^2(\beta) + \xi M_x \sin^2(\beta)$$

$$\xi = \frac{M_y}{M_x}$$

$$\beta = \arctg\left(\frac{h}{a}\right)$$

$$A_i = \sum m l_m \varphi = 2 \times M_{pl} \times L \times \theta_1 + M_y \times h \times 2 \times \theta_2$$

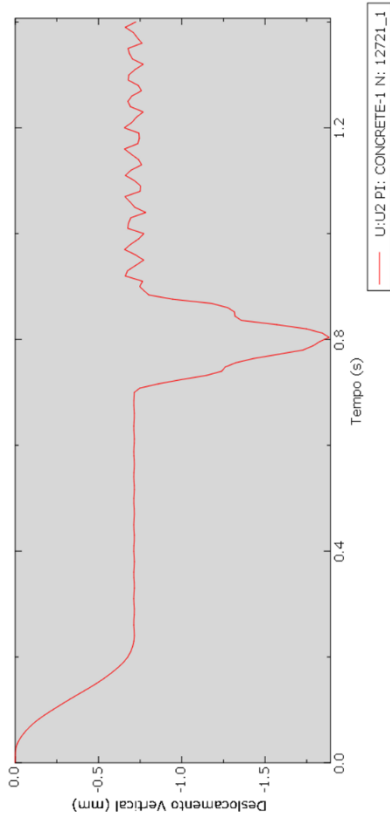
$$A_e = \sum P \cdot v = 2 \times (0,25 \times P \times \Delta' + \frac{1}{2} \times 0,25 \times P \times (\Delta - \Delta'))$$

$$P_u = \frac{2}{a} (M_{pl} \times L^2 + M_y) / (0,25 \times \left(\frac{a - 0,25}{a} + 1\right))$$

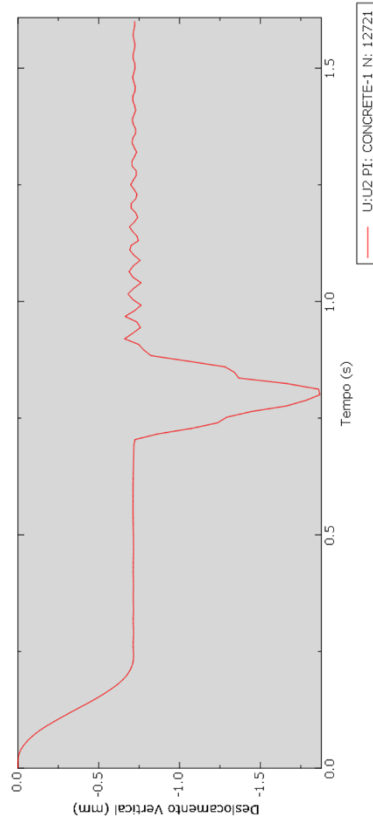
Anexo D

Deslocamento vertical do ponto extremo do tabuleiro

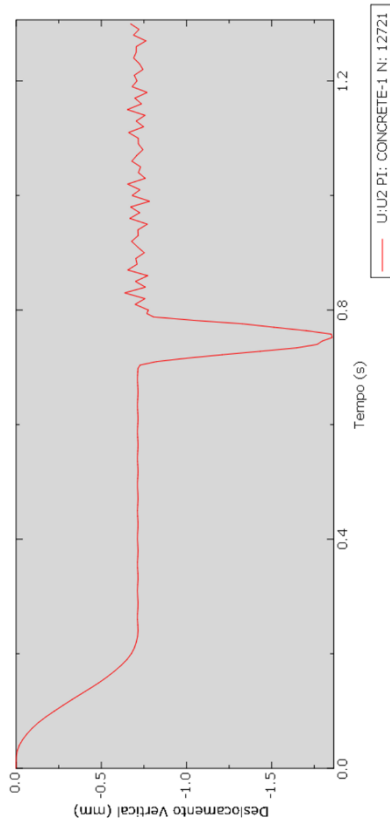
Apresentam-se neste anexo os gráficos relativos ao deslocamento vertical do ponto extremo da barreira em função do tempo, para casos com e sem consideração do amortecimento da estrutura, bem como para uma carga aplicada segundo uma forma trapezoidal



