



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

MAYA SIAN CAYCEDO GARCIA

**ANÁLISE DE VULNERABILIDADE SÍSMICA DE
CASCAS DE FORMAS LIVRES**

CAMPINAS

2019

MAYA SIAN CAYCEDO GARCIA

**ANÁLISE DE VULNERABILIDADE SÍSMICA DE
CASCAS DE FORMAS LIVRES**

Tese de Doutorado apresentada à Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP, para obtenção do título de Doutora em Engenharia Civil, na Área de Estruturas e Geotécnica.

Orientador: Prof. Dr. Isaías Vizotto

Co-orientador: Prof. Dr. Gustavo Henrique Siqueira

**ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA TESE
DEFENDIDA PELA ALUNA MAYA SIAN CAYCEDO GARCIA E
ORIENTADA PELO PROF. DR. ISAÍAS VIZOTTO.**

ASSINATURA DO ORIENTADOR

CAMPINAS

2019

FICHA CATALOGRÁFICA

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Luciana Pietrosanto Milla - CRB 8/8129

C317a Caycedo Garcia, Maya Sian, 1984-
Análise de vulnerabilidade sísmica de cascas de formas livres / Maya Sian Caycedo Garcia. – Campinas, SP : [s.n.], 2019.

Orientador: Isaías Vizotto.

Coorientador: Gustavo Henrique Siqueira.

Tese (doutorado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Cascas (Engenharia). 2. Concreto armado. 3. Vulnerabilidade. 4. Dinâmica estrutural. 5. Abalos sísmicos. I. Vizotto, Isaías, 1955-. II. Siqueira, Gustavo Henrique, 1980-. III. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. IV. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Seismic vulnerability assessment of free-form shells

Palavras-chave em inglês:

Shells (Engineering)

Reinforced concrete

Vulnerability

Structural dynamics

Earthquakes

Área de concentração: Estruturas e Geotécnica

Titulação: Doutora em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Isaías Vizotto [Orientador]

Nilson Tadeu Mascia

Marco Lúcio Bittencourt

Ruy Marcelo de Oliveira Pauletti

Ricardo Carrazedo

Data de defesa: 08-05-2019

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

Identificação e informações acadêmicas do(a) aluno(a)

- ORCID do autor: <https://orcid.org/0000-0002-5821-3047>

- Currículo Lattes do autor: <http://lattes.cnpq.br/5800612699858771>

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO**

**ANÁLISE DE VULNERABILIDADE SÍSMICA DE
CASCAS DE FORMAS LIVRES**

Maya Sian Caycedo Garcia

Tese de Doutorado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof. Dr. Isaías Vizotto
Presidente e Orientador/UNICAMP/FEC

Prof. Dr. Nilson Tadeu Mascia
UNICAMP/FEC

Prof. Dr. Marco Lúcio Bittencourt
UNICAMP/FEM

Prof. Dr. Ruy Marcelo de Oliveira Pauletti
USP/POLI

Prof. Dr. Ricardo Carrazedo
USP/EESC

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se no SIGA/Sistema de Fluxo de Dissertação/Tese e na Secretaria do Programa da Unidade.

Campinas, 08 de maio de 2019.

DEDICATÓRIA

Dedico esta tese a meus amores Alejandro e Sulue Maiara, com força e amor seguiremos juntos o caminho de nossos sonhos!

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por guia-me no caminho da vida, abrindo as portas para cumprir minhas metas e sonhos.

Agradeço a meu esposo Alejandro e a minha filha Sulue Maiara pela companhia, apoio e paciência nesta etapa importante da minha vida, pois com sua alegria fortaleceram-me cada dia deste processo.

Aos meus pais Magda e Rafael, aos meus sogros Eugenia e Javier, e minha família por ser o pilar que sustenta e mantém rígidos meus projetos, apoiando-me em cada decisão sempre com confiança e amor.

Agradeço aos meus professores Dr. Isaías Vizotto e Dr. Gustavo Henrique Siqueira pela valiosa orientação, sabedoria e amizade que me brindaram durante todo este processo.

Aos meus amigos e colegas do LabMec e LabMem: Oscar, Ingrid, Sarah, Fabio, Marcos, Ricardo, Paulo, Gustavo, Bruno, Anderson, Nathalia, Eduardo, Miguel, Rafael, Carlos, Andreia, Cesar e Isabela.

Aos meus amigos e família adotiva no Brasil, Johana, Jose e Valentina; Eduardo, Evelin e Rafaela; Mariana, Mario e Olivia; Yenni, Sandra; Erika e Neto; Elena e Gualtiero; Fernanda e Lucas; por milhões de momentos mais de alegria junto como vocês.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001 e da agência de fomento COLFUTURO – Colômbia.

RESUMO

Estudos de verificação do comportamento e vulnerabilidade sísmica para os diferentes tipos de estruturas em casca são raros, e não encontrados na literatura técnica para as cascas de formas livres. Estruturas em casca de formas livres são estruturas que têm comportamento estrutural de acordo com a Teoria de Membrana para cascas finas, em que as formas são definidas por superfícies curvas médias e as espessuras em cada ponto das respectivas superfícies não representadas por equações matemáticas analíticas. Considerando-se que estas estruturas apresentam comportamento estático altamente indeterminado e com suscetibilidade aos efeitos da não linearidade geométrica, os mecanismos de falha podem variar substancialmente em relação às estruturas convencionais.

É, portanto, de grande importância estudar o comportamento sísmico das estruturas em casca, sobretudo as de formas livres, considerando-se a variabilidade e as incertezas relacionadas à solicitação estrutural oriunda da demanda sísmica e relacionadas à capacidade proveniente da variação das propriedades mecânicas dos materiais e das formas tridimensionais das estruturas.

Esta pesquisa tem por objetivos principais proporcionar uma melhor compreensão da vulnerabilidade sísmica e dos principais mecanismos de falha das estruturas em casca de formas livres. Para tanto, foram desenvolvidos modelos numéricos para cascas de formas livres utilizando o software ABAQUS®. Foram considerados modelos de comportamento não-linear com dano acoplado para o concreto armado e avaliados diferentes parâmetros estruturais, como a rigidez do material, a quantidade de aço e a espessura das cascas, para determinar os diferentes estados limites e mecanismos de dano para as estruturas, adotando-se como exemplos dois casos de cascas de bases com plantas hexagonal e triangular.

Os patamares de danos são utilizados para a definição de diferentes níveis de desempenho esperado para as estruturas quando submetidas a carregamentos extremos como, por exemplo, uma carga sísmica, definindo-se assim diferentes estados limites para as estruturas. Para a verificação da vulnerabilidade sísmica das cascas de formas livres é utilizada uma abordagem analítica, gerando curvas de fragilidade para diferentes níveis de dano esperado (estados limites) através de

análises temporais não lineares (análise dinâmica transiente temporal) para modelos tridimensionais.

O ótimo comportamento estrutural das cascas de formas livres sob ações sísmicas pode ser verificado devido à alta ductilidade e rigidez estrutural em combinação com as características de leveza inerentes a estas estruturas. Neste sentido, as cascas de formas livres podem ser seguras para proteger as pessoas durante um terremoto, e em muitos casos servir como abrigos após eventos extremos.

Esta pesquisa contribui com uma proposta para modelagem numérica para identificação dos níveis prováveis de danos para as estruturas em casca de formas livres após eventos extremos a partir da abordagem analítica da fragilidade e vulnerabilidade das estruturas, que pode ser utilizada por engenheiros projetistas. Assim, é possível optar por um dimensionamento estrutural estático equivalente ou dinâmico por meio de um modo mais eficaz, partindo-se da avaliação do risco que as cascas de formas livres poderiam sofrer em virtude das suas características mecânicas e das demandas sísmicas decorrentes da probabilidade de ocorrer um evento sísmico de grande magnitude nas regiões de localização das estruturas.

Palavras Chave: Cascas de formas livres, Vulnerabilidade sísmica, Análise não linear, Curvas de fragilidade.

ABSTRACT

Seismic vulnerability assessment of free-form shells are currently scarce and hardly found in the literature. Free-form shells are structures that have structural capacities according to the Membrane Theory for thin shells and the shapes are defined by mean curved surfaces and the thicknesses at each point of the respective surfaces not represented by analytical mathematical equations.

Their failure mechanisms vary substantially compared to the more conventional structures; therefore it is of great importance to study the dynamic behavior of the shells, especially free-form shells, taking into account the seismic demand compared to the capacity of the structure as a function of the mechanical properties of its materials and its geometries.

This research aims to provide a better understanding of the seismic vulnerability and to define the main fault mechanisms associated with free-form shells, using two types of such structures as examples; one with a hexagonal base and the other with a triangular base. In order to achieve this objective, numerical models are developed with the software ABAQUS using nonlinear characteristics of the materials for both structural typologies and characterizing the damage expected. Structural properties such as concrete stiffness, amount of steel and cross-sectional thickness are adopted as variables to determine different damage parameters.

The damage parameters will subsequently be used to define the different behavioral levels of the structures in question when subjected to external loadings, such as seismic load, and will provide their capacity limits. This study follows an analytical methodology to verify the seismic vulnerability of the shells by generating capacity and fragility curves through nonlinear time-history analysis in tridimensional models.

The excellent structural behavior of hexagonal and triangular free-form shells supported on vertices under seismic excitation is evidenced due to the high ductility and geometric stiffness compared to the inherent light nature of this structural system. In this way, free-form shells can be safe to protect people during an earthquake, and in many cases could serve as shelters after the earthquake.

This research contributes to proposing a methodology for engineers and designers that allow them to study through an analytical perspective the fragility and vulnerability of the free-form shells and their probable levels of damage after a seismic event. Furthermore, this approach will enable professionals to effectively and rationally make dynamic or static equivalent structural dimensioning using the assessment of the damage that the shell could undergo depending on its mechanical characteristics and the seismic demand in the region of these structures.

Keywords: Free-form shells, Seismic vulnerability, Nonlinear analysis, Fragility curves.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Prédio do Museu Nacional de Brasília, projetado por Oscar Niemeyer. Fonte: http://conheca-as-principais-obras-de-oscar-niemeyer.htm . Acesso 09/2018.....	28
Figura 2. “ <i>The Oceanographic</i> ” projetado por Felix Candela. Fonte: http://josearcilaid2125.pbworks.com/w/page/80291912/Concrete . Acesso 09/2018.	29
Figura 3. Método Pneumático, com balão inflado. Fonte: Viera (2003).	30
Figura 4. Método de Membranas Pênséis Invertidas utilizado por Isler. Fonte: http://shells.princeton.edu/Grotz.html . Acesso 04/2018.	30
Figura 5. Casca sobre planta triangular comparando a) por definição estrutural livre (obtida pelo programa de Vizotto e b) por definição geométrica. Vistas frontal e lateral. Fonte: Teixeira e Hanai (2002).	31
Figura 6. <i>Pantheon</i> Romano. Fonte: http://arquitetofala.blogspot.com/2011/12/roma-entre-arcos-e-abobadasas-curvas.html . Acesso 10/2018.	34
Figura 7. a) Basílica de São Pedro. b) Corte da cúpula de São Paulo analogia da catenária invertida. Fonte: (Petrikas, 2010).	34
Figura 8. Igreja de Santa Sophia em Istambul. Fonte: http://www.ebad.info/isidoro-de-mileto?lightbox=image_dkk . Acesso 10/2018.....	35
Figura 9. Modelo de catenária por Gaudí e Igreja Expiatório da Sagrada Família. Fonte: http://designat-shirt.org/sagrada-familia-architects.html . Acesso 09/2018.	36
Figura 10. Planetarium, Jena, 1923. Fonte: https://pl.wikipedia.org/wiki/Planetarium_w_Jenie . Acesso 11/2018.....	36
Figura 11. a) Mercado de Abastecimento de Algeciras em Madrid.	37
Figura 12. Modelo físico da membrana suspensa para a fábrica Sicli SA, Genebra, Heinz Isler. Fonte: https://www.hesge.ch/head/eventement/2017/association-sicli-ouverture-poste . Acesso 10/2018.....	38
Figura 13. a) Palácio do Congresso Nacional, Brasília. b) Museu de Arte Contemporânea (MAC) de Niterói (RJ). c) Catedral Cristo Rei. Fonte: http://noticias.uol.com.br/album/2012/12/05/conheca-as-principais-obras-de-oscar-niemeyer.htm#fotoNav=25 . Acesso 01/2018.	40
Figura 14. <i>L’Oceanogràfic</i> . Complexo de Belas Artes e Ciências. Fonte: https://arterreforma.wordpress.com/category/edificios/ . Acesso 10/2018.	40
Figura 15. <i>EPFL Learnig Center</i> em Lausanne, na Suíça. Fonte: http://fr.worldtempus.com/article/insider/rolex-33-millions-nom-du-learning-center-330287 . Acesso 10/2018.....	41

Figura 16. Centro de Heydar Aliyev em Baku, Azerbaijão. Fonte: https://www.archdaily.com.br/br/01-154169/centro-heydar-aliyev-zaha-hadid-architects . Acesso 10/2018.	41
Figura 17. Capela, África do Sul. Fonte: https://www.archdaily.com.br/br/877207/capela-bosjes-steyn-studio . Acesso 1/2019.	42
Figura 18. Fotomontagem da casca triangular inserida no ambiente do Anfiteatro Keil do Amaral do Parque Florestal de Monsanto de Lisboa. Fonte: Pereira (2015).	48
Figura 19. Imagem digital da vista a partir do interior de uma das cascas triangulares para o centro da área do Santuário de Fatima, em Ourém. Fonte: Pereira (2015).	48
Figura 20. CBG – Carreamento do Banco de Gorringe; CCMPA – Carreamento da Montanha Príncipes de Avis; CPF – Carreamento da Planície da Ferradura; CMP – Carreamento do Marquês de Pombal; FNPS – Falha normal de Pereira de Sousa; FINBG e FISBG – Falha inversa Norte e Sul, respectivamente, do Banco de Guadalquivir; FIVIT – Falhas inversas do Vale Inferior do Tejo. Fonte: Adaptado de Carvalho <i>et al.</i> (2007).	50
Figura 21. Sismos em Portugal continental e região Atlântica adjacente para o período entre 1300 e 2014. Fonte: Ferrão <i>et al.</i> (2015).	51
Figura 22. Zoneamento sísmico em Portugal Continental. Fonte: NP EN 1998-1 (2009). ...	53
Figura 23. Espectros de resposta elástica para Lisboa recomendados para terrenos dos tipos A - E. (5 % de amortecimento). a) Tipo 1. b) Tipo 2. Fonte: (Próprio Autor).	57
Figura 24. Espectros de resposta elástica para Ourém - Fatima recomendados para terrenos dos tipos A - E (5 % de amortecimento). a) Tipo 1. b) Tipo 2. Fonte: (Próprio Autor).	57
Figura 25. Geometria considerada na descrição da falha. Fonte: PEER (http://peer.berkeley.edu)	59
Figura 26. Conjunto de Espectros de resposta para todos os acelerogramas escolhidos. Fonte: (Próprio Autor).	61
Figura 27. Distribuição de PGA dos 100 registros sísmicos. Fonte: (Próprio Autor).	61
Figura 28. Curva de capacidade e estados limites. Fonte: FEMA-273, (1997), (<i>Federal Emergency Management Agency</i>).	68
Figura 29. Ilustração de uma PSDM num espaço log-normal. Adaptado de Nielson (2005).	69
Figura 30. Representação de uma curva de fragilidade. Adaptado de Padgett e DesRoches (2007).	70
Figura 31. Desenvolvimento gráfico das curvas de fragilidade analíticas. Adaptado Tavares <i>et al.</i> (2012).	72

Figura 32. Representação de uma curva de fragilidade. Adaptado de Padgett e DesRoches (2007).	73
Figura 33. Dimensões do modelo computacional de casca de forma livre de base triangular.	77
Figura 34. Dimensões do modelo computacional de casca de forma livre de base hexagonal.	77
Figura 35. Seção transversal e sistema de coordenadas do elemento SHELL S4R. (Adaptado do modelo ABAQUS ®).	80
Figura 36. Tensões principais S_1 , S_2 . Deslocamentos nas direções principais para a superfície média do modelo hexagonal ($f_c = 20$ MPa, espessura = 20 cm). Fonte: (Próprio Autor).	82
Figura 37. Tensões principais S_1 , S_2 . Deslocamentos nas direções principais para a superfície média do modelo triangular ($f_c = 20$ MPa, espessura = 20 cm). Fonte: (Próprio Autor).	83
Figura 38. Secção transversal padrão. Fonte: (Próprio Autor)	85
Figura 39. Curvas tensão - deformação do comportamento uniaxial do concreto: a) compressão e b) tração. Fonte: Adaptado do modelo de ABAQUS®.	87
Figura 40. Comportamento mecânico do concreto: a) Curva Tensão <i>versus</i> Deformação à compressão. b) Modelo do dano à compressão. Fonte: (Próprio Autor).	90
Figura 41. Comportamento mecânico do concreto: a) Curva Tensão <i>versus</i> Deformação à tração. b) Modelo do dano à tração. Fonte: (Próprio Autor).	90
Figura 42. Curva típica tensão <i>versus</i> deformação para o aço. Adaptado de Ramberg e Osgood (1941).	91
Figura 43. Curva tensão <i>versus</i> deformação para o aço adotado. Fonte: (Próprio Autor). ...	91
Figura 44. Modos de vibração para a casca de forma livre de base hexagonal. Fonte: (Próprio Autor).	95
Figura 45. Modos de vibração para a casca de forma livre de base triangular. Fonte: (Próprio Autor).	96
Figura 46. Conjunto de espectros de aceleração (Próprio Autor).	98
Figura 47. Deslocamentos no topo das cascas para <i>El Centro</i> . a) casca de base hexagonal. b) cascas de base triangular. Fonte (Próprio Autor).	99
Figura 48. Direções adotadas para a forças horizontais nos nós de controle. Fonte: (Próprio Autor).	100
Figura 49. Curva média de capacidade e nuvem de pontos indicando os estados limites dos 120 modelos de cascas de forma livre de base hexagonal. Fonte: (Próprio Autor). ...	101
Figura 50. Curva média de capacidade e nuvem de pontos indicando os estados limites dos 120 modelos de cascas de forma livre de base triangular. Fonte: (Próprio Autor).	102

Figura 51. CDF e PDF para a casca de forma livre de base hexagonal. Fonte: (Próprio Autor).....	103
Figura 52. CDF e PDF para a casca de forma livre de base triangular. Fonte: (Próprio Autor).	104
Figura 53. Curva de capacidade da casca de forma livre de base hexagonal. Fonte: (Próprio Autor).....	105
Figura 54. Curva de capacidade da casca de forma livre de base triangular. Fonte: (Próprio Autor).....	106
Figura 55. Distribuição da deformação para cada estado limite. a) Casca de base hexagonal. b) Casca de base triangular. Fonte: (Próprio Autor).	109
Figura 56. Dano à compressão e à tração para cada estado limite no nó de controle no topo para a casca de forma livre hexagonal. Fonte: (Próprio Autor).....	109
Figura 57. Dano à compressão e à tração para cada estado limite no nó de controle no topo para a casca de forma livre triangular. Fonte: (Próprio Autor).	110
Figura 58. Cargas para a análise dinâmica não linear e acoplamento dos apoios para a casca de base hexagonal. Fonte: (Próprio Autor).....	115
Figura 59. Cargas para a análise dinâmica não linear e acoplamento dos apoios para a casca de base triangular. Fonte: (Próprio Autor).	115
Figura 60. Pontos selecionados para extrair os registros de deslocamentos da demanda sísmica (casca de base triangular). Fonte: (Próprio Autor).....	116
Figura 61. Pontos selecionados para extrair os registros de deslocamentos da demanda sísmica (casca de base hexagonal). Fonte: (Próprio Autor).	117
Figura 62. Registro de acelerações do evento sísmico de maior magnitude adotado. Fonte: <i>Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER (PEER)</i>	118
Figura 63. Registro de deslocamentos para a casca de base hexagonal sob ação do sismo Duzce, Turquia, de 1999. Fonte: (Próprio Autor).....	119
Figura 64. Registro de deslocamentos para a casca de base triangular sob ação do sismo Duzce, Turquia, de 1999. Fonte: (Próprio Autor).....	119
Figura 65. Distribuição do máximo dano à compressão e à tração para a casca de forma livre de base hexagonal causado pela ação do sismo de Duzce, Turquia, de 1999. Fonte: (Próprio Autor).	120
Figura 66. Distribuição do máximo dano à compressão e à tração para a casca de forma livre de base triangular causado pela ação do sismo de Duzce, Turquia, de 1999. Fonte: (Próprio Autor).	120
Figura 67. PSDM gerado usando regressão linear no espaço log-normal para os 9 pontos críticos da casca de forma livre de base hexagonal. Fonte: (Próprio Autor).	123

Figura 68. PSDM gerado usando regressão linear no espaço log-normal para os 7 pontos críticos da casca de forma livre de base triangular. Fonte: (Próprio Autor).....	124
Figura 69. PDF (Distribuição log-normal) para a casca de forma livre de base hexagonal. Fonte: (Próprio Autor).	126
Figura 70. PDF (Distribuição log-normal) para a casca de forma livre de base triangular. Fonte: (Próprio Autor).	127
Figura 71. Curvas de fragilidade para cada ponto crítico da superfície da casca de forma livre de concreto armado de base hexagonal. Fonte: (Próprio Autor).....	132
Figura 72. Curvas de fragilidade para cada ponto crítico da superfície da casca de forma livre de concreto armado de base triangular. Fonte: (Próprio Autor).	134
Figura 73. Interpretação das curvas de fragilidade para a casca de base hexagonal no ponto 3. Fonte: (Próprio Autor).....	135
Figura 74. Interpretação das curvas de fragilidade para a casca de base triangular no ponto 2. Fonte: (Próprio Autor).....	137

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Sismos em Portugal e na sua região Atlântica adjacente com magnitudes $\geq 5,5$. Fonte: Ferrão <i>et al.</i> (2015) e Vaz (2010).	52
Tabela 2. Aceleração máxima de referência A_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas. Fonte: NP EN 1998-1, (2009).	54
Tabela 3. Coeficientes de importância (γ). Fonte: NP EN 1998-1, (2009).	54
Tabela 4. Tipos de Terreno. Fonte: NP EN 1998-1 (2009).	55
Tabela 5. Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2. Fonte: NP EN 1998-1 (2009).	56
Tabela 6. Características geomorfológicas na geração de acelerogramas na base de dados PEER.	60
Tabela 7. Classificação quantitativa e qualitativa do dano. ATC-13 - HAZUS-MH (FEMA, 2003).	67
Tabela 8. Características mecânicas e variações da resistência do concreto e espessura. .	78
Tabela 9. Características das malhas geradas.	81
Tabela 10. Valores das tensões e deslocamentos principais para a superfície média da casca hexagonal.	82
Tabela 11. Valores das tensões e deslocamentos principais para a superfície média da casca triangular.	83
Tabela 12. Armadura definida para cada caso analisado da casca hexagonal e triangular. .	86
Tabela 13. Características dinâmicas das cascas de formas livres de concreto de base hexagonal.	93
Tabela 14. Características dinâmicas das cascas de formas livres de concreto de base triangular.	94
Tabela 15. Lista de sismo.	97
Tabela 16. Máximos deslocamentos registrados no topo das cascas.	98
Tabela 17. Parâmetros do teste K-S para cada estado limite para a distribuição log-normal.	105
Tabela 18. Fatores de dano estrutural para os diferentes estados limite.	111
Tabela 19. Classificação dos componentes da razão de ductilidade de deslocamento.	112
Tabela 20. Ductilidade média das cascas de formas livres de base hexagonal e triangular.	112
Tabela 21. Características das malhas geradas.	114
Tabela 22. Sismo de maior magnitude na Escala Richter. Fonte: <i>Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER (PEER)</i>	118

Tabela 23. Parâmetros da regressão linear da demanda sísmica para cada ponto crítico.	125
Tabela 24. Parâmetros do teste K-S da demanda sísmica para cada ponto crítico para a distribuição log-normal.	128
Tabela 25. Coeficientes para o cálculo da curva de fragilidade de cada ponto crítico das cascas de formas livres de bases hexagonal e triangular.....	130
Tabela 26. Probabilidade de atingir ou exceder os estados limites da capacidade para a casca de base hexagonal no ponto 2 (%).	136
Tabela 27. Probabilidade de atingir ou exceder os estados limites da capacidade para a casca de base triangular no ponto 2 (%).	138

SUMÁRIO

<u>CAPÍTULO I</u>	20
<u>INTRODUÇÃO</u>	20
1.1 OBJETIVOS	24
1.1.1 OBJETIVO GERAL.....	24
1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	24
1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	25
<u>CAPÍTULO II</u>	27
<u>ESTRUTURAS EM CASCA FINAS</u>	27
2.1 CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS EM CASCA	28
2.2 ANTECEDENTES E EVOLUÇÃO DAS ESTRUTURAS EM CASCA	33
2.3 ESTADO DA ARTE SOBRE ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS EM CASCA	42
<u>CAPÍTULO III</u>	48
<u>REGIÃO ADOTADA PARA ANÁLISE DO RISCO SÍSMICO</u>	48
3.1 GEOLOGIA E HISTÓRIA SÍSMICA EM PORTUGAL	49
3.2 NORMA DO EURO-CÓDIGO EC8	52
3.3 SELEÇÃO DE ACELEROGRAMAS PARA ANÁLISE DE VULNERABILIDADE SÍSMICA	58
<u>CAPÍTULO IV</u>	63
<u>METODOLOGIA PARA A ANÁLISE DE RISCO SÍSMICO</u>	63
4.1 AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA	64
4.1.1 CAPACIDADE ESTRUTURAL A PARTIR DA ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR	65
4.1.2 ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR.....	68
4.2 CURVAS DE FRAGILIDADE	70
<u>CAPÍTULO V</u>	74
<u>MODELAGEM COMPUTACIONAL DAS CASCAS DE FORMAS LIVRES</u>	74
5.1 MODELO COMPUTACIONAL DE GERAÇÃO DE CASCAS DE FORMAS LIVRES PELO MÉTODO DA MEMBRANA	74
5.2 MODELO PARA DEFINIÇÃO DA ARMADURA E ESPECIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	77
5.2.1 ANÁLISE ESTÁTICA LINEAR PARA DEFINIÇÃO DA ARMADURA	78
5.2.2 ESPECIFICAÇÕES DOS MATERIAIS	84

<u>CAPÍTULO VI.....</u>	<u>92</u>
<u>CAPACIDADE ESTRUTURAL DE CASCAS DE FORMAS LIVRES DE CONCRETO ARMADO</u>	<u>92</u>
6.1 MODELO ESTÁTICO NÃO LINEAR PUSHOVER	92
6.2 RESULTADOS E AVALIAÇÕES DA CAPACIDADE ESTRUTURAL	101
<u>CAPÍTULO VII.....</u>	<u>113</u>
<u>ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR DE CASCAS DE FORMAS LIVRES DE CONCRETO ARMADO</u>	<u>113</u>
7.1 MODELO DINÂMICO NÃO LINEAR.....	113
7.2 RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR	116
7.3 MODELO PROBABILÍSTICO DE DEMANDA SÍSMICA (PSDM)	121
<u>CAPÍTULO VIII.....</u>	<u>129</u>
<u>ANÁLISE DE VULNERABILIDADE SÍSMICA PARA CASCAS DE FORMAS LIVRES DE CONCRETO ARMADO</u>	<u>129</u>
8.1 RESULTADOS DA ANÁLISE DE VULNERABILIDADE SÍSMICA	130
<u>CAPÍTULO IX.....</u>	<u>139</u>
<u>CONCLUSÕES</u>	<u>139</u>
9.1 IMPACTO	142
9.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	143
<u>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</u>	<u>145</u>
<u>ANEXO A.....</u>	<u>155</u>
<u>LISTA DE REGISTROS SÍSMICOS</u>	<u>155</u>

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

As estruturas em casca têm sido amplamente utilizadas para diversas finalidades relacionadas a diferentes atividades econômicas, sociais e culturais como, por exemplo, para centros comerciais, centros esportivos, centros de convenções e de exposições, teatros, plantas industriais, etc.

Ao longo da história, projetistas como Pier Luigi Nervi (1891-1979), Ove Arup (1895-1988), Eduardo Torroja (1899-1961), Félix Candela (1910-1997), Heinz Isler (1926-2009), Santiago Calatrava (1951-), dentre outros, construíram notáveis obras aproveitando o conceito de eficiência estrutural utilizando as características únicas de formas e geometrias não convencionais, os altos níveis de capacidade de carga devido às formas intrínsecas destas estruturas, obtendo deste modo estruturas com grandes vãos livres decorrentes da conjunção desses fatores. Atualmente, o trabalho desenvolvido pela arquiteta Zaha-Hadid (1950-2016) é mundialmente reconhecido pelo desafiante uso de superfícies sinclásticas e anticlásticas em estruturas de cascas finas, expondo a versatilidade e a beleza possíveis para esses projetos.

As estruturas em casca podem proporcionar uma ótima solução arquitetônica e estrutural para um projeto na concepção de um espaço amplo para diferentes finalidades, desempenhando ao mesmo tempo um papel estrutural que decorre diretamente do desenvolvimento da forma em relação às forças atuantes (Petrikas, 2010). As cascas finas podem ser definidas como superfícies curvas tridimensionais, sendo uma das suas dimensões (espessura) significativamente menor que as outras duas, cuja relação entre forma e esforços solicitantes determina as bases do comportamento mecânico, no qual ocorrem predominantemente esforços de compressão (Timoshenko e Woinowsky-Krieger, 1964). Neste sentido, as forças atuantes na casca são distribuídas por toda a superfície, permitindo que os esforços de membrana sejam absorvidos por espessuras muito pequenas (Gould, 1988).

As cascas podem ser classificadas segundo a sua forma, função ou material utilizado para a construção das mesmas. Todavia, a classificação mais

comum é através da sua forma, ou seja: i) cascas geradas por geometrias definidas matematicamente a partir de curvaturas gaussianas sinclásticas ou anticlásticas, obtendo formas cônicas, cilíndricas, elipsoides ou paraboloides hiperbólicos como, por exemplo, o restaurante *Los Manantiales* de Félix Candela e a cobertura para o *Hipódromo La Zarzuela* de Eduardo Torroja; e ii) cascas com geometrias não definidas matematicamente, geradas através de um estado de tensão predefinido seja sob a ação da força da gravidade ou por carregamentos adotados pelo projetista, os quais são equilibrados sobre a estrutura de acordo com a Teoria de Membrana para cascas finas (Isler, 1994).

As cascas com geometrias não definidas matematicamente são denominadas estruturas em casca de formas livres, e podem ser projetadas através de analogias físicas como a suspensão de correntes ou tecidos úmidos, ou por modelos computacionais utilizando metodologias como o Método de Densidade de Forças (FDM), o Método de Relaxamento Dinâmico (DRM) e o Sistema de Nó-Mola (PS) (Bletzinger e Ramm, 2014). Exemplos de cascas de formas livres podem ser verificados, inicialmente, pelos projetos de um dos arquitetos mais famosos ao usar o método de correntes suspensas: Antoni Gaudí (1852-1926), na sua obra 'O templo da Sagrada Família' na cidade de Barcelona - Espanha. A partir dos anos 1950, Heinz Isler (1926-2009) utilizou modelos de tecido suspensos para projetar suas estruturas, como pode ser visto no *Garden Center Wyss* em Zuchwil, na Suíça. Igualmente, pode-se destacar a casca projetada pelos arquitetos japoneses do escritório SANAA para o EPFL *Learning Center* em Lausanne, assim como o projeto para o Museu Marítimo de Abu Dhabi, de Tadao Ando, e o projeto para o *Nuragic & Contemporary Art Museum*, da arquiteta Zaha Hadid.

A tendência para se projetar estruturas em casca, sejam de formas matematicamente definidas ou de formas livres, tem levado também ao desenvolvimento de análises estáticas e dinâmicas para se avaliar o comportamento dessas estruturas sob forças externas originadas por fenômenos naturais. Na literatura encontram-se estudos sobre o comportamento de cascas de concreto armado de domos ou cilindros submetidos a pressões externas, como, por exemplo, os trabalhos apresentados por Papadopoulos e Lagaros (2009), Chang *et al.* (2011) e Iskhakov e Ribakov (2015 e 2018). Outras pesquisas são focadas em cascas de dupla curvatura como o estudo realizado por Michiels e Adriaenssens (2016), onde é

evidenciado que estas cascas podem ser resistentes aos terremotos devido à grande rigidez geométrica, peso próprio baixo e frequências naturais (fundamentais) que estão bem acima das frequências de ocorrência dos sismos. Exemplos de análises dinâmicas de vulnerabilidade de cascas podem ser encontrados nos trabalhos de Zhi *et al.* (2012), Fan *et al.* (2014) e Nie *et al.* (2014 e 2017), que se destacam por aprofundar as pesquisas sobre o comportamento de domos reticulados submetidos às ações sísmicas. Embora o comportamento dinâmico de diferentes estruturas em casca tenha sido avaliado na literatura, não há conhecimento sobre o desempenho sísmico, capacidade estrutural e análise de vulnerabilidade para cascas de formas livres.

Apesar das cascas de formas livres apresentarem uma alta eficiência estrutural com a distribuição dos esforços principalmente através da ação da membrana, é importante analisar o comportamento não linear perante forças horizontais externas imprevistas que podem gerar tensões consideráveis, conduzindo a danos estruturais e colocando em risco a segurança das estruturas. A fim de obter uma melhor compreensão do mecanismo de falha para as cascas de formas livres, no presente trabalho é desenvolvido um estudo da vulnerabilidade sísmica, baseado na estimativa do dano e que inclui a incerteza dos movimentos sísmicos e das propriedades mecânicas para duas cascas de formas livres, uma de base hexagonal e a outra de base triangular, geradas com a utilização do modelo de simulação computacional de membranas para geração de cascas de formas livres proposto por Vizotto (2010).

A metodologia adotada neste trabalho para determinar os estados limites de dano é descrita nas normas americanas FEMA-HAZUS-MH MR1-2003, FEMA-273 e FEMA-356, por meio das quais é possível a determinação das curvas de fragilidade de uma estrutura através da relação entre as distribuições de capacidade estrutural e demanda sísmica, que é uma ferramenta estatística utilizada para estimar a probabilidade que uma estrutura ultrapasse um determinado nível de dano logo após um sismo (Cornell, 2002).

Inicialmente são criados modelos computacionais de elementos finitos para as cascas de formas livres de bases hexagonal e triangular com o programa ABAQUS® (ABAQUS® - 6.14-3/ v. 2016), o qual permite analisar o comportamento

de estruturas submetidas às cargas estáticas ou dinâmicas, levando em consideração a não linearidade geométrica e a evolução do dano não linear do material. Com os modelos computacionais são realizadas análises estáticas não lineares do tipo *pushover*, definindo-se a curva da capacidade estrutural para as duas cascas em termos de força-deslocamento para diferentes níveis de dano do concreto, e considerando a variabilidade de parâmetros relacionados com a espessura, a resistência, a rigidez do material e o ângulo de incidência da força externa, reconhecendo-se implicitamente a aleatoriedade das principais características mecânicas.

Na sequência, é realizada uma análise dinâmica não linear transiente (*time-history*) do comportamento sísmico das cascas de formas livres de bases hexagonal e triangular, obtendo modelos probabilísticos de demanda em termos de deslocamento-intensidade sísmica, para eventuais terremotos em Portugal, sendo esta região adotada a partir dos estudos feitos por Pereira (2015), em que é apresentada uma proposta arquitetônica espaço-funcional de uma casca de forma livre de base triangular, para dois tipos de ambientes diferentes: i) área ao ar livre do Anfiteatro Keil do Amaral, no Parque Florestal de Monsanto, em Lisboa, e ii) na área do ambiente urbano que faz parte do Santuário de Fátima, em Portugal.

Informes sobre eventos sísmicos de grande magnitude em Portugal são encontrados em documentos históricos, como os ocorridos nos anos de 1531, 1722 e 1755 (Bezzeghoud *et al.*, 2016; Ferreira, 2013), o que evidência o grande risco sísmico da região. Não obstante, os dados destes sismos são pouco precisos, sendo incertos seus hipocentros e a magnitude exata. Para calcular a demanda sísmica em função das incertezas de possíveis terremotos em Portugal, foram adotados um conjunto de 100 acelerogramas de sismos ocorridos na placa tectônica euroasiática entre os anos de 1976 a 2009, com magnitudes superiores a 6,0 na Escala Richter, sendo que estes registros foram obtidos na base de dados da PEER (*Strong Ground Motion Database*) e correspondem às características análogas a geomorfologia de Portugal.

Neste contexto, esta tese visa contribuir para o conhecimento sobre as respostas estruturais de cascas de formas livres de concreto armado, considerando o comportamento de duas estruturas em casca de bases hexagonal e triangular apoiadas nos vértices, quando sujeitas às solicitações sísmicas. São apresentadas as

curvas de fragilidade para diferentes pontos críticos das superfícies das estruturas, proporcionando uma visão da vulnerabilidade das cascas de formas livres em cada estado limite em relação às diversas intensidades que podem ocorrer nos eventos sísmicos.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho de pesquisa é desenvolver uma análise de vulnerabilidade sísmica para estruturas em casca de formas livres de concreto armado de bases triangular e hexagonal, considerando as incertezas físicas e mecânicas inerentes ao problema. Esta análise utiliza os resultados baseados no cálculo estático e é complementado com o cálculo dinâmico não linear, considerando a intervenção de variáveis que podem ajudar a estabelecer a confiabilidade dos resultados como a capacidade estrutural e a demanda sísmica.

1.1.2 Objetivos específicos

Para atingir o objetivo geral, é necessário relacionar uma série de objetivos específicos, que uma vez articulados permitem estruturar uma metodologia completa com um enfoque probabilístico. Os objetivos específicos são:

- Adequar e aplicar uma ferramenta probabilística que considere a capacidade sísmica das estruturas com base na análise estática não linear, com a qual seja possível medir o dano esperado da estrutura afetada por uma força horizontal que a levará até a ruptura;
- Considerar e determinar de modo adequado a incerteza associada à resposta estrutural, considerando as propriedades mecânicas não lineares dos materiais, a espessura e a forma das cascas, que são adotadas como variáveis aleatórias para análise deste tipo de estrutura;

- Aplicar um método que considere a demanda e a capacidade sísmica, com base no cálculo dinâmico não linear, o qual permita medir os níveis de danos apresentados nas estruturas em casca de formas livres afetadas por um terremoto;
- Desenvolver curvas de fragilidade para as cascas de formas livres de bases hexagonal e triangular.

1.2 Organização do trabalho

O trabalho está organizado em oito capítulos conforme descrição a seguir. O Capítulo I apresenta a Introdução e a definição dos objetivos, onde se ressalta a importância dos resultados da pesquisa desenvolvida para o tema apresentado. No Capítulo II é apresentada uma breve resenha histórica das estruturas em casca, desde as primeiras concepções até os dias atuais, indicando as diferentes pesquisas desenvolvidas para as cascas de formas livres. No Capítulo III são descritas as principais características sísmicas da região de Portugal, que é adotada como referência para aplicação neste trabalho, e também são referenciados os parâmetros adotados na norma europeia do Euro-Código para definir os sismos que representam a demanda sísmica a ser imposta nas análises dinâmicas não lineares.

No Capítulo IV é descrita a metodologia implementada para se estudar a vulnerabilidade sísmica das cascas de formas livres de bases hexagonal e triangular, de acordo com as diretrizes das normas americanas FEMA 440 (2005) *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures* e FEMA P-58-1 (2012) *Seismic performance assessment methodology*.

No Capítulo V são definidos os parâmetros geométricos e mecânicos para as cascas de formas livres de bases triangular e hexagonal, para os quais as estruturas serão solicitadas somente por tensões de compressão de acordo com a Teoria de Membrana para cascas finas. Na sequência, no Capítulo VI, é implementada a metodologia de *pushover*, obtendo-se as curvas de capacidade para cada uma das cascas estudadas, incorporando-se a não linearidade dos materiais e as variações da espessura da seção transversal. No Capítulo VII, é modelada a demanda sísmica

apara os dois modelos de cascas de formas livres em concreto armado, a partir dos registros sísmicos obtidos da base de dados PEER, conforme a metodologia descrita no Capítulo III.

Os resultados probabilísticos das curvas de probabilidade obtidos da aplicação do estudo de vulnerabilidade sísmica para as cascas de formas livres estudadas são apresentados no Capítulo VIII conforme a metodologia baseada na relação entre a capacidade estrutural e a demanda sísmica, em termos da curva de capacidade e espectro de resposta, que permite verificar o dano sísmico das estruturas em casca de formas livres de bases hexagonal e triangular, considerando o maior número de incertezas possíveis.

CAPÍTULO II

ESTRUTURAS EM CASCA FINAS

As estruturas em casca finas são definidas, segundo Pfluger (1965), como estruturas portantes, contínuas, elásticas e com superfícies curvas variáveis no espaço tridimensional, cuja relação entre forma e esforços solicitantes determina as bases do comportamento mecânico, no qual ocorrem predominantemente esforços de compressão. As estruturas em casca são caracterizadas especialmente por ter a espessura muito menor que as outras dimensões da superfície, podendo assim ser consideradas estruturalmente como elementos bidimensionais. Segundo Ramaswamy (1968), podem ser consideradas cascas finas as estruturas em que a relação entre a espessura (e) e o raio médio (r) satisfaz a expressão (1):

$$\frac{1}{100} \leq \frac{e}{r} \leq \frac{1}{20} \quad (1)$$

As estruturas em casca suportam as ações dos carregamentos essencialmente através do comportamento estrutural de membrana, apresentando predominantemente esforços normais às seções transversais em cada ponto da superfície média da estrutura. Embora os esforços de flexão envolvendo as forças cortantes, momentos fletores e momentos de torção possam ocorrer eventualmente, a eficiência do comportamento estrutural ocorre principalmente pela solicitação decorrente dos esforços de membrana (Gould, 1988).

Deste modo, as estruturas em casca podem ser estudadas pela Teoria de Membrana, em que as ações dos carregamentos como o peso próprio e as cargas externas, como os revestimentos e a carga acidental, produzirão principalmente esforços solicitantes normais de compressão nas estruturas (Flügge, 1973).

Como resultado, as cascas são estruturas que resistem às cargas essencialmente pelas suas formas, convertendo-se em edificações muito funcionais por alcançar grandes vãos, permitindo a supressão de qualquer elemento estrutural complementar no seu interior. Além disso, é importante ressaltar o valor arquitetônico destas estruturas, pois permitem ao projetista experimentar formas diversas, de

grande impacto visual, pela leveza que contrasta com suas dimensões, além de valores agregados como, minimização da quantidade do material empregado, a luminosidade e o excelente comportamento acústico (Sena, 2008).

2.1 Classificação das estruturas em casca

Segundo Huijben *et al.* (2011), existem vários modelos de classificação das estruturas em casca, sendo os mais usuais: i) conforme à natureza da curvatura, expressa em termos da curvatura de Gauss e, ii) segundo a maneira como a superfície é gerada ou projetada.

As cascas definidas pela natureza da curvatura são distribuídas segundo o valor da curvatura de Gauss, que é obtida pelo produto das duas curvaturas principais. Se o valor da curvatura gaussiana for positivo, é dado o nome de superfície sinclástica e, se o valor da curvatura gaussiana for negativo, é dado o nome de superfície anticlástica.