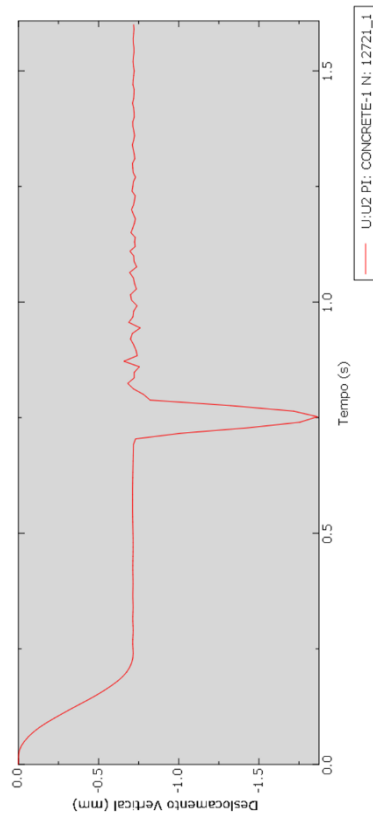
Sem amortecimento – t = 0,2 s



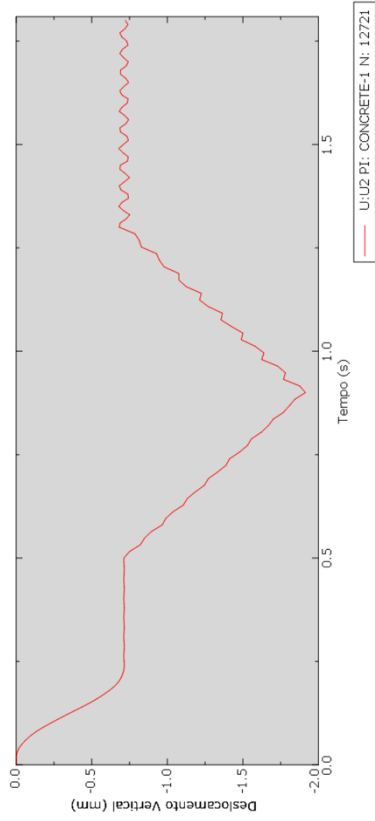
Com amortecimento – t = 0,2 s



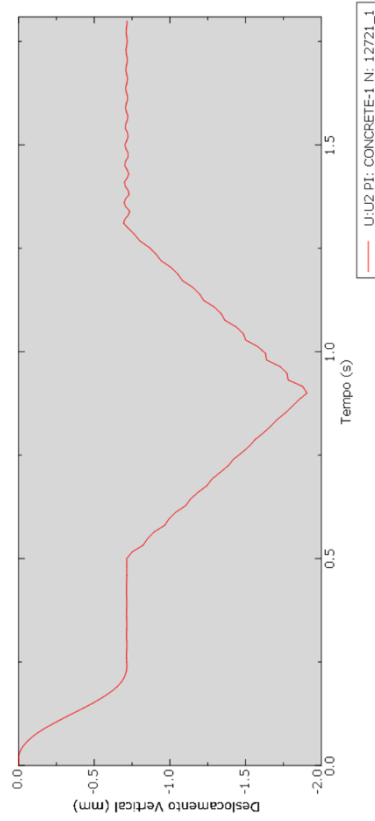
Sem amortecimento – t = 0,1 s



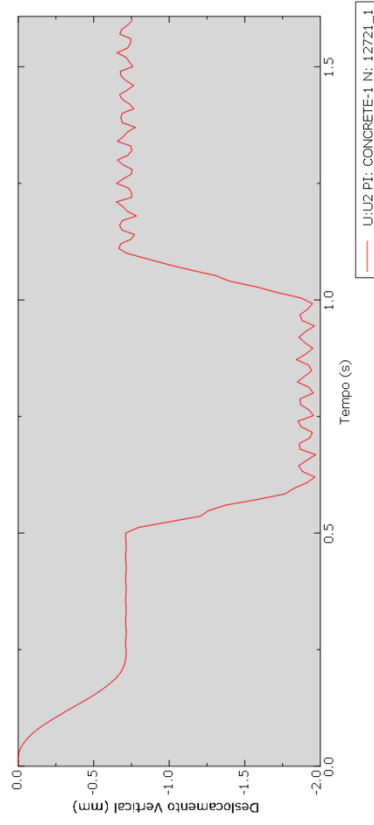
Com amortecimento – t = 0,1 s



Sem amortecimento – t = 0,8 s



Com amortecimento – t = 0,8 s



Trapézio – t = 0,1-0,5 s