As cascas de curvatura gaussiana podem ser geradas por um dos processos básicos de rotação ou translação de uma curva. No primeiro processo de rotação, a curva é girada em torno de um eixo, gerando as superfícies de revolução, como por exemplo, esferas, conoides e paraboloides ou elipsoides de revolução, como o Prédio do Museu Nacional de Brasília projetado por Oscar Niemeyer (Figura 1).



Figura 1. Prédio do Museu Nacional de Brasília, projetado por Oscar Niemeyer. Fonte: <http://conheca-as-principais-obras-de-oscar-niemeyer.htm>. Acesso 09/2018.

No segundo caso, as cascas podem ser geradas pela translação de uma curva paralelamente sobre outra curva, usualmente normal à primeira. Como exemplo, podem ser gerados paraboloides elípticos e paraboloides hiperbólicos, como um dos prédios que compõem “*The Oceanographic*” em Valencia, Espanha, projetado por Felix Candela e Santiago Calatrava (Figura 2).



Figura 2. “*The Oceanographic*” projetado por Felix Candela. Fonte: <http://josearcilaid2125.pbworks.com/w/page/80291912/Concrete>. Acesso 09/2018.

Por outro lado, se a classificação das cascas é de acordo com o modo de geração das superfícies, Heinz Isler, por exemplo, adotou uma classificação para três tipos de cascas, as quais denominou como "Analíticas", "Estruturais" e "Esculturais" (Billington, 1982). As cascas analíticas são definidas por formas representadas por meio de equações matemáticas obtendo-se, por exemplo, as superfícies de revolução e translação e que obedecem à classificação gaussiana. Diferentemente das cascas analíticas, as cascas estruturais não estão condicionadas a simples fórmulas matemáticas e podem ser caracterizadas por formas geradas através de um estado de tensão predefinido imposto que equilibra os carregamentos atuantes sobre as estruturas de acordo com a Teoria de Membrana para cascas finas, seja sob a ação da força da gravidade, pressão ou por carregamentos adotados pelo projetista e que são descritas como cascas de formas livres (Vizotto, 1993).

Na década de 1950, o pesquisador e engenheiro suíço Heinz Isler (1926-2009), desenvolveu alguns métodos para geração de cascas de formas livres através de analogias físicas com modelos reduzidos com ótimo comportamento estrutural (Isler, 1994). Isler utilizou três métodos experimentais: i) o método pneumático, no

qual uma membrana elástica presa pelas bordas é inflada com ar pressurizado definindo uma forma. Este método impõe as cargas de pressão iguais em todos os pontos, apresentando um estado ideal de equilíbrio da membrana sob pressão (Figura 3); ii) o método de membranas pênseis invertidas, onde a partir de uma membrana suspensa, com aditivos para enrijecimento, são fixadas as regiões onde serão localizados os apoios, deixando a membrana se deformar livremente até atingir a forma desejada submetida a esforços de tração. Após este processo, inverte-se a forma gerada, que sob a ação similar ao carregamento utilizado para a geração, a forma invertida apresenta somente esforços de compressão (Figura 4); e iii) o método de fluxo, em que a forma da casca é gerada pela superfície obtida ao se aplicar uma espuma expansiva em um orifício com o contorno da área para a qual se deseja projetar uma cobertura.

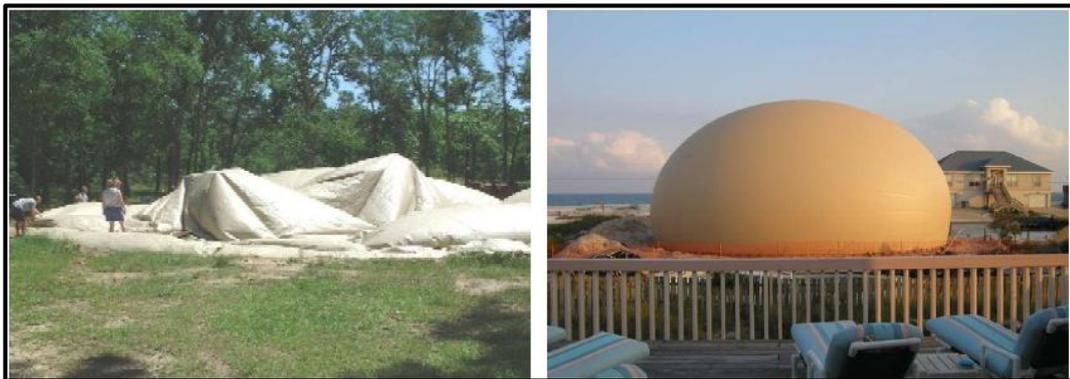


Figura 3. Método Pneumático, com balão inflado. Fonte: Viera (2003).



Figura 4. Método de Membranas Pênseis Invertidas utilizado por Isler. Fonte: <http://shells.princeton.edu/Grotz.html>. Acesso 04/2018.

Heinz Isler publicou o artigo *Experimental Shell Design* (Isler, 1961), no qual é exposta a possibilidade de utilizar novos métodos para projetar novas estruturas em casca, e apresentou os métodos experimentais que ele desenvolveu para gerar as formas das estruturas em casca finas. Isler também publicou *Concrete Shells and Architecture* (Isler, 1966), onde apresentou sugestões para os projetos de coberturas em casca de concreto, com ênfase na utilização de cascas com formas livres. Heinz Isler publicou dois trabalhos no *Congresso Internacional sobre la Aplicacion de Estructuras Laminares en Arquitectura*, realizado no México em 1967, intitulados *Aplicaciones recientes de cascarones representativos* (Isler, 1967) e *Doce años de aplicación de cascarones tipo burbuja* (Isler, 1967). Nestes artigos Isler faz uma descrição sobre seis projetos de sua autoria, de coberturas em casca para áreas entre 400 m² e 1300 m², cujas formas são definidas por analogias físicas com membranas suspensas e por analogia com membranas pneumáticas.

Teixeira e Hanai (2002) apresentaram uma comparação entre dois projetos para casca de base triangular (Figura 5). A primeira casca foi obtida utilizando-se o método de membrana pênsil invertida para gerar a forma, e a segunda casca foi obtida a partir de um seccionamento de parabolóide elíptico. Os autores afirmaram que Billington apresentou caso similar de comparação de formas e que a casca com geometria matemática definida teve a necessidade de acrescentar arcos nas bordas e fundações mais robustas, enquanto a casca gerada de forma livre apresenta uma aparência leve e sem a necessidade de qualquer elemento enrijecedor nas suas bordas (Teixeira e Hanai, 2002).

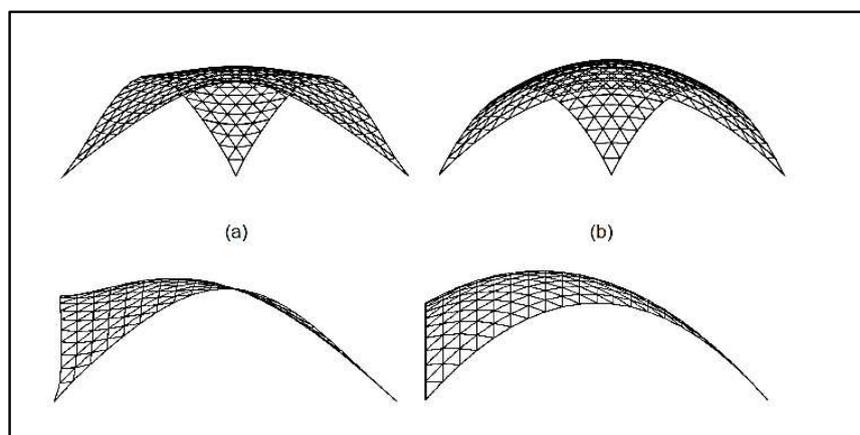


Figura 5. Casca sobre planta triangular comparando a) por definição estrutural livre (obtida pelo programa de Vizotto e b) por definição geométrica. Vistas frontal e lateral.
Fonte: Teixeira e Hanai (2002).

Muitas pesquisas têm sido desenvolvidas com a finalidade de se propor métodos computacionais para a geração de cascas de formas livres, procurando diminuir ou eliminar a ocorrência de flexão e instabilidade das estruturas e equilibrando os carregamentos essencialmente através de esforços de membranas. Inicialmente, Ramm e Mehlhorn (1991) simularam estruturas em forma de cascas através do programa computacional de *Scordellis*, elaborado para gerar formas livres por meio de métodos numéricos e de uma análise não linear de membranas submetidas à pressão ou ao peso próprio.

Posteriormente, Ramm e Di (1993), baseados no princípio de Hellinger-Reissner, propõem um novo elemento finito de esforços híbridos com quatro nós para a análise estática linear de cascas e placas finas ortotrópicas e anisotrópicas. No mesmo ano, Vizotto (1993) apresenta o desenvolvimento de um programa de elementos finitos combinado com técnicas de programação matemática para a análise não linear geométrica de membranas submetidas a vários carregamentos para simular a geração de formas pelos métodos de modelos físicos desenvolvidos por Isler, baseado na Teoria de Membrana para cascas finas e no Princípio de Mínima Energia Potencial Total.

Maurin e Motro (1998) propuseram um procedimento para gerar a geometria de cascas baseado no método da densidade de tensões superficiais, utilizando elementos finitos triangulares superficiais com um tensor de tensão isotrópico, o qual conduz a um procedimento iterativo que finalmente converge em configurações de cascas que satisfazem as leis de equilíbrio. Bletzinger *et al.* (2005) apresentaram um conceito para a construção de elementos finitos para a deformação de cascas por cisalhamento denominado *Discrete Shear Gap*, utilizando uma formulação com deslocamento puro e rotação nos nós sem parâmetros internos adicionais, demonstrando um rendimento melhorado em comparação com os elementos existentes.

Outros autores têm contribuído propondo análises computacionais para otimização morfológica das cascas de formas livres, com o objetivo de estabelecer um método de cálculo que defina o estado ideal de tensão quando a estrutura é submetida a diferentes carregamentos e condições de contorno. Um exemplo é o trabalho desenvolvido por Espath (2009) que apresentou a otimização de cascas via

deformação livre baseado em *Non Uniform Rational Basis Spline* (NURBS), que é um modelo matemático para representar curvas e superfícies. Do mesmo modo, Liu *et al.* (2012) desenvolveram uma análise estrutural para gerar a geometria a partir da ferramenta NLPQL, sub-rotina de Fortran que resolve problemas de programação não linear mediante um algoritmo sequencial de programação quadrática.

Trabalhos mais recentes de pesquisa apresentam outros métodos para se obter formas de estruturas em casca, como é o caso de Yang e Masatosi (2014), que propõem uma solução não paramétrica para obter a deformação das cascas de formas livres utilizando uma função gradiente, controlando a rigidez e a deformação elástica mediante a definição dos deslocamentos em pontos de carga adotados. Outros autores, Joyce (2015), apresentaram o uso do método de partículas para modelar estruturas em casca por meio de membranas isotrópicas considerando o comportamento das tensões para uma película de sabão de Frei Otto (1925-2015), a teoria de esforços de membrana sob ação da gravidade e a modelagem de estruturas suspensas de Antoni Gaudí.

2.2 Antecedentes e evolução das estruturas em casca

Os primeiros registros de utilização das cascas em concreto foram em Roma com a aplicação inovadora de um novo material, a argamassa ou concreto romano, que é a substituição do barro por uma mistura em proporções prefixadas de um aglutinante com água e um agregado constituído de areia e pedra, que formam uma massa compacta e de consistência mais ou menos plástica, e que endurece com o tempo (Petrikas, 2010). Com esse material os romanos aperfeiçoaram a técnica de construções de abobadas e cúpulas nervuradas. Uma das primeiras aplicações foi o *Domus Áurea*, com cúpula de 15 m de diâmetro, construída pelo imperador Nero em 65 d.C. Muitos projetos foram construídos posteriormente, e que vieram culminar na construção do *Pantheon*, no império de Adriano entre 118 e 125 d.C. A abobada do *Pantheon* possui um diâmetro de 43,5 m e uma espessura que varia de 6,4 m na base até 1,2 m no topo (Figura 6), sendo a maior cúpula do mundo em concreto simples até o século XIX.

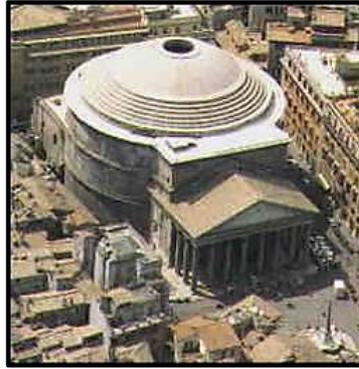
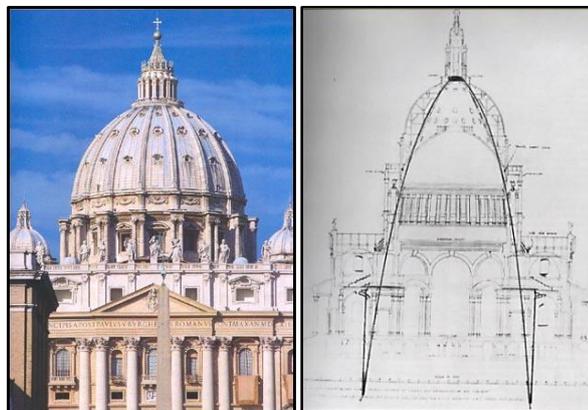


Figura 6. *Pantheon* Romano. Fonte: <http://arquitetofala.blogspot.com/2011/12/roma-entre-arcos-e-abobadasas-curvas.html>. Acesso 10/2018.

Depois da queda do Império Romano, na idade média a cultura bizantina continuou com a construção de cúpulas apoiadas em bases quadradas e octogonais, com um significado religioso por representar a imagem do cosmos regido por Deus: “*A terra coberta pela cúpula do céu*” (Roth, 2007). Na época do renascimento foram construídas estruturas de domos em alvenaria na Europa. O maior exemplo na Itália é o domo da Basílica de São Pedro (Figura 7-a), construído em 1506, com 49 m de diâmetro, projetado e supervisionado por Michelangelo (1475-1564).



a)

b)

Figura 7. a) Basílica de São Pedro. b) Corte da cúpula de São Paulo analogia da catenária invertida. Fonte: (Petrikas, 2010).

O acadêmico Giovanni Poleni (1685-1761), da Universidade de Pádua, depois de diversas análises concluiu que a alvenaria da cúpula da basílica de São Paulo projetada pelo arquiteto Christopher Wren em 1633 (Figura 7-b), apresentava grande resistência aos esforços de compressão, mas nenhuma resistência à tração. Igualmente, Robert Hooke afirmou que, para vencer um vão entre dois apoios

específicos com uma determinada altura, o arco deve ter o formato de uma corrente pendurada invertida, sendo tal afirmação baseada na proposta de Jakob Bernoulli, Leibniz e Huygens em 1691, sobre a análise matemática da equação da catenária (Petrikas, 2010).

Outra estrutura em casca é a cúpula da Igreja de Santa Sophia em Istambul (Figura 8), também designada como templo da Sabedoria Divina, que foi erguida entre 532 e 537 d.C. Construída pelos arquitetos Anthemius de Tralles e Isidoro de Mileto, a abobada destaca-se por apresentar uma planta retangular aproximadamente de 71 m por 77 m. O empuxo exercido pela cúpula principal é distribuído longitudinalmente por duas semi-cúpulas, as quais distribuem os esforços externos para uma variedade de cúpulas menores, abóbodas de arestas, arcos e pilares em níveis mais baixos até as fundações.

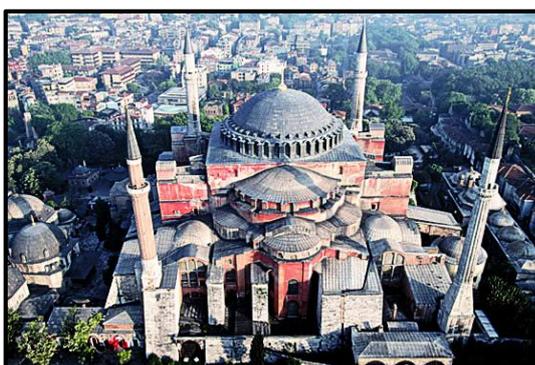


Figura 8. Igreja de Santa Sophia em Istambul. Fonte: http://www.ebad.info/isidoro-de-mileto?lightbox=image_dkk. Acesso 10/2018.

O uso evidente do conceito da catenária invertida veio a ocorrer nas estruturas projetadas pelo arquiteto catalão Antoni Gaudí (1852-1926). Utilizando maquetes tridimensionais com fios suspensos sob ação de pesos resistindo apenas a esforços normais. Assim, consegue-se um sistema estrutural em equilíbrio, reproduzindo o carregamento que iria atuar na estrutura, para logo inverter esse modelo e determinar as geometrias das abobadas de suas edificações (Teixeira, 1999). O citado arquiteto explorava de maneira original o espaço tridimensional, diferenciando-se dessa maneira de outros projetistas da época, como pode ser exposto na sua obra da Igreja Expiatório da Sagrada Família (1882-) (Figura 9).



Figura 9. Modelo de catenária por Gaudí e Igreja Expiatório da Sagrada Família. Fonte: <http://designat-shirt.org/sagrada-familia-architects.html>. Acesso 09/2018.

No início do século XX, foram construídas as primeiras cascas de concreto armado com finalidades diversas em formato de abobadas ou cúpulas de templos religiosos, iniciando a exploração destas estruturas em ambientes urbanos. Destacam-se engenheiros como Robert Maillart (1872-1940) pela construção do Bürkliplatz Pavilion em 1908, e os irmãos Swanson que construíram em 1911 a cúpula de concreto armado da Biblioteca Pública de Melbourne (Cassinello, 2013). Apesar disto, é considerado o começo da era moderna das cascas o ano de 1922, com a construção do Planetario Zeiss, de Jena, na Alemanha, com 16 m de diâmetro (Figura 10). Foi construído pela Companhia Carl Zeiss, com a colaboração dos engenheiros Walter Bauersfeld, Ulrich Finsterwalder e Franz Dischinger. Esta construção impressionou à comunidade internacional da engenharia, ressaltando na época as características ultramodernas, e o congresso internacional de história de 1925 denominou o planetário como “o milagre de Jena” (May, 2015).

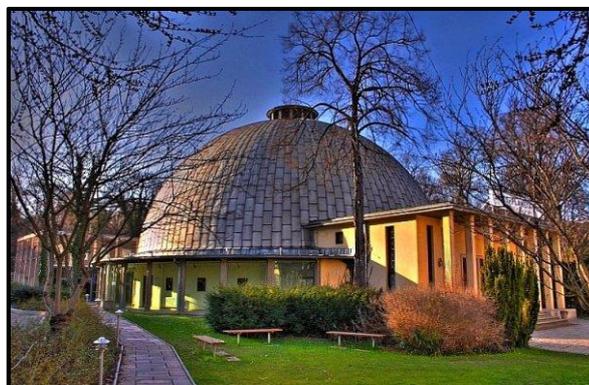


Figura 10. Planetarium, Jena, 1923. Fonte: https://pl.wikipedia.org/wiki/Planetarium_w_Jenie. Acesso 11/2018.

A construção de cascas de parede fina em concreto abriu novas possibilidades para engenheiros e arquitetos. Não obstante, dada a dificuldade inerente à engenharia, estes primeiros projetistas optaram pelas formas geométricas que podiam ser construídas com fôrmas em série, tendo como exemplo as abobadas cilíndricas dos hangares em Orly, construídos em 1923 pelo projetista Eugene Freyssinet (1879-1962), ou as cascas tipo “guarda-chuva”, projetadas por Sánchez del Río para o Mercado Pola de Siero em 1929, e pelos engenheiros Martín Elsässer (1884-19557), Franz Dischinger (1887-1953) e Ulrich Finsterwalder (1897-1988), que em 1927 projetaram e construíram a inovadora cúpula do Frankfurt Market Hall.

Contemporâneo a estes engenheiros, destaca-se o espanhol Eduardo Torroja (1899-1961), que no ano de 1933 desenvolveu o projeto de cúpula em casca do Mercado de Abastecimento de Algeciras, em Madrid, sendo que esta obra obteve grande reconhecimento pela contribuição ao desenvolvimento das formas cônicas e cilíndricas, além de compor nos seus projetos os requisitos de funcionalidade e arte estrutural, como também é possível apreciar em sua obra *El Hipódromo de la Zarzuela* de 1935 (Figura 11). Além da sua contribuição como projetista, Torroja fundou em 1959 a *International Association for Shell and Spatial Structures* (IASS), importante associação cuja principal função tem sido estimular o desenvolvimento e a divulgação de pesquisas em sistemas estruturais leves aplicados às grandes coberturas, tais como cascas finas, tenso-estruturas, membranas, etc. (Pereira, 2015).



a) Mercado de Abastecimento de Algeciras em Madrid.
b) *Hipódromo de la Zarzuela*. Eduardo Torroja. Fonte:
https://en.wikipedia.org/wiki/Eduardo_Torroja. Acesso 01/2018.

Nas décadas de 1950 e 1960 as estruturas em casca tiveram grande desenvolvimento em muitas aplicações em diversos projetos, com construções em

que a liberdade de formas permitiu a execução de projetos inovadores e funcionais. Nestas décadas surgiram projetistas como Pier Luigi Nervi (1891-1979), Nicolas Esquilliam (1902-1989), Félix Candela (1910-1997) e Heinz Isler (1926-2009), que inovaram nos projetos e construção de diferentes formas de cascas. Candela destacou-se pela complexidade das suas obras, que contrastam a beleza e a simplicidade de suas formas com a leveza e resistência conseguidas com pequenas espessuras que podem ser de até 1,5 cm na sua parte mais fina, como demonstrado na construção do *Pabellon de Rayos Cosmicos* em 1951, usando o parabolóide hiperbólico.

O engenheiro suíço Heinz Isler usou a analogia de modelos físicos de membranas em laboratório para projetar estruturas em casca para coberturas, utilizando maquetes com membranas pênseis, e adotando algumas regiões pré-determinadas para se impor a vinculação. Essas membranas eram submetidas ao carregamento do peso próprio, sujeitas às forças de tração e sem a ocorrência de flexão, em equilíbrio de acordo com a Teoria de Membrana para cascas finas. Esses modelos eram utilizados para a geração de formas estruturais de cascas ao se inverter as membranas em relação ao plano horizontal, submetidas somente às forças de compressão considerando-se a ação do peso próprio e de carregamentos similares, como pode ser verificado no projeto para a fábrica Sicli SA, em Genebra, em 1969 (Figura 12) (Isler, 1980).



Figura 12. Modelo físico da membrana suspensa para a fábrica Sicli SA, Genebra, Heinz Isler. Fonte: <https://www.hesge.ch/head/eventement/2017/association-sicli-ouverture-poste>. Acesso 10/2018.

Depois de um período de avanços nos projetos de estruturas em casca na década de 1960, nas décadas de 1970 a 1980 as cascas sofreram um declínio temporário, pois o projeto estrutural não usual e o custo elevado da construção, os

problemas de concretagem, a reologia do concreto e igualmente a execução das fôrmas para alguns tipos de cascas tornavam o projeto e a construção dessas estruturas extremamente complexos, exigindo mão de obra especializada e manutenção de grandes superfícies das estruturas construídas (Brandão, 2005).

No entanto, com o advento dos computadores e o desenvolvimento de métodos numéricos computacionais para se projetar e analisar estruturas complexas, como o Método das Diferenças Finitas, o Método dos Elementos Finitos, o Método dos Elementos de Contorno, etc., nos últimos anos tem-se notado o proliferar de diferentes metodologias computacionais que, recorrendo principalmente ao Método dos Elementos Finitos, permitem simular o comportamento de estruturas em casca em todo o seu domínio, explorando novas possibilidades arquitetônicas para as coberturas com um rigor satisfatório e com uma análise prévia das solicitações a que as estruturas poderão ser submetidas.

Com o avanço das diferentes possibilidades de pesquisa e aplicação à análise estrutural, as cascas de concreto tornam a ser interessantes e competitivas de um modo geral, pois, na relação custo-benefício para estruturas diferenciadas, onde a razão arquitetônica é predominante, a casca de concreto é uma das opções viáveis economicamente. Igualmente no setor da construção, as cascas podem ser projetadas por processos construtivos com a incorporação de novas tecnologias desenvolvidas para os concretos com altas resistências, mais uniformes, menos porosos, permitindo aos engenheiros e arquitetos experimentar dimensões estruturais menores, alcançando vãos cada vez maiores. Assim, nasceu o que é chamado de arte estrutural, expressando a ideia de que o engenheiro tem que se inspirar como um poeta, e com a convicção de que a estrutura depende da forma mais do que do material empregado (Cueto, 1999).

No Brasil, a arte estrutural pode ser verificada nas cascas de concreto armado dos projetos em que foi explorada com destaque mundial pelo arquiteto Oscar Niemeyer (1907-2012), sob a influência do arquiteto Charles-Edouard Jeanneret-Gris (1887-1965), e a tendência Corbusiana, criando ambientes leves, harmoniosos e elegantes com grandes espaços livres, e com a particularidade da leveza das formas. A versatilidade dos projetos de Niemeyer se traduz na concepção de espaços para exposições, residências, teatros, templos, prédios-sede de empresas dos setores

público e privado, universidades, clubes, hospitais e equipamentos urbanos para diversos programas sociais (Brandão, 2005). Dentre muitos projetos de Oscar Niemeyer, destacam-se o Palácio do Congresso Nacional, Brasília em 1960, o Museu de Arte Contemporânea de Niterói em 1996, e o projeto da Catedral Cristo Rei, ainda em construção (Figura 13).



a) b) c)

Figura 13. a) Palácio do Congresso Nacional, Brasília. b) Museu de Arte Contemporânea (MAC) de Niterói (RJ). c) Catedral Cristo Rei.

Fonte: <http://noticias.uol.com.br/album/2012/12/05/conheca-as-principais-obras-de-oscar-niemeyer.htm#fotoNav=25>. Acesso 01/2018.

O legado do Felix Candela (1910-1997) alcança seu máximo esplendor no século XXI nas estruturas que compõem *L'Oceanogràfic* (Figura 14), concebido em 2002 pelo arquiteto Santiago Calatrava (1951-). O aquário é parte do complexo de Belas Artes e Ciências na cidade de Valencia, Espanha. A sua cobertura é formada por quatro paraboloides hiperbólicos, possui uma espessura de 6 cm, variando nas bordas e nas zonas de suporte, e uma altura de 12,7 m (Martins, 2012).



Figura 14. *L'Oceanogràfic*. Complexo de Belas Artes e Ciências. Fonte: <https://arterreforma.wordpress.com/category/edificios/>. Acesso 10/2018.

Na arquitetura contemporânea os arquitetos e engenheiros preocupam-se por criar edifícios singulares, objetivando grandes espaços sem elementos estruturais internos, geralmente deixando as formas geométricas clássicas e optando por formas livres para as estruturas. Um exemplo é a casca fina de forma livre projetada pelos projetistas japoneses Kazuyo Sejima e Ryue Nishizawa, para O Centro de Aprendizagem Rolex ("*EPFL Learning Center*") que é a referência e abriga a biblioteca do campus da *École Polytechnique Fédérale de Lausanne* (EPFL), em Lausanne, Suíça, inaugurada em 2010 (Figura 15).

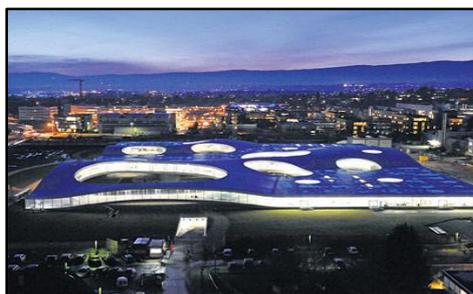


Figura 15. *EPFL Learning Center* em Lausanne, na Suíça. Fonte: <http://fr.worldtempus.com/article/insider/rolex-33-millions-nom-du-learning-center-330287>. Acesso 10/2018.

Outro admirável exemplo de estruturas contemporâneas é o Centro de Heydar Aliyev em Baku (Figura 16), Azerbaijão, projetado pela arquiteta Zaha Hadid em 2012. O centro foi concebido para ser o principal edifício de programas culturais da nação, onde sua arquitetura estabelece uma relação contínua e fluida desde o interior do edifício até a praça circundante. A forma livre da superfície foi projetada aplicando métodos computacionais que permitiram o controle da complexa forma, além de adotar como materiais para o processo construtivo o concreto reforçado com fibras de vidro (GFRC) e Poliéster Reforçado com Fibras de Vidro (PRFV).



Figura 16. Centro de Heydar Aliyev em Baku, Azerbaijão. Fonte: <https://www.archdaily.com.br/br/01-154169/centro-heydar-aliyev-zaha-hadid-architects>. Acesso 10/2018.

Novos projetos que exploram as possibilidades das formas complexas estão sendo realizados, como a capela localizada na África do Sul, projetada pelo sul-africano Coetzee Steyn, do Steyn Studio, sediado em Londres (Figura 17). Sua forma faz referência à silhueta da cadeia de montanhas circundante, e construída a partir de uma casca fina de concreto apoiada nos pontos em que cada ondulação encontra o solo.



Figura 17. Capela, África do Sul. Fonte: <https://www.archdaily.com.br/br/877207/capela-bosjes-steyn-studio>. Acesso 1/2019.

2.3 Estado da arte sobre análise dinâmica de estruturas em casca

Relatos de danos em estruturas em casca são registrados por autores como Kawaguchi (1997) que, depois de ocorrer em 1995 o terremoto de Kobe, Japão, com magnitude 7,2 na Escala Richter, avaliou o estado de 117 estruturas tridimensionais como arenas esportivas, escolas e ginásios, construídos em aço e concreto. Kawaguchi (1997) concluiu que os danos ocorridos nestas estruturas foram muito menores que nas construções tradicionais, limitando-se a danos não estruturais; entretanto, foram verificados alguns casos com grandes danos causados por falhas nas conexões entre as estruturas de coberturas e as respectivas subestruturas. Com as características dos danos verificados, destaca-se a necessidade de se ter uma ampla compreensão das forças internas geradas nas cascas devido ao carregamento sísmico, já que estes tipos de edificações são apropriados para servirem como abrigos após uma catástrofe.

Outros exemplos a serem destacados de estruturas em casca resistentes a terremotos são as cascas projetadas por Félix Candela no México. Estas estruturas construídas nas décadas de 1950 e 1960, foram submetidas aos terremotos dos anos 1985 e 2017 com magnitudes superiores a 8 na Escala Richter, sem sofrer danos

estruturais significativos, quando mais de 350 prédios entraram em colapso nas regiões em que as obras foram construídas. A pesquisa de Michiels e Adriaenssens (2016) avalia por meio de um modelo numérico computacional a cobertura da igreja Virgem Milagrosa, mostrando os esforços provocados na casca pelo terremoto de 1985, sendo a tensão à compressão de 10 MPa e à tração de 3 MPa, com esforços solicitantes provocando tensões inferiores à resistência máxima do concreto utilizado de 14 MPa. Os autores consideram que este comportamento é devido às frequências naturais destes tipos de estruturas que são maiores que as frequências provocadas pelos eventos sísmicos.

Embora estas construções tenham resistido aos fortes terremotos, na atualidade há pouca orientação para entender a resposta e mecanismos de falha de cascas de concreto armado. Não obstante, o problema vem ganhando interesse de pesquisadores da China, Japão, Austrália e Singapura, entre outros países, que têm pesquisado e desenvolvido metodologias que permitam a compreensão da interação entre a forma geométrica das cascas e as respostas sísmicas. Em concordância com a tendência de pesquisa atual, são apresentados os principais trabalhos relacionados com modelos matemáticos computacionais, ensaios experimentais e análises de vulnerabilidade com o objetivo de se compreender o comportamento de estruturas em casca sob a ação de forças externas, que corresponde ao enfoque do presente trabalho.

No fim da década de 1980 e início da década de 1990, pesquisas publicadas por Ramm e Matzenmiller (1987), Dulficska e Kollár (1995) e Reitinger e Ramm (1995) abrangeram temas como a instabilidade geométrica e flambagem de cascas de concreto armado, onde através de uma formulação não linear e aplicando-se o chamado sistema estendido é possível melhorar o projeto estrutural e calcular a carga de falha crítica. Os autores apresentaram um exemplo para encontrar a forma da casca considerando a instabilidade e sensibilidade à imperfeição.

Neste tema destaca-se igualmente o trabalho de Dulficska e Kollár (1995), que desenvolveram um método para avaliar os fenômenos de instabilidade geométrica e flambagem da estrutura de concreto armado, sendo este trabalho adotado como base para a *International Association for Shell and Spatial Structures*

(IASS) indicar como suas recomendações para as análises de instabilidade de cascas de concreto.

As primeiras pesquisas focadas na resposta das cascas sob ação sísmica foram realizadas por Jiashen e Lei (1991), utilizando series de Fourier para obter as tensões produzidas numa casca de base retangular. Posteriormente, Kunieda (1997) apresentou uma análise numérica para a distribuição das tensões de cúpulas esféricas e cascas cilíndricas submetidas às acelerações do terremoto de Kobe em 1995.

Belmoudem *et al.* (2008) propuseram uma nova aplicação para estruturas em casca para se construir um sistema modular de moradia, com a finalidade de serem utilizadas em zonas sísmicas. Construídas com concreto armado, as cascas são propostas para a reconstrução de Bam e Irã depois do terremoto do ano 2003. Os pesquisadores fazem uma análise modal espectral com o *software* ANSYS® para obter a resposta destas moradias sob a ação sísmica.

Papadopoulos e Lagaros (2009) apresentaram um procedimento probabilístico de projeto baseado na vulnerabilidade estocástica, com a finalidade de otimizar os projetos de estruturas de coberturas em casca em forma de painel cilíndrico. Com a variação do Módulo de Elasticidade, da espessura e tendo em conta as imperfeições na geometria, é possível conhecer os danos e os estados limites de serviço até a falha total da estrutura.

Chang *et al.* (2011) realizaram um ensaio de laboratório para uma casca de base circular e com pouca altura, de concreto sem reforço, submetida à pressão uniforme externa até a ruptura. Foi analisada a instabilidade e deslocamentos apresentados durante o experimento que foram correlacionados com os resultados teóricos baseados em análises pelo Método dos Elementos Finitos.

Em trabalhos mais recentes, encontram-se autores como Amabili (2013) que desenvolveu uma teoria não linear para cascas de forma genérica que permite analisar a deformação por cisalhamento, a inércia de rotação e estudar as vibrações naturais.

No ano de 2016, registra-se o trabalho desenvolvido por Verwimp *et al.* (2016) em que os autores apresentam uma análise numérica com o *software*

ABAQUS®, onde foram verificadas a instabilidade de duas cascas sinclásticas submetidas a uma carga vertical distribuída uniformemente, estudando-se a influência da geometria não linear incluindo materiais não lineares.

Michiels e Adriaenssens (2016) através de um estudo paramétrico de cascas da base quadrada, concluem que este tipo de estrutura é resistente a terremotos devido a sua grande rigidez geométrica e baixa massa, o que as leva a ter altas frequências fundamentais, estando bem acima das frequências sísmicas e comportar-se elasticamente sob a excitação do terremoto.

Em paralelo ao estudo do comportamento das estruturas em casca de concreto em decorrência dos eventos sísmicos, as cascas reticuladas ou *gridshells* de aço são outro grupo de estruturas tridimensionais cujo comportamento dinâmico tem sido estudado. Yamada (1997) estudou os efeitos das tensões iniciais e apresentou uma avaliação da resposta amortecida através da análise dinâmica modal para uma casca reticulada cilíndrica.

Kato e Mutoh (1998) pesquisaram as características de resposta dinâmica de um domo em casca reticulada de 60 m de diâmetro na sua base, estimando as acelerações sob as quais a estrutura entraria em colapso através de análises de resposta sísmica não linear.

No início do século XXI autores, como Li e Chen (2003), apresentaram uma formulação não linear de elementos finitos para a análise dinâmica para cascas reticuladas, observando que sob a excitação de um terremoto alguns elementos da estrutura plastificaram alterando o comportamento da casca.

Shen e Zhi (2005) desenvolveram um modelo computacional utilizando o software ANSYS® de uma *gridshell* em forma de domo. Este estudo mostra os mecanismos de falha e danos causados por sismos, avaliando principalmente as deformações excessivas e o comportamento plástico.

Na última década destacam-se vários trabalhos para compreender o comportamento dinâmico das cascas reticuladas como, por exemplo, Fan *et al.* (2010) apresentaram um critério para avaliar a instabilidade dinâmica das cascas reticuladas submetidas a sismos, baseados na teoria da estabilidade de sistemas dinâmicos de Aleksander Mikhailovich Lyapunov.

Zhi *et al.* (2012), pesquisaram e definiram os estados de danos para cascas e domos reticulados sob cargas sísmicas, tendo em conta diferentes diâmetros, e igualmente realizaram uma análise de vulnerabilidade sísmica com curvas de fragilidade com diferentes estados de dano para várias intensidades sísmicas.

Fan *et al.* (2014), com a finalidade de ter uma melhor compreensão do mecanismo de falha de cúpulas reticuladas sob ação sísmica, avaliaram parâmetros dinâmicos através das *análises de incremento dinâmico* (IDA) utilizando o *software* ABAQUS®. São avaliadas as cargas limites, desenvolvimento plástico e colapso resultante do dano excessivo dos materiais, e definindo um modelo com diferentes graus de dano através de curvas de fragilidade, avaliando o risco que a estrutura apresenta para diferentes sismos.

Nas pesquisas de Nie *et al.* (2014, 2017), são apresentados os mecanismos de falha para estruturas tridimensionais de domos de treliças e propuseram um modelo de dano estrutural para estas estruturas através da análise dinâmica incremental. Os pesquisadores apresentaram duas estruturas de coberturas de ginásios danificadas após o terremoto de magnitude 7,0 na Escala Richter no ano de 2013 ocorrido em Lushan, China, por meio de ensaios experimentais com modelos reduzidos em mesas vibratórias. Como resultado, foi concluído que os danos foram verificados por se ter subestimado o efeito amplificador da estrutura inferior, indicando que os pilares de suporte também devem ser incluídos numa análise sísmica, em vez de ser considerados como estrutura rígida, além de mostrar que os parafusos de fixação não eram adequados para resistir à força de cisalhamento causado pelo efeito horizontal do terremoto.

Como é claramente exposto neste estado da arte, nos estudos sobre estruturas em casca não há referências sobre pesquisas que enfoquem o comportamento dinâmico e análises de vulnerabilidade sísmica para cascas de formas livres de concreto armado. É importante destacar que este tipo de casca continua sendo de interesse para os projetos de construção de edificações com capacidade de abrigar grande número de usuários simultaneamente. Sem dúvida, os estudos anteriores servem para comprovar o comportamento significativamente sensível devido à não linearidade geométrica que caracteriza as cascas, e apesar dos estudos

apresentados, ainda não se compreende o comportamento dinâmico das cascas de formas livres, pelo qual esta tese pretende representar um avanço nesta temática.

CAPÍTULO III

REGIÃO ADOTADA PARA ANÁLISE DO RISCO SÍSMICO

Para as análises dos efeitos dos eventos sísmicos a serem considerados neste trabalho, será adotada no final a região de Portugal por apresentar um histórico de eventos de considerável magnitude, e também porque houve recentemente através da pesquisa de mestrado desenvolvida por Pereira (2015), no Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, a proposta de aplicação de uma casca de forma livre de base triangular para compor uma solução arquitetônica espaço-funcional para atendimento de projetos urbanos em Lisboa (Figura 18) e em Ourém (Figura 19), onde está localizado o Santuário de Fátima, em Portugal (Pereira, 2015).



Figura 18. Fotomontagem da casca triangular inserida no ambiente do Anfiteatro Keil do Amaral do Parque Florestal de Monsanto de Lisboa. Fonte: Pereira (2015).



Figura 19. Imagem digital da vista a partir do interior de uma das cascas triangulares para o centro da área do Santuário de Fátima, em Ourém. Fonte: Pereira (2015).

3.1 Geologia e história sísmica em Portugal

No contexto da tectónica de placas, Portugal situa-se na placa Euroasiática, limitada ao sul pela falha de Açores-Gibraltar (FAG), correspondente à fronteira entre as placas Euroasiática e Africana, e limitada ao oeste pela falha com a falha dorsal do oceano Atlântico. Para o caso particular de Portugal, a demanda sísmica é causada principalmente pelo deslocamento da placa africana em direção ao continente Europeu, além do movimento divergente da dorsal atlântica na direção Leste-Oeste. Devido a este encontro de placas tectónicas surgem várias falhas ao sul do território, sendo possível evidenciar maior concentração epicentral de sismos nesta região.

As principais áreas sísmicas são encontradas nas regiões da cidade de Évora, Lisboa, Vale inferior do Tejo, costa de Algarvia, Cabo São Vicente e Banco de Gorringe. A região sul, próxima à placa de Açores-Gibraltar, é caracterizada pela ocorrência de sismos de magnitude igual ou inferior a 5 na Escala Richter, com hipocentro localizado a pequenas profundidades (≤ 40 km). Por outro lado, na área entre o Banco de Gorringe e o Golfo de Cádiz, os focos estão situados a uma profundidade baixa ou intermédia; nesta região foram registrados dois sismos de grande magnitude medida na Escala Mercalli (Ms), no Golfo de Cádiz em 1964 (Ms = 6,4) e na Planície Abissal da Ferradura em 1969 (Ms = 7,9 - 8). As principais falhas tectónicas da margem sudoeste da península ibérica se apresentam na Figura 20 (Senos e Cariilho, 2003; Carvalho *et al.*, 2004).

Historicamente o território de Portugal tem sofrido diversos sismos de magnitude moderada e forte ao longo do tempo. Antes de instalar a rede sísmica Nacional de Portugal na década de 1960, a intensidade sísmica era registrada pela percepção humana, sendo estas baseadas nas descrições qualitativas de danos e prejuízos sobre as pessoas e edifícios. Para classificar estes eventos, utilizou-se a Escala de Mercalli que discretiza os efeitos do sismo em graus denotados pelos números romanos de I a XII, com o grau I correspondente a um tremor não sentido pelas pessoas, e o grau XII corresponderia a um cataclismo. Após o ano 2006, em Portugal foi aprimorada a rede sísmica Nacional através da instalação de 30 estações, sendo a maior parte banda larga e gerida pelo IPMA - *Instituto Português do Mar e da Atmosfera*, entidade oficial portuguesa responsável pela vigilância sismológica. Após

incorporar esta tecnologia, foi melhorada a aquisição de dados de qualidade e possibilitou a caracterização do risco sísmico de Portugal (Bezzeghoud *et al.*, 2016).



Figura 20. CBG – Carreamento do Banco de Gorringe; CCMPA – Carreamento da Montanha Príncipes de Avis; CPF – Carreamento da Planície da Ferradura; CMP – Carreamento do Marquês de Pombal; FNPS – Falha normal de Pereira de Sousa; FINBG e FISBG – Falha inversa Norte e Sul, respectivamente, do Banco de Guadalquivir; FIVIT – Falhas inversas do Vale Inferior do Tejo. Fonte: Adaptado de Carvalho *et al.* (2007).

No estudo realizado por Ferrão *et al.* (2015) avaliou-se o risco sísmico para Portugal continental e região atlântica adjacente, considerando um período entre os anos de 1300 e 2014, sendo que para isto foram utilizados dados de 172 eventos sísmicos. Destes eventos, 38 tiveram epicentro no mar, dos quais 37 apresentam uma intensidade máxima observada no continente português. Para o período entre 1300 e 1985, foram considerados 157 dados de eventos sísmicos, existentes em catálogos históricos. No período mais recente entre os anos de 1986 e 2014, foram utilizados dados de 15 eventos sísmicos, referidos na base de dados do IPMA. Ferrão *et al.* (2015) realçam o fato de Portugal poder apresentar sismos de elevada magnitude com epicentro no mar, como o sismo de 1755 ou o sismo de 1969, com magnitudes de 9 e

7,9 na Escala Richter, respectivamente, além de observar uma elevada concentração de eventos com intensidades superiores a VI nas regiões ao sul de Lisboa, condicionando o forte risco sísmico desta área e a vulnerabilidade das cidades do litoral do país. A Figura 21 ilustra a localização dos 172 eventos sísmicos registrados por Ferrão *et al.* (2015), e na Tabela 1 apresenta-se a lista dos principais sismos documentados em Portugal.

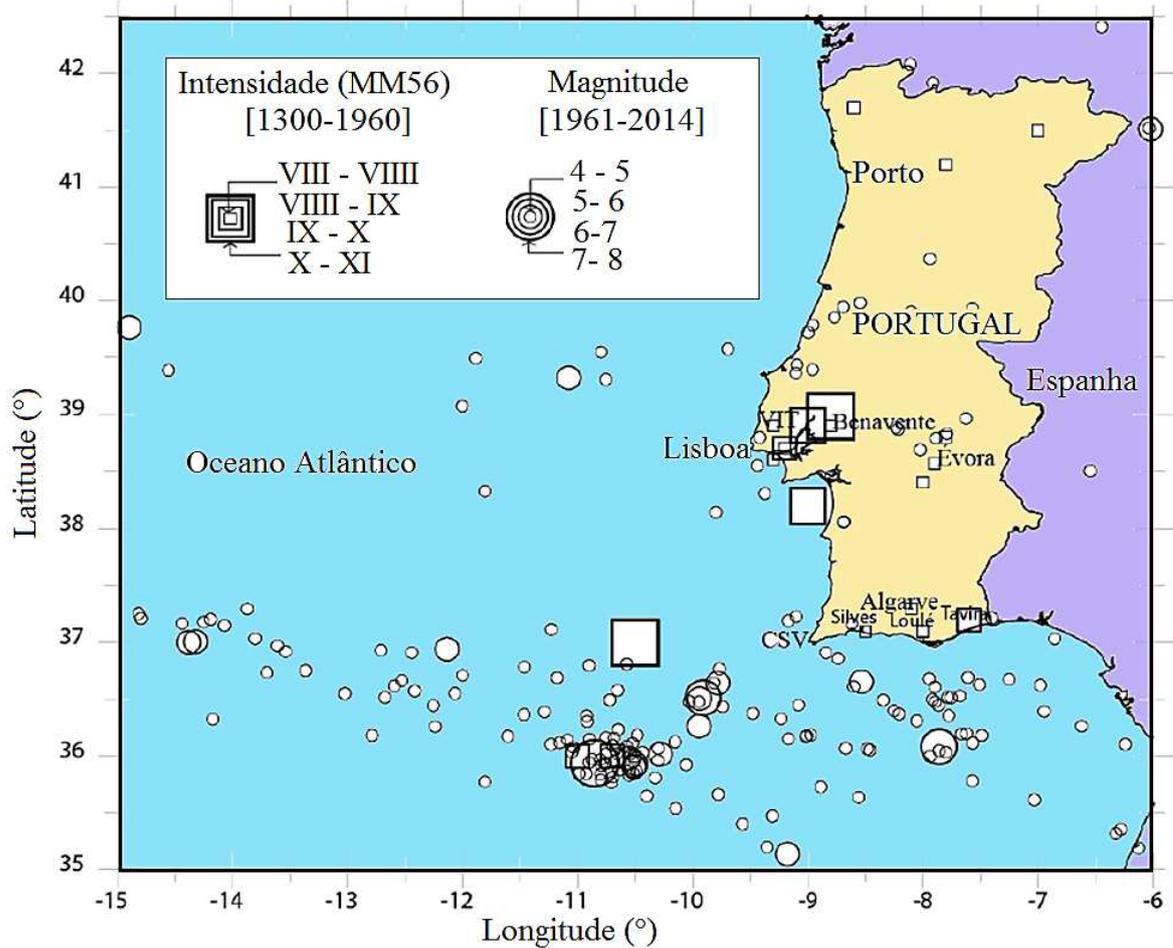


Figura 21. Sismos em Portugal continental e região Atlântica adjacente para o período entre 1300 e 2014. Fonte: Ferrão *et al.* (2015).

Tabela 1. Sismos em Portugal e na sua região Atlântica adjacente com magnitudes $\geq 5,5$.
Fonte: Ferrão *et al.* (2015) e Vaz (2010).

Data	Zona provável do Epicentro	Intensidade	Magnitude
1309	Mar	VIII-IX	
1344	Benavente	VII-IX	
1353	Silves	VII-IX	
1356	Cabo de S. Vicente	VIII-IX	8,5
1512	Lisboa	VIII	
1531	Vale Inferior do Tejo	IX	7 - 7,5
1587	Loulé	VII-VIII	
1722	Algarve	VIII	
1755	Banco de Gorringe	X	8,7 - 9
1761	Planície Abissal da Ferradura	VII-VIII	8
1856	Tavira	VII-VIII	
1858	Sudoeste de Setúbal	VIII	8,5
1909	Vale Inferior do Tejo	X	6,3
1910	Redondo	VII-VIII	
1964	Golfo de Cádiz	VIII	7,1
1969	Planície Abissal da Ferradura	VIII	7,9
1975	Falha da Glória	VIII	7,9
1980	Açores	VI	7,2
2007	Cabo de S. Vicente	V	5,8
2009	Cabo de S. Vicente	V	6

3.2 Norma do Euro-Código EC8

São apresentados a seguir os principais itens definidos pelo Euro-Código 8 EC8, Projeto *de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios* NP EN 1998-1 2009. Estes itens foram utilizados para definir a ação sísmica na região do presente estudo, sendo escolhidas as cidades de Lisboa e de Ourém, onde está localizado o santuário de Fatima. Estas áreas foram adotadas a partir do trabalho de Pereira (2015), uma vez que esta referência apresenta uma proposta arquitetônica espaço-funcional para uma casca de forma livre de base triangular para ser utilizada para projetos propostos para espaços públicos nestas duas cidades.

No enquadramento sísmo-tectônico de Portugal Continental, são considerados dois tipos de ação sísmica: i) Tipo 1, caracterizado pela geração de sismos de baixas frequências, elevada magnitude e duração longa, geralmente com epicentro na região marítima do Oceano Atlântico; e ii) Tipo 2, correspondente a um

cenário designado próximo, em geral, com epicentro no território Continental, ou no Arquipélago dos Açores, caracterizando-se pela sua elevada frequência, magnitude moderada e curta duração. Apresenta-se na Figura 22 o zoneamento sísmico em Portugal Continental.

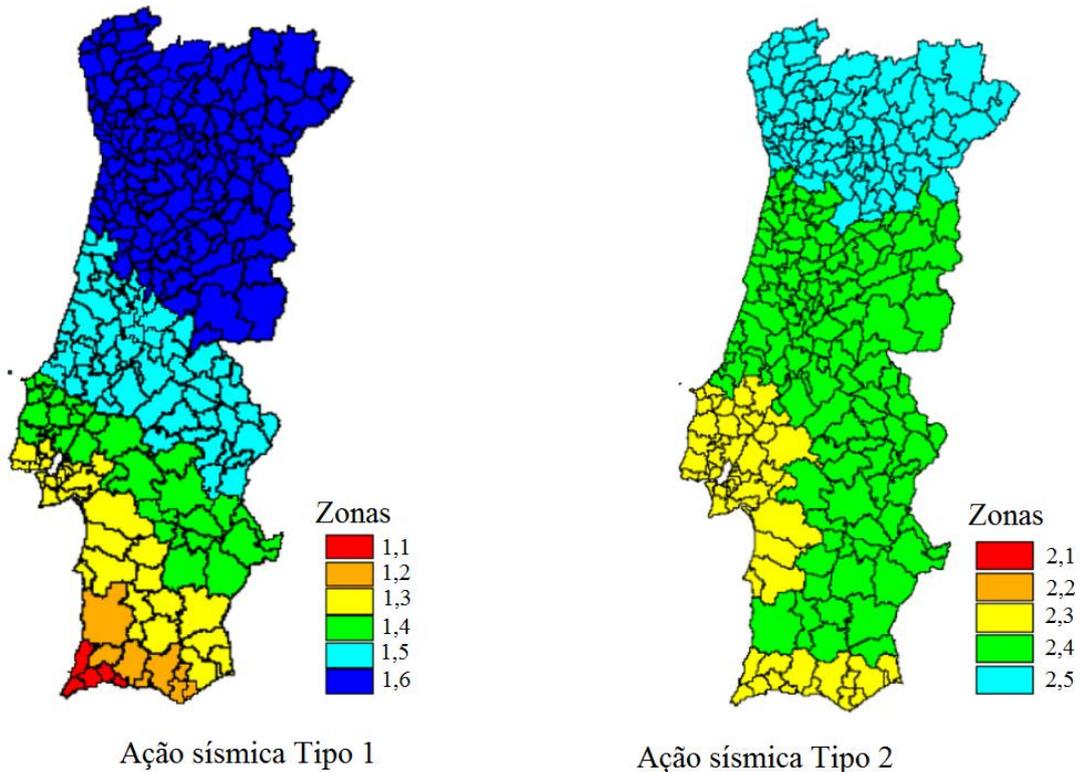


Figura 22. Zoneamento sísmico em Portugal Continental. Fonte: NP EN 1998-1 (2009).

A ação sísmica é definida no EC8 por um único parâmetro: o valor de referência da aceleração máxima na base em rocha (A_{gR}), a qual neste código representa a aceleração máxima na superfície de um terreno do tipo rocha, classificado como solo do tipo A, para um período de retorno de 475 anos. Os valores para a aceleração máxima de referencia A_{gR} , a ser considerada nos municípios de Lisboa e de Ourém, são indicados na Tabela 2.

Tabela 2. Aceleração máxima de referência A_{gR} (m/s²) nas várias zonas sísmicas. Fonte: NP EN 1998-1, (2009).

Portugal Continental		Ação Sísmica			
Código do Município	Designação	Tipo 1		Tipo 2	
		Zona Sísmica	Aceleração A_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	Aceleração A_{gR} (m/s ²)
1106	Lisboa	1,3	1,5	2,3	1,7
1421	Ourém - Fatima	1,5	0,6	2,4	1,1

As consequências do colapso de uma estrutura são consideradas pelo Euro-Código 8 através de um coeficiente de importância (γ), o qual define os níveis de importância das estruturas de I a IV, sendo atribuído a cada nível um valor do coeficiente a ser considerado. Os valores do coeficiente de importância mostrados na Tabela 3 estão relacionados com base em parâmetros como a perda de vidas humanas, a importância do edifício para a segurança pública e para a proteção civil logo após o sismo.

Tabela 3. Coeficientes de importância (γ). Fonte: NP EN 1998-1, (2009).

Classe de Importância	Edifícios	Ação Sísmica (γ)	Ação Sísmica (γ)
		Tipo 1	Tipo 2
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública como, por exemplo, edifícios agrícolas.	0,65	0,75
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.	1,00	1,00
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso como, por exemplo, escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.	1,25	1,15
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil como, por exemplo, hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.	1,50	1,35

Outro fator que o Euro-Código leva em consideração na definição da ação sísmica é a condição do terreno da fundação. O código classifica as condições do terreno baseado na influência da propagação das ondas sísmicas, como é mostrado na Tabela 4.

Tabela 4. Tipos de Terreno. Fonte: NP EN 1998-1 (2009).

Tipo de Terreno	Descrição do Perfil Estratigráfico	Parâmetros V_{S30} (m/s)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua no máximo 5 m de material mais fraco à superfície.	> 800
B	Depósitos de areia muito compacta, de cascalho ou de argila muito rija, com uma espessura de pelo menos várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade.	360 – 800
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de cascalho ou argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.	180 – 360
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura.	< 180
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de V_S do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $V_S > 800$ m/s.	< 180
S ₁	Depósitos construídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$ m) e um elevado teor de água.	< 100
S ₂	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A - E ou S ₁	< 100

O EC8 considera como representação da ação sísmica o espectro de resposta de cálculo da aceleração na superfície do terreno ($S_d(T)$), considerando não só o efeito direto da aceleração ao nível do solo, mas também a capacidade da estrutura em resistir aos sismos no domínio não linear da resposta. O espectro de resposta é definido pelas Equações 2 a 5, e os principais parâmetros são apresentados na Tabela 5.

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

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = A_g * S * \frac{2,5}{q} \quad (3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = A_g * S * \eta * \frac{2,5}{q} * \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (4)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = A_g * S * \frac{2,5}{q} * \left[\frac{T_C * T_D}{T^2} \right] \quad (5)$$

onde,

T : período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

A_g : valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A (Equação 6);

$$A_g = \gamma * A_{gR} \quad (6)$$

γ : Coeficientes de importância;

T_B : limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C : limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D : valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S : coeficiente de solo;

η : coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência (Equação 7);

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \varepsilon)} \geq 0,55 \quad (7)$$

S_d : espectro de cálculo;

q : coeficiente de comportamento;

β : coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal. O valor recomendado para β é 0,2.

Tabela 5. Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2. Fonte: NP EN 1998-1 (2009).

Tipo de Terreno	Ação Sísmica Tipo 1				Ação Sísmica Tipo 2			
	$S_{max.}$	T_B (S)	T_C (S)	T_D (S)	$S_{max.}$	T_B (S)	T_C (S)	T_D (S)
A	1,0	0,15	0,4	2,0	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,2	0,15	0,5	2,0	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,15	0,20	0,6	2,0	1,5	0,1	0,25	1,2
D	1,35	0,20	0,8	2,0	1,8	0,1	0,30	1,2
E	1,4	0,15	0,5	2,0	1,6	0,05	0,25	1,2

Nas Figuras 23 e 24 são expostos os espectros de resposta elásticos para as ações sísmicas tipo 1 e 2 das áreas das regiões de Lisboa e Ourém, considerando os diversos tipos de terreno.

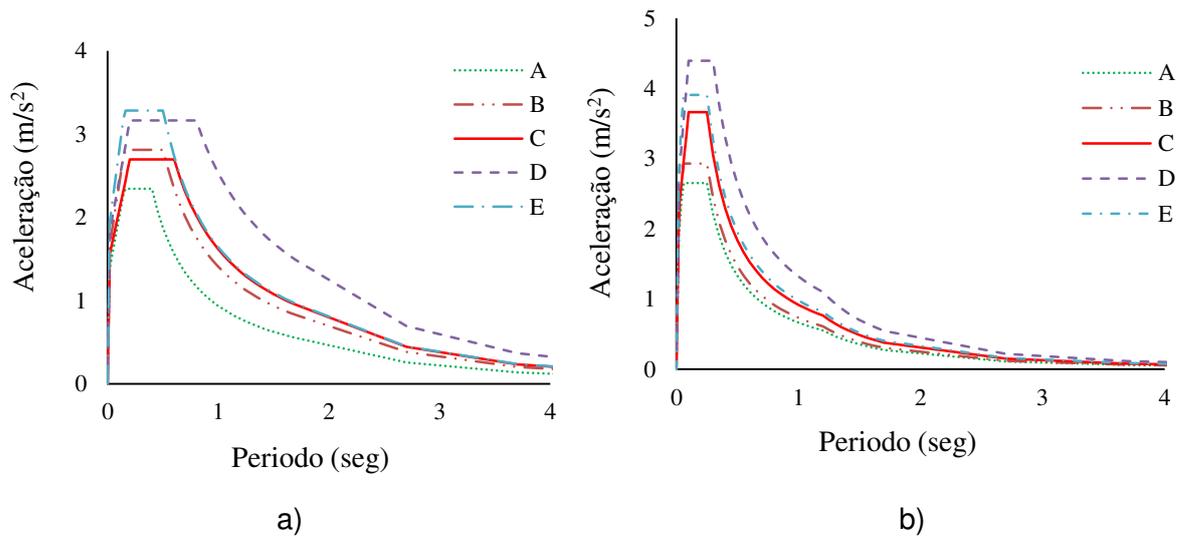


Figura 23. Espectros de resposta elástica para Lisboa recomendados para terrenos dos tipos A - E. (5 % de amortecimento). a) Tipo 1. b) Tipo 2. Fonte: (Próprio Autor).

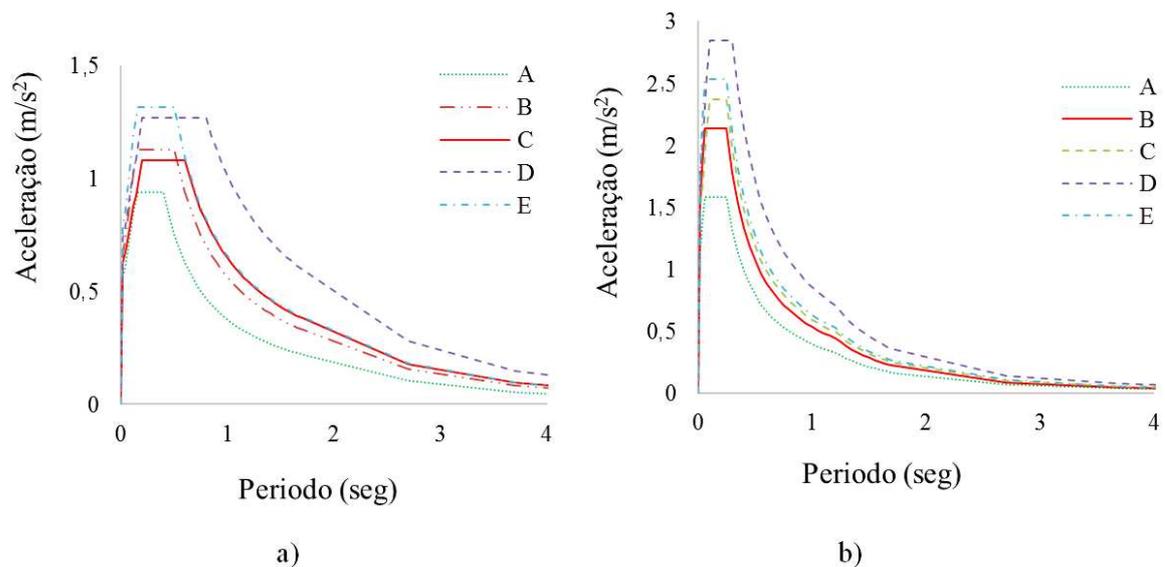


Figura 24. Espectros de resposta elástica para Ourém - Fatima recomendados para terrenos dos tipos A - E (5 % de amortecimento). a) Tipo 1. b) Tipo 2. Fonte: (Próprio Autor).

Dentre os espectros de resposta elástica apresentados é possível observar-se que Lisboa está em uma área de maior risco sísmico, portanto será considerado o espectro Tipo 2 de Lisboa para a seleção de acelerogramas que lhe sejam compatíveis, e assim abranger o cenário mais desfavorável em que poderiam se encontrar as estruturas de cascas de formas livres de base hexagonal e triangular estudadas neste trabalho.

3.3 Seleção de acelerogramas para análise de vulnerabilidade sísmica

Para as análises dinâmicas de edifícios com características especiais, como alto grau de ductilidade, configurações irregulares em planta, ou estruturas cuja geometria não esteja contemplada em códigos e normas, é necessário empregar a análise transiente com modelos não lineares e adotar um conjunto adequado de acelerogramas que representem a ação sísmica da região (Bommer e Acevedo, 2004).

Para se caracterizar a ação sísmica, existem três opções para a obtenção de séries temporais de aceleração. A primeira opção é usar acelerogramas compatíveis com um espectro artificial gerado por meio de programas a partir de uma função de densidade espectral de potência, a qual é limitada a modelos com poucos graus de liberdade, mas é uma ferramenta fundamental na geração de acelerogramas artificiais. Entretanto, autores como Reiter (1990) e Bommer e Acevedo (2004) afirmam que gerar um histórico temporal de aceleração compatível com um espectro de projeto gerado por este método não é completamente realista.

A segunda opção é utilizar acelerogramas artificiais gerados a partir de modelos de fontes sismológicas, no entanto esses modelos apresentam geralmente um número excessivo de ciclos de movimentos e conseqüentemente podem ter um aumento do conteúdo energético.

A terceira opção é o emprego de acelerogramas reais registrados durante terremotos, sendo cada vez mais utilizados pela crescente disponibilidade dos registros em sites da Internet. Os sismos reais tendem a apresentar concentrações de energia em estreitos intervalos de frequências, que dependem das características da ruptura da falha que originou o sismo como a magnitude, a distância ao epicentro, e as características geológicas de cada local de estudo (Bommer e Acevedo, 2004).

No caso de Portugal, a informação histórica dos grandes terremotos é principalmente de caráter qualitativo, e os sismos registrados instrumentalmente são escassos e com magnitudes baixas, o que limita uma base de dados só de Portugal. Bommer e Acevedo (2004) argumentam que para escolher acelerogramas reais de um local que não tem um registro abundante de sismos é possível considerar dados de ambientes tectônicos semelhantes, assim os registros de um movimento forte de

um país podem ser selecionados e aplicados em outro. Sendo assim, no presente trabalho serão utilizados acelerogramas do banco de dados *Pacific Earthquake Engineering Research Center* PEER (<http://peer.berkeley.edu>), o qual fornece ferramentas para a busca, seleção e download de dados de sismos mundiais.

O banco de dados PEER inclui registros de mais de 29.000 sismos em todo o mundo, com magnitudes maiores que 2,5 e distâncias de até 1.500 km. Os acelerogramas disponíveis no site da PEER estão todos corrigidos, com eliminação dos erros de ruído através da aplicação do filtro *Butterworth*. O site utiliza como dados de entrada o espectro elástico de resposta para selecionar os sismos a serem compatíveis com a zona a ser estudada e caracteriza os sismos segundo parâmetros geofísicos (Figura 25), como a magnitude, a distância da estação de registro ao epicentro (R_{JB} - distância de Joyner Boore), a distância hipocentral (R_{rup}), a natureza geológica da superfície medida na velocidade de onda de corte dos 30 m superiores (V_{s30}) e o tempo máximo necessário para acumular entre 5% e 95% da intensidade total do sismo ($D5-95$).

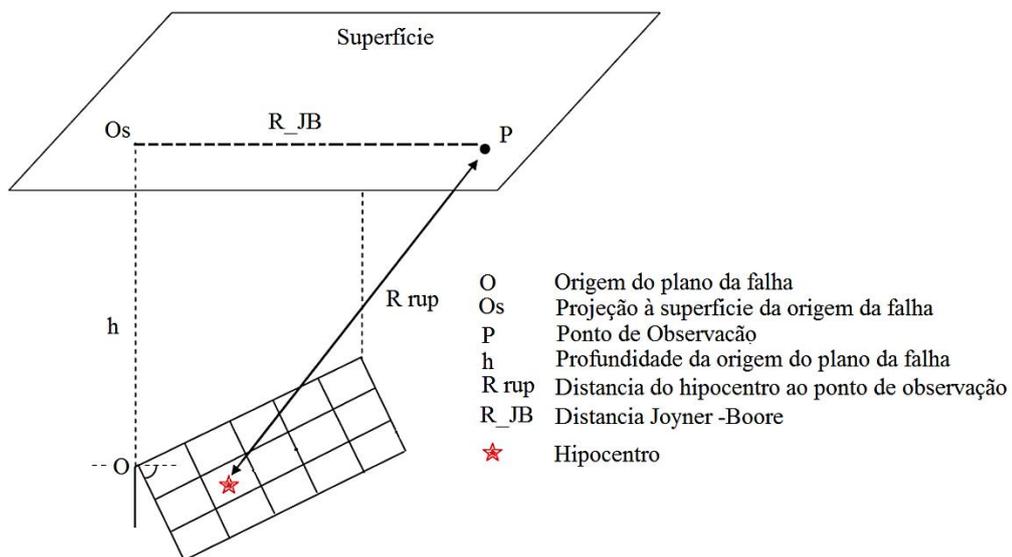


Figura 25. Geometria considerada na descrição da falha. Fonte: PEER (<http://peer.berkeley.edu>)

Como foi apresentado na Seção 3.1, a região de Lisboa tem uma alta incerteza dos possíveis epicentros dos grandes sismos que ocorreram historicamente com magnitudes estimadas entre 7 e 9 na Escala Richter. Entretanto, sabe-se que as falhas que provocaram estes terremotos estão localizadas no Oceano Atlântico com

distância aproximada de 200 km de Lisboa, como foi apresentado na Figura 20. Para capturar a variabilidade e aleatoriedade de um evento sísmico na região, obteve-se um conjunto de acelerogramas que fossem compatíveis com o espectro de resposta para Lisboa Tipo 2 e com tipo de solo C, abrangendo uma alta gama de possíveis sismos com diferentes características geomorfológicas como é apresentado na Tabela 6.

A busca por registros que fossem compatíveis com o espectro de capacidade para a cidade de Lisboa (Tipo 2, Solo C) com as características citadas anteriormente, resultou em 100 acelerogramas. A lista completa dos registros sísmicos pode ser vista no ANEXO A, com seus respectivos parâmetros geológicos.

Tabela 6. Características geomorfológicas na geração de acelerogramas na base de dados PEER.

Parâmetro	Mínimo	Máximo
Data	1.976	2.009
PGA (g)	0,0281	0,805
Magnitude	5,2	7,5
R_JB (km)	1,38	266
Rrup (km)	3,93	266
V _{s30} (m/s)	175	782
D5-95 (seg)	10	57,6

Na Figura 26, são apresentados os espectros de aceleração para os 100 acelerogramas que foram adotados na avaliação da demanda para as cascas de formas livres de base triangular e hexagonal na região de Portugal, e na Figura 27 é mostrada a distribuição dos registros sísmicos em função do PGA (*Peak Ground Acceleration*).

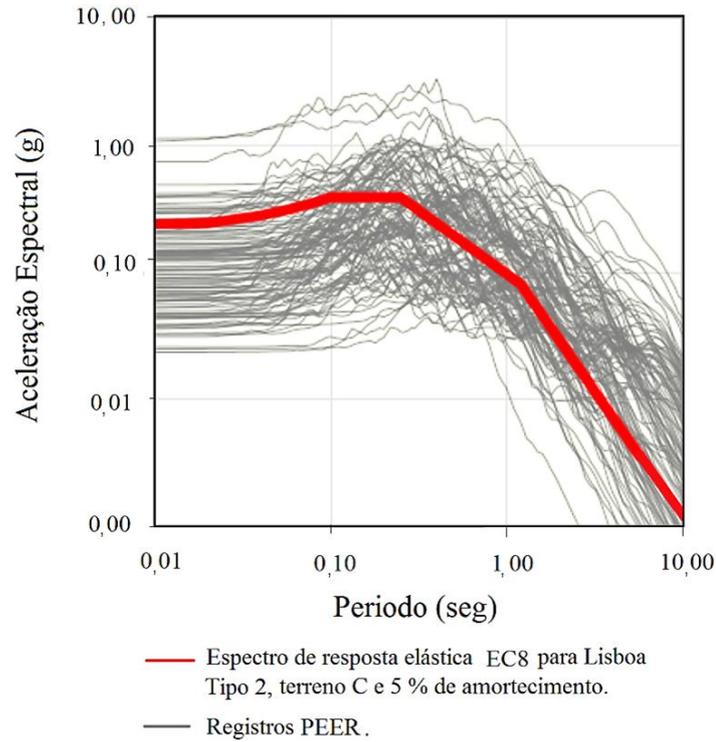


Figura 26. Conjunto de Espectros de resposta para todos os acelerogramas escolhidos. Fonte: (Próprio Autor).

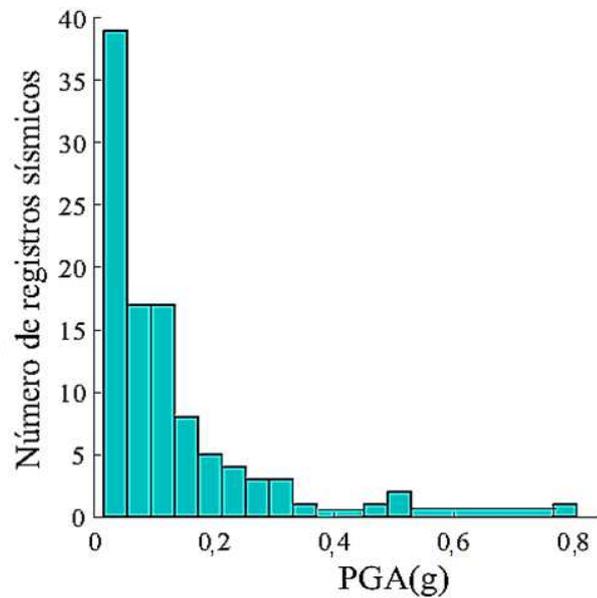


Figura 27. Distribuição de PGA dos 100 registros sísmicos. Fonte: (Próprio Autor).

Neste capítulo é destacado o perigo sísmico presente em Portugal, e verifica-se que embora a atividade sísmica na região não seja tão frequente, há sérias evidências históricas de possíveis sismos de grande magnitude.

O conjunto de acelerogramas adotado representa a incerteza das características sísmicas, pois são assumidos diferentes conteúdos frequências, duração e magnitude. Estas variações ficam evidentes nos cálculos da demanda e fragilidade apresentados nos Capítulos VII e VIII, mostrando as diferentes respostas dos modelos das cascas de formas livres sob os efeitos das ações sísmicas analisadas.

CAPÍTULO IV

METODOLOGIA PARA A ANÁLISE DE RISCO SÍSMICO

A análise do risco sísmico é um campo em que as pesquisas têm avançado desde a segunda metade do século XX, no qual diversas organizações têm proposto conceitos e metodologias para tratar do assunto.

A *United Nations Disaster Relief Organization* (UNDRO) publicou em Genebra (1979) um documento em que são definidos os conceitos para uma análise adequada de risco sísmico, enfatizando que a melhor forma de mitigar os efeitos ante uma catástrofe é através de um planejamento adequado junto com a implementação de um sistema de controle permanente, recomendando o uso de metodologias para analisar a vulnerabilidade em edificações e identificar os possíveis danos em função das propriedades mecânicas de cada estrutura.

Outras entidades americanas, como a NEHRP¹, têm contribuído com a definição e aprimoramento de conceitos utilizados nas análises sísmicas, estabelecendo normas, como: *Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings* FEMA² 273-1997, a norma *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings* ATC³ 40-1996 e FEMA 310 (1998) *Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings*, com a definição dos seguintes componentes para as análises de risco, que são adotados na atual pesquisa:

- **Ameaça:** definida como uma fonte de dano potencial ou situação com potencial de causar danos às pessoas ou propriedades. Igualmente, a ameaça está relacionada com a probabilidade de desencadear um fenômeno que possa afetar a um sistema num lugar e tempo determinado.
- **Vulnerabilidade:** definida como a predisposição intrínseca de um elemento ou conjunto de elementos estruturais a serem afetados pela exposição a uma ameaça e susceptíveis a sofrer um dano. Na engenharia sísmica, a vulnerabilidade de um componente refere-se à sua susceptibilidade ao dano sob

¹ *National Earthquake Hazards Reduction Program*

² *Federal Emergency Management Agency*

³ *Applied Technology Council*

a ação de um terremoto de uma intensidade dada e depende das características mecânicas e as configurações estruturais. A vulnerabilidade é expressa matematicamente numa escala de 0 (sem danos) até 1 (perda total).

- **Risco:** definido como a probabilidade de se exceder um determinado nível de perdas ocorridas em função de vidas, pessoas feridas, danos às propriedades e interrupção da atividade econômica, devido a um evento sísmico particular. O risco absoluto resulta da complexa interação entre os componentes da ameaça local e a vulnerabilidade da edificação. Diante da perspectiva dos desastres naturais, o risco é associado com as implicações dos danos, prevendo-se a probabilidade de serem alcançados certos estados críticos ou limites de capacidade da estrutura, superpondo-se às consequências quando estes limites são atingidos.
- **Capacidade:** definida como a resistência final à flexão, compressão ou cisalhamento, de um componente estrutural, diante das solicitações atuantes sobre as estruturas. Para os componentes com deformação controlada, a capacidade inclui os efeitos que ocorrem depois do limite elástico, como os efeitos de plastificação por deformação.

Dos componentes apresentados que permitem definir o risco sísmico, a vulnerabilidade é o componente sobre o qual os engenheiros e projetistas podem ter uma intervenção preponderante, avaliando a relação entre a capacidade estrutural e a demanda sísmica.

4.1 Avaliação da vulnerabilidade sísmica

De acordo com a metodologia para a análise da vulnerabilidade sísmica proposta por Nielson e DesRoches (2007), o desempenho de uma estrutura pós-terremoto, baseia-se na relação da 'capacidade' e da 'demanda', que são variáveis descritas por deslocamentos estáticos e dinâmicos não lineares da estrutura. Sendo assim, a probabilidade de falha é descrita em função dos estados limites de dano, que estão relacionados com a capacidade estrutural (C), que depende da geometria e

propriedades dos materiais, e em função do movimento do solo relacionado com a demanda (D), que considera os esforços externos sobre a estrutura como um sismo (Nielson e DesRoches, 2007).

Portanto, para uma análise de vulnerabilidade estrutural, se faz necessário o desenvolvimento de dois tipos principais de análise, i) a análise estática não linear, onde é verificada a capacidade da estrutura; e ii) a análise dinâmica não linear, utilizada para verificar o comportamento das estruturas sob cargas sísmicas. A interação entre estes dois tipos de análise permite determinar as curvas de fragilidade, as quais representam a probabilidade de atingir ou exceder um nível de dano para um dado parâmetro de intensidade de movimento do solo (Vamvatsikos e Cornell, 2002).

4.1.1 Capacidade estrutural a partir da análise estática não linear

Os conceitos e processos para se avaliar a capacidade de uma estrutura mostram que esta avaliação depende da resistência e deformação dos seus elementos. Os devidos procedimentos estão descritos em diferentes normas, como pode ser encontrado, por exemplo, na *Nehrp Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings* FEMA-273, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* FEMA-356 e na *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* ATC 40. Estas normas especificam os níveis de desempenho das estruturas, o comportamento e a avaliação dos danos através da técnica de análise não linear do tipo *pushover*.

Para a análise tipo *pushover*, inicialmente é aplicado um deslocamento horizontal no modelo em um ponto de referência da estrutura, que de forma incremental vai aumentando, representando as forças de inércia que seriam experimentadas pelas estruturas quando sujeitas a um sismo. E, devido à perda de rigidez e resistência dos materiais envolvidos, a resistência do sistema é degradada, provocando, finalmente, o colapso das estruturas. As normas FEMA-273 e ATC 40 recomendam posicionar o ponto de referência no topo das estruturas. É importante observar que para edificações não simétricas é aconselhável variar a direção do vetor imposto para avaliar o comportamento em cada uma das direções propostas (Crowley *et al.*, 2008).

Os resultados gerados pela análise *pushover* representam os deslocamentos prováveis que a estrutura experimentará durante um sismo, permitindo estimar a capacidade sísmica e a verificação do desempenho da estrutura para as condições impostas. Em decorrência desta análise, é obtida a curva de capacidade, onde para cada incremento da carga lateral é definido um par ordenado das características e efeitos inelásticos, como as relações de carga-deslocamento e de tensão-deformação para quaisquer pontos da estrutura.

Com a obtenção da curva de capacidade é possível identificar os estados limites de resistência, observando as variações da rigidez da estrutura em estado elástico e plástico, dependendo das vinculações e das dimensões dos elementos estruturais, carregamentos atuantes, geometria e características mecânicas dos materiais. Do mesmo modo, é possível avaliar durante todo o processo a sequência de fissuras e falhas nos componentes estruturais até o sistema atingir o colapso.

A definição dos níveis de dano adotados neste trabalho baseia-se na metodologia proposta pela ATC-13 (*Applied Technology Council*), *Earthquake damage evaluation data for California* e pela HAZUS-MH (FEMA, 2003). Essas definições baseiam-se na compreensão da relação entre demanda e capacidade estrutural para diferentes valores de rigidez, força e dissipação de energia para estruturas em concreto armado.

Os estados de dano são classificados em categorias que variam desde a ausência de dano até o colapso, para as quais são atribuídos valores variando de zero (0) a um (1), como é descrito na Tabela 7. Do mesmo modo, são adotadas as definições de estados de dano dados pela FEMA-273 e FEMA-356 em que são estabelecidos os estados limites em termos associados com a funcionalidade da estrutura e seus componentes. Estes níveis de desempenho e fatores de dano permitem delimitar o comportamento progressivo dos danos nas estruturas submetidas a uma carga lateral em relação às deformações relacionadas aos materiais que compõem as estruturas.

Tabela 7. Classificação quantitativa e qualitativa do dano. ATC-13 - HAZUS-MH (FEMA, 2003).

Dano	Descrição	Fator de Dano
Leve	O sistema permanece inalterado, resistindo às cargas verticais com deslocamentos horizontais mínimos. Os elementos não estruturais ficam intactos, não há danos estruturais e a estrutura permanece em condições aptas para uso. Em termos mecânicos, a rigidez da estrutura não é diminuída, e no limite desta categoria alguns elementos atingem o estado plástico. É indicado o fator de dano 0,1 como o valor limite entre os danos leves e moderados. Este limite é definido como <i>Ocupação Imediata</i> .	0 – 0,1
Moderado	Este nível corresponde ao estado de dano no qual o concreto ultrapassou o regime elástico, mas não atingiu sua resistência máxima à compressão. Nesse caso, o fator de dano está entre 0,1 e 0,3. Estruturalmente, os materiais se plastificam gradualmente, com pequenas fissuras aparecendo e perda do recobrimento do concreto. A estrutura conserva toda a sua capacidade, requerendo apenas reparos superficiais e a vida dos usuários não está ameaçada. Este nível abrange o grau de dano para os casos que ocorrem a partir do nível <i>Ocupação Imediata</i> até o nível <i>Segurança à Vida</i> .	0,1 – 0,3
Extensivo	Neste nível, a rigidez estrutural é significativamente reduzida, o deslocamento excessivo causa um amplo desprendimento do recobrimento do concreto, apresentando instabilidade no reforço e excessivas tensões de tração e compressão. A segurança é limitada e a estrutura está próxima do colapso. O fator de dano está entre 0,3 – 0,6 e representa o intervalo entre os níveis <i>Segurança à Vida</i> e <i>Prevenção ao Colapso</i> .	0,3 – 0,6
Colapso	Neste nível ocorre o colapso parcial ou total da estrutura, devido à perda de estabilidade e/ou perda da capacidade estrutural para resistir cargas verticais. O valor do fator de dano é superior a 0,6.	> 0,6

Os níveis de desempenho e fatores de dano permitem monitorar o rendimento progressivo como uma função da tensão no material em estruturas submetidas a uma carga lateral. Os níveis de desempenho neste trabalho são estabelecidos e definidos com base nos resultados da relação tensão-deformação e correspondentes força e deslocamento para: i) nível de Ocupação Imediata (OI), que é definido pelo primeiro elemento dentro da estrutura ao atingir o limite elástico e início do escoamento do material, correspondendo ao fator de dano de 0,1; ii) nível de Segurança à Vida (LS), em que a capacidade de deformação do elemento está relacionada à tensão máxima do material, correspondendo a um fator de dano com valor de 0,3; e iii) nível de Prevenção ao Colapso (CP), cuja capacidade de

deformação do elemento corresponde à resistência última do material, correspondendo ao fator de dano com valor de 0,6. Após esse nível de dano, as propriedades do material se deterioram rapidamente, atingindo o colapso parcial ou total da estrutura. Na Figura 28 é ilustrada a curva genérica de capacidade mostrando os estados limites definidos pela FEMA-273 (1997).

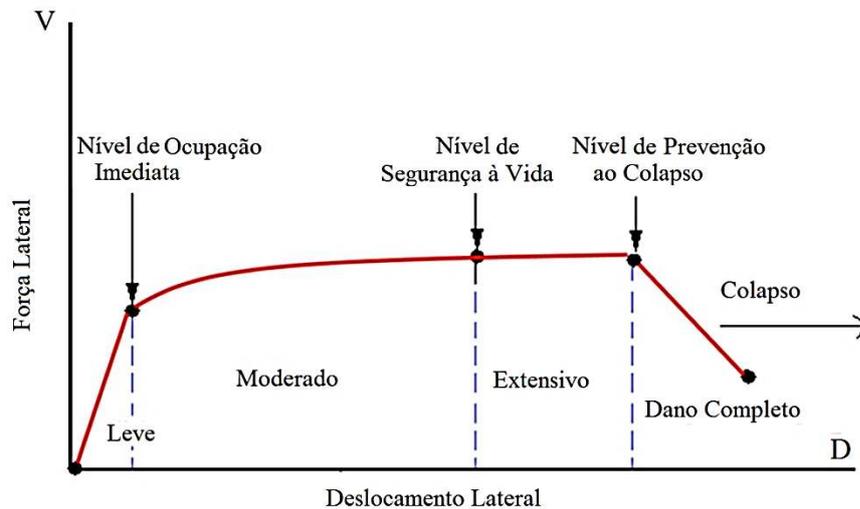


Figura 28. Curva de capacidade e estados limites. Fonte: FEMA-273, (1997), (*Federal Emergency Management Agency*).

4.1.2 Análise dinâmica não linear

O procedimento adotado neste trabalho é descrito nas normas americanas *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures* FEMA 440 - 2005 e *Seismic performance assessment methodology* FEMA P-58-1-2012. Nielson (2005) resume a metodologia para realizar uma análise não linear temporal nos seguintes passos:

1. O modelo de análise dinâmica não linear envolve a seleção de um conjunto apropriado de registros de movimentos do solo que representem a ação sísmica de uma região determinada. Os sismos devem considerar as incertezas como a magnitude, a distância da fonte do terremoto e as condições do solo como velocidade de propagação da onda.
2. Executar uma análise dinâmica não linear transiente (*time-history*), aplicando o registro de acelerações de cada sismo no modelo numérico da estrutura,

considerando as variáveis não lineares dos materiais, e registrando o comportamento estrutural elasto-plástico ao longo do tempo, a partir de parâmetros como tensão, deformação, forças e deslocamentos.

3. A partir de uma análise de regressão das respostas máximas de deslocamento registradas para cada modelo numérico versus o valor extremo da intensidade para aquele movimento do solo, é gerado um modelo probabilístico de demanda sísmica (PSDM), que fornece a relação entre a intensidade do sismo e a demanda estrutural (Cornell *et al.*, 2002). O valor médio da demanda sísmica (SD) é obtido pela Equação 8:

$$S_D = a * IM^b \quad (8)$$

onde, a e b são os coeficientes desconhecidos e IM é a medida da intensidade do movimento do solo (PGA ou Sa).

4. A distribuição de demanda obtida no passo 3, é frequentemente assumida a partir de uma distribuição de probabilidade log-normal. Assim, transformando em espaço log-normal e obtendo uma regressão linear, a Equação 8 será representada por:

$$\ln(S_D) = b * \ln(IM) + \ln(a) \quad (9)$$

sendo que a Figura 29 apresenta um exemplo de PSDM com a regressão no espaço log-normal.

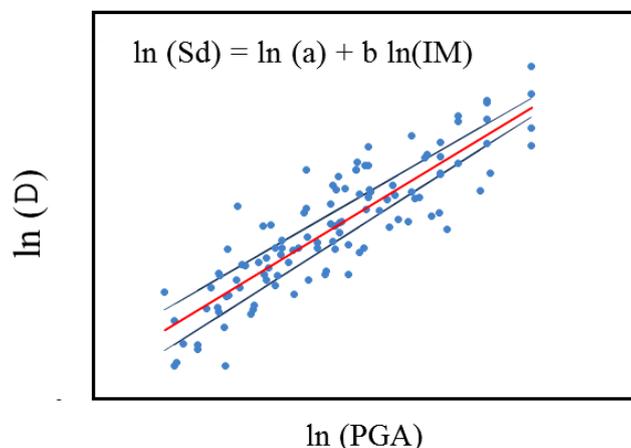


Figura 29. Ilustração de uma PSDM num espaço log-normal. Adaptado de Nielson (2005).

O desvio padrão da distribuição de demanda é obtido a partir da Equação 10, onde N é o número de simulações e d_i é a demanda pico de cada simulação:

$$\beta_d \cong \sqrt{\frac{\sum (\ln(d_i) - \ln(a IM^b))^2}{N - 2}} \quad (10)$$

4.2 Curvas de Fragilidade

As curvas de fragilidade são o resultado final da avaliação do risco sísmico, e refletem a fragilidade ou probabilidade condicional de que um elemento estrutural exceda a capacidade estrutural num certo nível de dano para uma determinada intensidade de sismo (Padgett e DesRoches, 2007). Esta probabilidade pode ser expressa pela Equação 11, onde LS é o estado limite da capacidade, IM é a intensidade do sismo medido em pico de aceleração (PGA):

$$\text{Fragilidade} = P[\text{LS}/\text{IM} = Y] \quad (11)$$

A Figura 30 mostra a forma contínua de um conjunto de curvas de fragilidade, indicando a probabilidade de um elemento estrutural suportar uma intensidade sísmica específica.

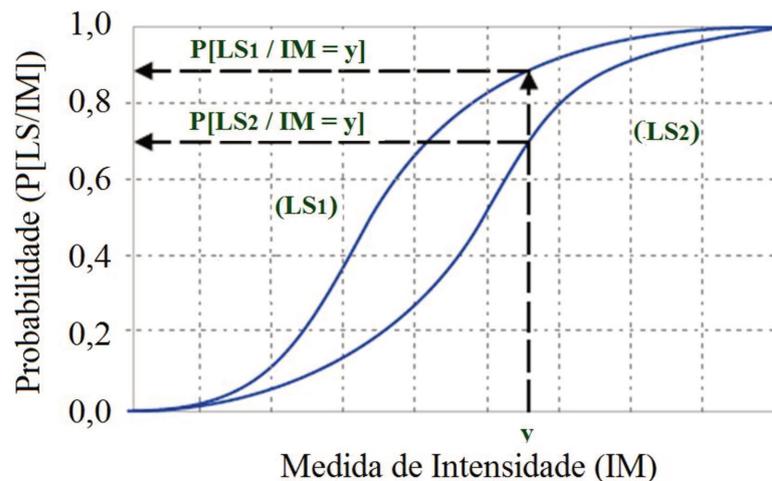


Figura 30. Representação de uma curva de fragilidade. Adaptado de Padgett e DesRoches (2007).

As curvas de fragilidade podem ser empíricas ou analíticas. As curvas empíricas são construídas a partir de dados coletados de eventos sísmicos passados como, por exemplo, o relatório feito pela *Applied Technology Council - ATC-13*, onde foram desenvolvidas matrizes de probabilidade de dano para diversos tipos de estruturas baseados nos danos ocorridos em terremotos na Califórnia. Embora este método seja correto, tem limitações como obter um número adequado de estruturas que sofreram danos sob a ação de diferentes intensidades de sismos e, portanto, os resultados podem não ser significativos do ponto de vista estatístico (Nielson, 2005).

O segundo tipo é de curvas de fragilidade determinadas analiticamente, sendo utilizadas quando não é possível obter registros reais de danos causados por terremotos para uma determinada estrutura. Esta probabilidade de falha (P_f) é descrita em função dos estados limites de dano que estão relacionados com a capacidade estrutural (C) e em função do movimento do solo, que está relacionado com a demanda estrutural (D). A Equação 12 apresenta a probabilidade de que a demanda sísmica exceda a capacidade estrutural (Nielson, 2005):

$$P_f = P \left[\frac{D}{C} \geq 1 \right] \quad (12)$$

É importante ressaltar que, usualmente, nos estudos de avaliação do risco sísmico, considera-se que tanto a demanda sísmica quanto a capacidade estrutural sigam uma distribuição cumulativa de probabilidade log-normal (CDF) devido ao caráter aleatório das avaliações. Dessa maneira, a fragilidade das componentes ou de uma parte de uma estrutura pode ser calculada por um número finito de operações (closed form) em função da capacidade e a demanda definida pela Equação 13 (Nielson e DesRoches, 2007; Padgett e DesRoches, 2008).

$$P_f = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{S_D}{S_C} \right)}{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}} \right] \quad (13)$$

onde, S_C e S_D são os valores médios dos deslocamentos para a capacidade e a demanda, e β_C e β_D representam o desvio padrão log-normal dos deslocamentos para um estado de dano definido, e Φ é a função acumulativa de distribuição normal padrão.

Na Figura 31 é ilustrada a relação entre os estados limites de capacidade (LS) e o modelo probabilístico de demanda sísmica (PSDM), para se obter as curvas de fragilidade analíticas. E na Figura 32 é apresentado o resumo gráfico empregado para a análise de vulnerabilidade sísmica.

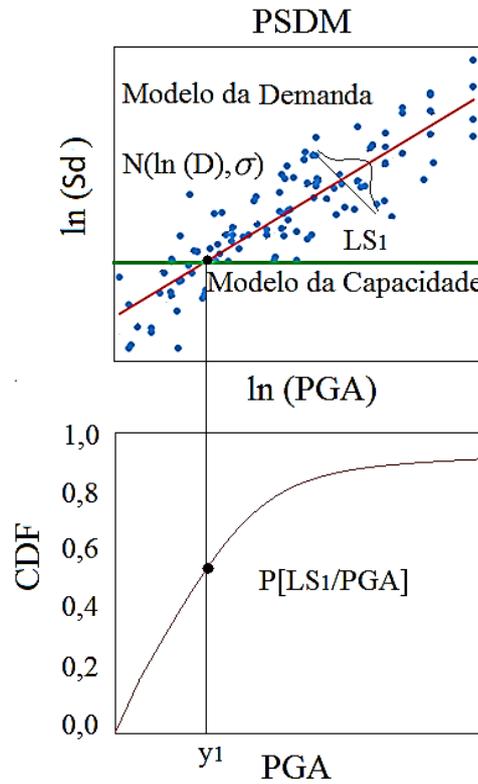


Figura 31. Desenvolvimento gráfico das curvas de fragilidade analíticas. Adaptado Tavares *et al.* (2012).

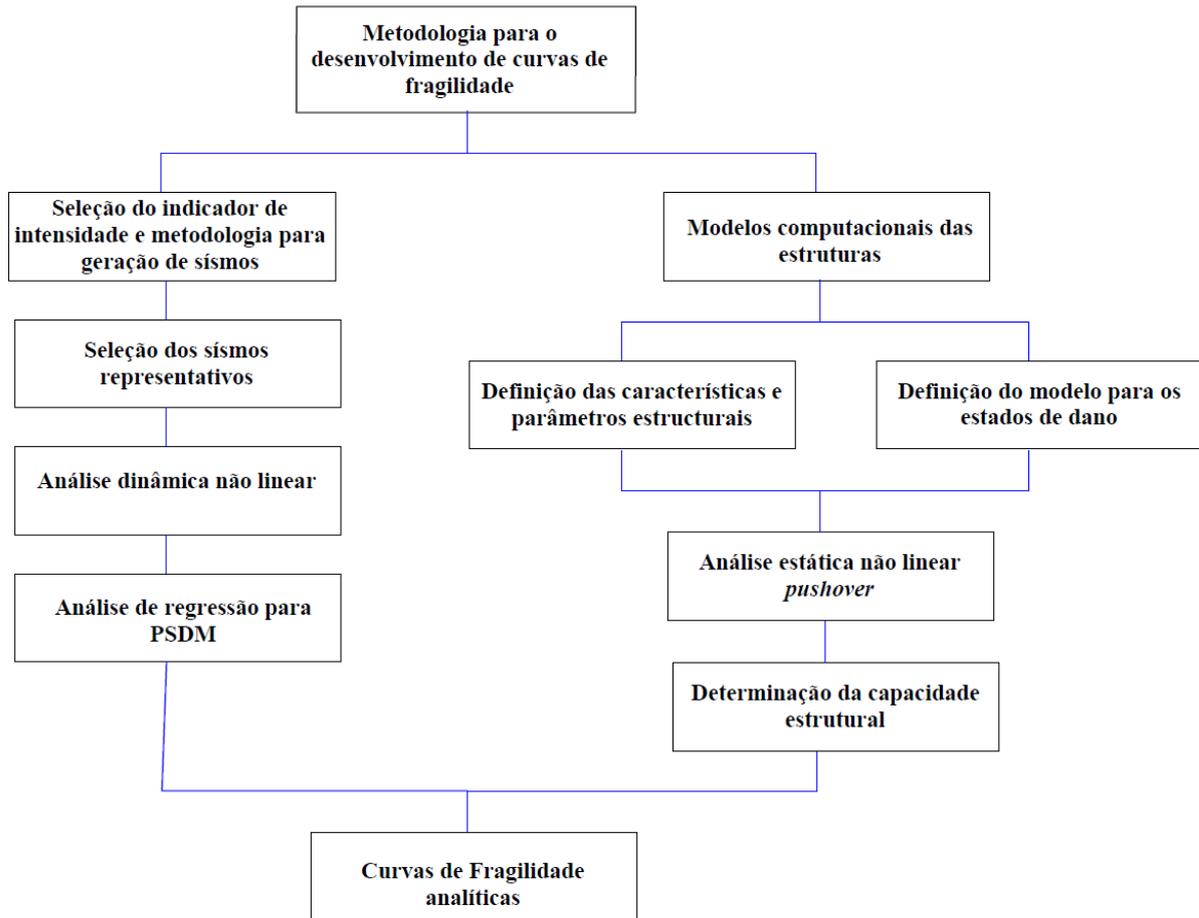


Figura 32. Representação de uma curva de fragilidade. Adaptado de Padgett e DesRoches (2007).

Nos capítulos seguintes, será implementada a técnica de análise de capacidade estrutural do tipo *pushover* para os modelos de cascas de formas livres de concreto com bases hexagonal e triangular apoiadas nos vértices, obtendo-se as curvas de capacidade para as duas estruturas. Observando-se a degradação da rigidez, serão propostos valores numéricos para quantificar o nível de dano, que sejam compreensíveis do ponto de vista da engenharia estrutural, para os diferentes níveis qualitativos e quantitativos da performance estrutural. Do mesmo modo, serão modeladas as demandas sísmicas para os dois modelos de estruturas em casca de formas livres de concreto, onde são apresentados os deslocamentos máximos das estruturas quando submetidas às diferentes intensidades sísmicas. Com base nos resultados dessas análises, serão desenvolvidas as curvas de fragilidade analítica para as duas tipologias de cascas estudadas neste trabalho.

CAPÍTULO V

MODELAGEM COMPUTACIONAL DAS CASCAS DE FORMAS LIVRES

Neste capítulo é apresentado o modelo computacional utilizado para a geração de estruturas em casca de formas livres. Também são definidos os parâmetros geométricos e mecânicos para as cascas de formas livres de bases triangular e hexagonal, de modo que as estruturas sejam solicitadas somente por tensões de compressão de acordo com a Teoria de Membrana para cascas finas.

5.1 Modelo computacional de geração de cascas de formas livres pelo método da membrana

O modelo computacional aplicado para a geração de estruturas em casca de formas livres foi desenvolvido por Vizotto (1993) por meio da simulação de membranas submetidas a grandes deslocamentos e grandes deformações através de análise não-linear geométrica. O método numérico é baseado na Teoria de Membrana para cascas finas, com a aplicação de programação matemática combinada com a técnica de elementos finitos, o qual possibilita projetar estruturas em casca de formas livres somente sob a ação de esforços de membrana.

Para a geração da geometria das cascas de formas livres é realizada uma análise estrutural não linear geométrica em que é adotada como hipótese inicial, uma membrana virtual de material com comportamento elástico linear. O peso próprio da membrana é aplicado de modo inverso, isto é, de baixo para cima, e a membrana elástica se deforma com grandes deslocamentos e grandes deformações até uma das configurações de equilíbrio estável da estrutura. Deste modo podem ser obtidas as superfícies correspondentes ao antifunicular da ação do peso próprio para as estruturas em casca.

Para a simulação computacional, a configuração inicial da membrana flexível é adotada em repouso num plano horizontal. A geometria é definida pelo perímetro do contorno com o posicionamento dos apoios a serem utilizados para a estrutura final. A estrutura em casca de forma livre é obtida da geometria da

membrana virtual deformada, utilizando-se as principais informações adotadas para a estrutura a ser construída como o perímetro e área da projeção horizontal da casca, pontos de apoio e regiões de suporte, altura máxima e altura das bordas livres no meio dos vãos.

Como as membranas virtuais utilizadas para a geração das formas livres são submetidas somente a tensões de tração (considerando a rigidez à flexão como nula), as formas geradas estarão sujeitas às tensões de compressão quando submetidas ao efeito inverso similar ao peso próprio utilizado para a geração. Isto é possível desde que sejam adotados para a casca o carregamento do peso próprio e os mesmos apoios e suportes para as membranas no processo de geração das formas. Do mesmo modo, verifica-se que os esforços provenientes de um carregamento acidental uniformemente distribuído ao longo de toda a superfície plana inicial produzem resultados similares ao efeito do peso próprio.

Vizotto (1993) adota as seguintes considerações para o modelo computacional para gerar as estruturas em casca de formas livres:

- O elemento finito utilizado é triangular plano com a relação tensão-deformação constante. Este elemento finito é do tipo CST (*Constant Strain Triangle*), modificado para permitir deslocamentos ortogonais ao seu plano, obtendo um elemento com nove graus de liberdade, três deslocamentos ortogonais entre si em cada vértice do triângulo;
- Considera-se o material homogêneo e isotrópico com grandes deformações e deslocamentos utilizando a solução exata da deformação quadrática de Green. Este estado plano de tensões é adotado para se ter as condições do comportamento de membrana, as quais desprezam as tensões e deformações fora do plano do elemento;
- O método se caracteriza por seguir as hipóteses de Kirchhoff, que define que as superfícies planas perpendiculares à superfície da casca, após a deformação, permanecem perpendiculares à superfície e mantem o comprimento inicial; este comportamento equivale a desconsiderar as tensões de cisalhamento atuantes na direção da espessura e a deformação específica

na direção perpendicular à superfície média. As tensões normais à superfície média são nulas ou muito menores em comparação com as outras tensões e podem ser desprezadas;

- É aplicado o Princípio de Mínima Energia Potencial Total, e o equilíbrio da estrutura corresponde aos pontos de mínimo do funcional da Energia Potencial Total. Aplicando técnicas de programação matemática para otimizar o funcional, é possível determinar os pontos de mínimos locais.

Por meio do modelo proposto é possível simular computacionalmente uma membrana deformada até suas configurações de equilíbrio apresentando tensões de compressão pura, que define a superfície média de uma casca fina de forma livre (Vizotto, 2010).

As estruturas em casca de formas livres de bases com plantas triangular e hexagonal utilizadas na presente pesquisa foram geradas por Vizotto e Ferreira (2014) utilizando o modelo numérico computacional desenvolvido por Vizotto (1993). Para comparar as formas das cascas obtidas por meio desse processo os pesquisadores utilizaram o *software* ANSYS®, através do módulo *Ansys/Workbench/Static Structural/Geometry and Engineering*, em que foi adotada uma membrana fictícia virtual com o Módulo de Elasticidade hipotético igual a 20 MPa e Coeficiente de Poisson de 0,001, que conferem características de grande flexibilidade à membrana sob a ação do peso próprio para gerar as estruturas em casca de formas livres de bases triangular e hexagonal.

No processo de geração das cascas a partir das malhas de elementos finitos, as membranas virtuais são invertidas em relação ao plano de referência horizontal para se obter as estruturas em casca de concreto com as formas das superfícies médias dos modelos. Através deste processo, foram geradas as cascas de formas livres triangular e hexagonal apoiadas nos vértices, como são mostradas nas Figuras 33 e 34, com suas respectivas dimensões.

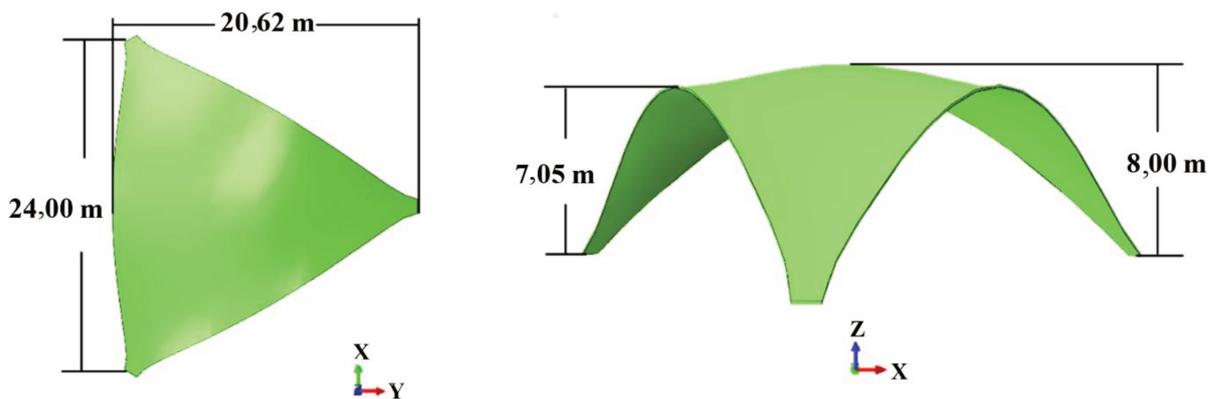


Figura 33. Dimensões do modelo computacional de casca de forma livre de base triangular.

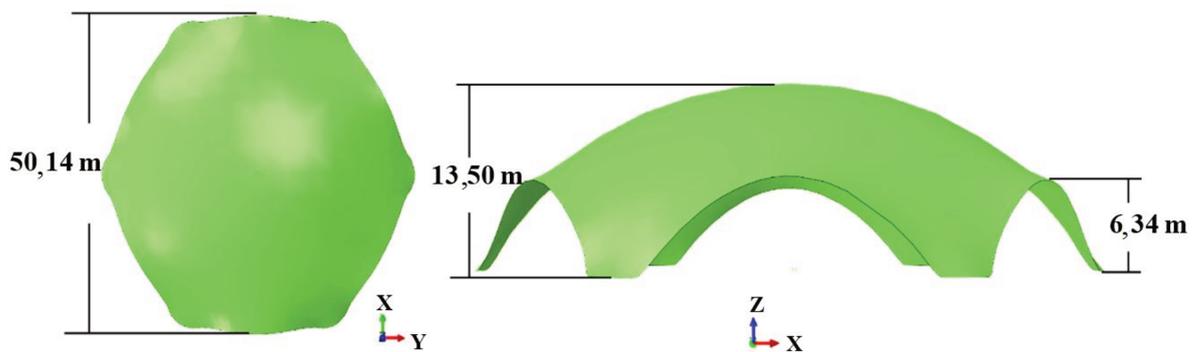


Figura 34. Dimensões do modelo computacional de casca de forma livre de base hexagonal.

5.2 Modelo para definição da armadura e especificação dos materiais

Para a modelagem das cascas de formas livres em concreto armado neste trabalho, foi utilizado o programa ABAQUS® (ABAQUS-6.14, 2016), *software* baseado no Método dos Elementos Finitos, que permite analisar estruturas com qualquer geometria e materiais, e processar diversos problemas estruturais envolvendo condições extremas de carregamentos.

Na presente pesquisa foi empregada a ferramenta ABAQUS/*Explicit*, na qual são simulados carregamentos dinâmicos, que correspondem aos problemas que envolvem não-linearidade física e geométrica. As etapas para realização do estudo da capacidade consistem, em primeiro lugar, numa análise estática linear onde são definidas as condições geométricas da casca para que a estrutura seja solicitada somente por tensões de compressão, de acordo com a Teoria de Membrana para cascas finas (Timoshenko e Woinowsky-Krieger, 1964; Gould, 1988), e na sequência se dá o processamento da análise não linear do tipo *pushover* para obtenção dos

resultados das curvas de capacidade e dos diferentes níveis de danos para as estruturas.

5.2.1 Análise estática linear para definição da armadura

Para a determinação da armadura para as estruturas em casca de formas livres em concreto armado geradas sob a ação do peso próprio e submetidas somente a tensões de compressão, é conveniente iniciar o processo com uma análise do comportamento estático linear das estruturas. Com as informações obtidas é possível calcular a armadura necessária para cada caso, variando-se a resistência do concreto e espessura da seção transversal.

Os modelos foram analisados para concreto com três valores de resistência à compressão (f_c), e para cada resistência considerada é variada a espessura (e) da seção transversal, adotando-se a espessura mínima de 20 cm (Tabela 8)

Tabela 8. Características mecânicas e variações da resistência do concreto e espessura.

f_c (MPa)	Densidade Kg/m ³	Módulo de Elasticidade (GPa)	Coefficiente de Poisson γ	Resistência à Tração (MPa)	Ângulo de Atrito Interno	Espessura e (cm)
20	2.500	25	0,2	2,7	36°	20
						35
						45
						55
30	2.500	31	0,2	3,5	36°	20
						35
						45
						55
50	2.500	40	0,2	5	36°	20
						35
						45
						55

É possível verificar que essa dimensão proporciona espaço suficiente para a colocação da armadura, o qual evita a concentração de esforço de tração, e permite um cobrimento de 3,5 cm para impedir a exposição da armadura, prevenindo a deterioração da estrutura por corrosão. Esta espessura mínima é maior que as considerações apresentadas na *Concrete Shell Structures Practice and Commentary* ACI 334.1 R-1992, em que é recomendada uma espessura mínima de 7,5 cm,

admitindo-se o valor de 6,5 cm em cúpulas de concreto pré-moldado. A norma também esclarece que para estruturas laminares de grande vão a espessura pode ser maior, e é necessário mantê-la em toda a superfície da casca, garantindo que só ocorram esforços de compressão.

Os carregamentos considerados para a análise estática linear da casca estão baseados na Norma Brasileira *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações* ABNT NBR 6120:2000 e com o Eurocode-1:2002 *Actions on structures*, que especificam as condições exigíveis para determinação dos valores das cargas que devem ser consideradas para o projeto de estrutura de edificações, qualquer que seja sua classe e destino.

A norma brasileira define dois tipos de carregamento a serem considerados: (i) carregamento permanente, que é constituído pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes, carregamento automaticamente estabelecido pelas propriedades do material; e (ii) e carregamento acidental, que corresponde ao carregamento que pode atuar sobre as estruturas de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos, etc).

As normas determinam como carregamento mínimo acidental para coberturas inacessíveis às pessoas o valor de 0,5 kN/m², que é o valor adotado na configuração do carregamento acidental estático. Pesquisas sobre análise do comportamento de estruturas em casca de formas livres sob a ação do vento podem ser encontradas em estudos realizados por Ferreira (2013) e Caycedo (2013).

5.2.1.1 Tipo de elemento finito e condições de contorno

O *software* ABAQUS® apresenta uma ampla biblioteca de elementos finitos, que podem ser utilizados para modelar estruturas em casca. Neste trabalho foi adotado o elemento S4R, referindo-se à convenção da nomenclatura para um elemento tipo casca de quatro pontos nodais e com seis graus de liberdade por nó (três deslocamentos de translação e três rotações), com a integração reduzida e com comportamento que satisfaz as restrições de Kirchhoff-Love (Figura 35).

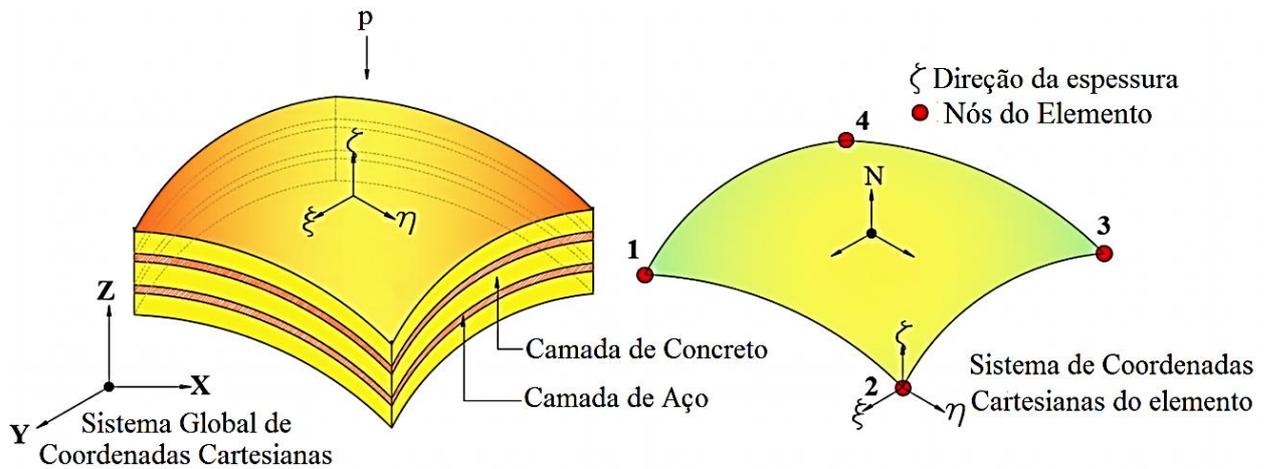


Figura 35. Seção transversal e sistema de coordenadas do elemento SHELL S4R. (Adaptado do modelo ABAQUS ®).

A superfície superior do elemento é definida como a direção normal positiva, e para a geração das estruturas em casca de formas livres foi aplicado o carregamento inverso do peso próprio (P) na direção Z negativa. Para simular os apoios fixos para as membranas, localizados nas extremidades dos vértices da estrutura, foram definidas como condições de contorno as restrições relacionadas aos graus de liberdade dos deslocamentos de translação para a vinculação dos pontos nodais dessas regiões.

Para modelar a seção transversal da estrutura é utilizada a abordagem de camadas aplicando-se integração numérica ao longo da direção da espessura, que é conveniente quando são utilizados materiais não lineares, como é o caso do concreto armado (Luu *et al.*, 2017). Com o ABAQUS ® é possível discretizar a espessura total da seção em várias camadas totalmente aderentes, compostas pelas camadas de concreto não confinados da região do cobrimento, a camada do concreto confinado na região interna às armaduras, e as camadas de armaduras, nas quais são atribuídas as diferentes propriedades mecânicas dos materiais envolvidos, conforme ilustrado na Figura 35.

O computador utilizado para os processamentos dos casos analisados é equipado com memória RAM de 32 GB e com 8 processadores de 64 bits Intel® Core™ i7-4790 CPU @ 3.6GHz. Foram processados um total de 120 casos de estruturas em casca de formas livres de base hexagonal e 120 casos de base

triangular. Após a configuração dos parâmetros anteriormente descritos, foi gerada a malha para cada estrutura com as características mostradas na Tabela 9.

Tabela 9. Características das malhas geradas.

Parâmetros	Casca de Formas Livres	
	Hexagonal	Triangular
Número de nós por elemento	4	4
Graus de liberdade por nó	6	6
Número total de pontos nodais	29.432	39.808
Número total de graus de liberdade	176.592	238.848
Número total de elementos	7.358	9.952
Número de processadores	8	8
Tempo total médio de CPU (seg)	2.340	1.740
Método de análise	<i>Explicit</i>	
Elemento finito	SHELL S4R	
Integração	Reduzida	

5.2.1.2 Resultados obtidos da análise estática linear

Nas Tabelas 10 e 11 são apresentados os resultados dos modelos estáticos lineares para cascas de formas livres com plantas hexagonal e triangular sob a ação do peso próprio e carregamento acidental de $0,5 \text{ kN/m}^2$, indicando as tensões principais S_1 e S_2 (eixos ξ e η respectivamente), com valores máximos nas regiões dos apoios. A tensão principal S_3 , correspondente à direção do eixo ζ , é nula para todos os modelos, sendo este efeito devido ao comportamento de membrana e às pequenas espessuras, e que resultam somente em tensões de compressão nas cascas. Igualmente são apresentados os deslocamentos (U_1 , U_2 e U_3) nas direções principais das cascas.

Nas Figuras 36 e 37 são apresentadas as tensões principais (S_1 , S_2) e os deslocamentos (U_1 , U_2 e U_3) obtidos para as três direções principais para as cascas de bases hexagonal e triangular respectivamente, com resistência do concreto à compressão de 20 MPa e espessura de 20 cm. Nos modelos é possível observar claramente os valores da tensão de compressão em todo o domínio das cascas, e os respectivos deslocamentos, que são pequenos, como era esperado para o comportamento dessas estruturas.

Tabela 10. Valores das tensões e deslocamentos principais para a superfície média da casca hexagonal.

Modelo Hexagonal		Tensões Principais (10^{-2} MPa)		Deslocamentos (10^{-3} mm)			
f_c (MPa)	e (cm)		S ₁	S ₂	U ₁	U ₂	U ₃
20	20	Máx.	-0,387	-0,450	14,93	13,66	-18,47
		Min.	-3,900	-4,499	-17,42	-14,95	0,000
	35	Máx.	-0,467	-0,234	3,779	2,902	-15,99
		Min.	-4,962	-2,432	-3,642	-2,496	0,000
	45	Máx.	-0,428	-0,173	2,095	1,897	-14,31
		Min.	-3,996	-1,978	-2,036	-1,693	0,000
55	Máx.	-0,395	-0,148	1,297	1,172	-13,56	
	Min.	-4,153	-2,585	-1,867	-1,859	0,000	
30	20	Máx.	-0,377	-0,353	13,70	12,62	-13,58
		Min.	-4,092	-4,496	-16,02	-13,65	0,000
	35	Máx.	-0,467	-0,208	2,580	2,332	-12,33
		Min.	-4,935	-2,875	-2,931	-2,058	0,000
	45	Máx.	-0,421	-0,171	1,422	1,286	-12,38
		Min.	-3,521	-1,960	-1,389	-1,148	0,000
55	Máx.	-0,339	-0,148	0,891	0,897	-12,53	
	Min.	-2,673	-1,477	-1,782	-1,719	0,000	
50	20	Máx.	-0,370	-0,254	11,54	12,58	-13,36
		Min.	-3,664	-4,490	-15,46	-12,01	0,000
	35	Máx.	-0,429	-0,206	1,988	1,811	-12,89
		Min.	-4,901	-2,373	-1,912	-1,595	0,000
	45	Máx.	-0,421	-0,170	1,103	1,187	-12,15
		Min.	-3,295	-1,952	-1,072	-1,098	0,000
55	Máx.	-0,339	-0,148	0,822	0,619	-12,47	
	Min.	-2,618	-1,477	-1,657	-1,716	0,000	

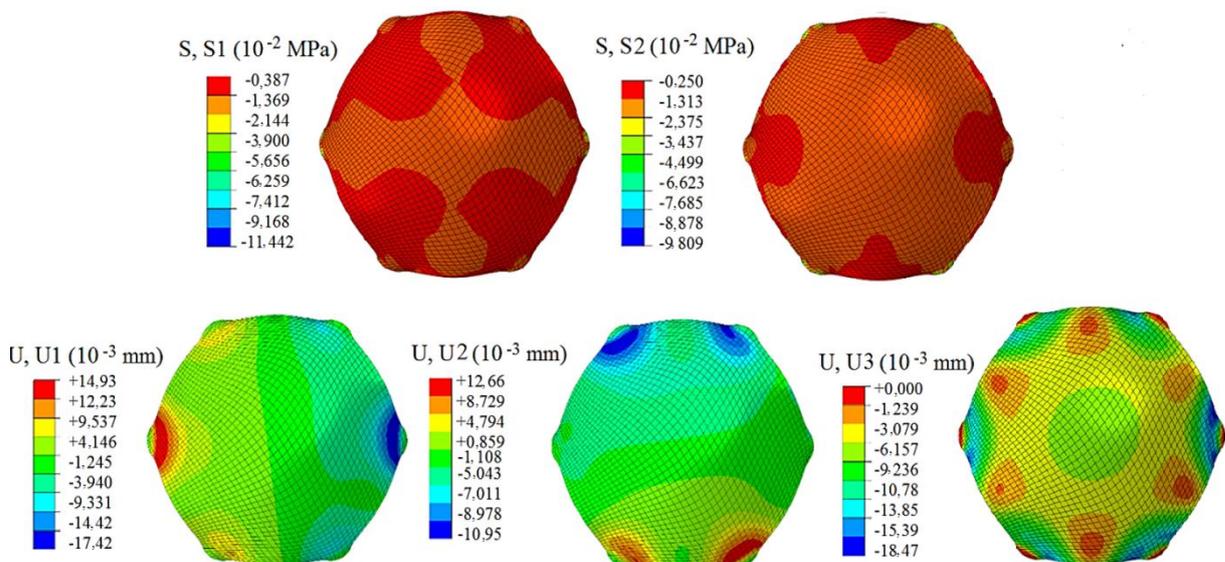


Figura 36. Tensões principais S_1 , S_2 . Deslocamentos nas direções principais para a superfície média do modelo hexagonal ($f_c = 20$ MPa, espessura = 20 cm). Fonte: (Próprio Autor).

Tabela 11. Valores das tensões e deslocamentos principais para a superfície média da casca triangular.

Modelo Triangular		Tensões Principais (10^{-2} MPa)		Deslocamentos (10^{-3} mm)			
f_c (MPa)	e (cm)		S_1	S_2	U_1	U_2	U_3
20	20	Máx.	-0,579	-0,508	15,28	26,45	-25,76
		Min.	-3,582	-2,531	-50,54	-26,64	0,000
	35	Máx.	-0,283	-0,508	3,395	5,846	-13,79
		Min.	-2,278	-2,536	-5,896	-5,851	0,000
	45	Máx.	-0,126	-0,839	1,676	2,869	-15,489
		Min.	-1,216	-1,268	-3,308	-2,799	0,000
55	Máx.	-0,108	-0,230	1,852	1,609	-13,63	
	Min.	-1,110	-1,126	-1,867	-1,593	0,000	
30	20	Máx.	-0,181	-0,369	12,43	24,82	-25,02
		Min.	-1,798	-1,785	-46,47	-24,79	0,000
	35	Máx.	-0,179	-0,508	1,275	4,215	-8,998
		Min.	-1,783	-1,887	-2,552	-4,058	0,000
	45	Máx.	-0,125	-0,281	1,403	2,406	-14,56
		Min.	-1,152	-1,265	-2,752	-2,601	0,000
55	Máx.	-0,108	-0,226	1,698	1,045	-12,34	
	Min.	-1,037	-1,125	-1,199	-1,151	0,000	
50	20	Máx.	-0,179	-0,301	11,75	22,12	-24,21
		Min.	-1,734	-1,533	-41,46	-22,19	0,000
	35	Máx.	-0,138	-0,195	1,188	3,779	-7,131
		Min.	-1,704	-1,792	-1,312	-3,487	0,000
	45	Máx.	-0,121	-0,281	1,083	1,987	-13,55
		Min.	-1,053	-1,415	-2,072	-1,898	0,000
55	Máx.	-0,108	-0,226	1,522	1,045	-12,21	
	Min.	-1,006	-1,125	-1,057	-1,062	0,000	

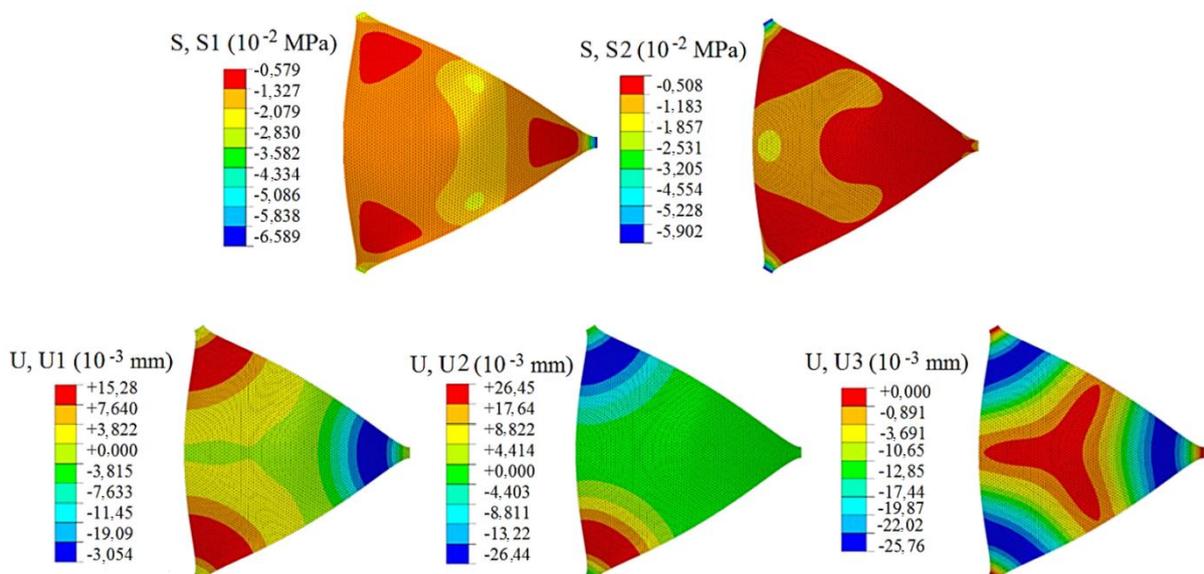


Figura 37. Tensões principais S_1 , S_2 . Deslocamentos nas direções principais para a superfície média do modelo triangular ($f_c = 20$ MPa, espessura = 20 cm). Fonte: (Próprio Autor).

5.2.2 Especificações dos materiais

Com base nas informações resultantes da análise estática linear inicial, são obtidas as informações necessárias para se proceder à análise estática não linear das cascas de formas livres adotadas como modelos para a definição das armaduras.

5.2.2.1 Definição da armadura

As armaduras para as estruturas em casca são aplicadas de acordo com quatro requisitos básicos para análise e dimensionamento estrutural, que servem: (i) para absorver parte da transferência dos esforços de membrana; (ii), para proporcionar uma rede de distribuição das cargas concentradas aplicadas; (iii) para controlar as variações de volume causadas pelos efeitos de temperatura; e (iv) para resistir à tensão dos momentos de flexão e torção, evitando a probabilidade de ocorrer a perda de estabilidade das estruturas (ACI 318 M-05, 2005).

Os valores máximos de tensão para as cascas de formas livres de base hexagonal e triangular são, respectivamente, S_1 de $-4,962 \times 10^{-2}$ MPa e S_2 de $-4,499 \times 10^{-2}$ MPa, sendo que o maior valor de compressão ($-4,962 \times 10^{-2}$ MPa) corresponderia a 24,81% da resistência à compressão do concreto de 20 MPa. Portanto, a armadura a ser considerada é a mínima para contribuir nas questões construtivas e de segurança. Com base nos resultados de momentos fletores e seguindo a analogia do método de placas, são determinadas as armaduras para as diferentes variações referentes às cascas hexagonal e triangular, conforme apresentado na Tabela 12. Esta metodologia é implementada a partir de determinações recomendadas pelo ACI 318 – 2005, que menciona que pode ser aplicada para as cascas qualquer procedimento de projeto que assegure o equilíbrio com suficiente resistência e, também, pela diretriz apresentada na norma brasileira *Projeto de estruturas de concreto* ABNT NBR 6118:2004, para a determinação da taxa de armadura a ser utilizada, regida pelas Equações 14 a 21.

Para o detalhamento construtivo, são colocadas duas camadas de armadura próximas às superfícies superior e inferior das cascas para contribuir com a

resistência aos esforços de flexão caso ocorram e de membrana conforme é mostrado na Figura 38, tendo sido determinado a colocação de armadura mínima para todos os casos de solicitações.

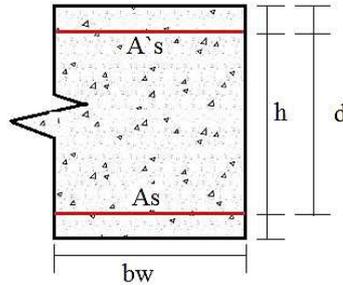


Figura 38. Secção transversal padrão. Fonte: (Próprio Autor)

Deste modo,

$$Msd \leq Mrd, lim = \begin{cases} 0,272 * b_w * d^2 * f_{cd} & f_{cd} \leq 35MPa \\ 0,228 * b_w * d^2 * f_{cd} & f_{cd} > 35MPa \end{cases} \quad (14)$$

$$b_w = 100 \text{ cm} \quad (15)$$

$$d = h - 3,5 \text{ cm} \quad (16)$$

$$B_x = \left[1,25 - \sqrt{1,5625 - \frac{Msd}{0,272 * b_w * d^2 * f_{cd}}} \right] \leq \begin{cases} 0,5 & f_{ck} \leq 35MPa \\ 0,4 & f_{ck} > 35MPa \end{cases} \quad (17)$$

$$B_z = 1 - 0,4 * B_x \quad (18)$$

$$B_s = \begin{cases} 1,0 & B_x \leq 0,259 \\ \left(\frac{E_s}{f_{yd}} * \left(\frac{1-B_x}{B_x} \right) * 3,5\% \right) \leq 1 & B_x \leq 0,259 \end{cases} \quad (19)$$

$$A_c = b_w * h$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,023 * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * A_c \quad A_{s \text{ min}} \text{ para armadura nas duas direções} \quad (20)$$

$$A_s = \left(\frac{Msd}{B_z * d * B_s * f_{yd}} \right) \geq A_{s \text{ min}} \quad (21)$$

onde:

A_c :	Área do concreto
A_s :	Área da seção transversal da armadura
$A_{s\ min}$:	Área da seção transversal mínima da armadura
b_w :	Largura da seção
B_s :	Valor adimensional que define a tensão a tração referente ao reforço (A_s)
B_x :	Coefficiente adimensional que define a posição da linha neutra
B_z :	Valor adimensional que define o braço da alavanca do binário de forças
d :	Altura útil da seção
f_{ck} :	Resistência característica à compressão do concreto
f_{cd} :	Resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{yc} :	Resistência ao escoamento característica do aço CA-50 (500 MPa)
f_{yd} :	Resistência ao escoamento do aço para cálculo
h :	Espessura da seção
$M_{rd\ lim}$:	Momento fletor resistente de cálculo correspondente ao limite de ductilidade da seção
M_{sd} :	Momento fletor calculado estaticamente.

Tabela 12. Armadura definida para cada caso analisado da casca hexagonal e triangular.

f_c (MPa)	e (cm)	Hexagonal		Triangular	
		Max. Momento (10^{-1} kN.m)	A_s Min* (cm^2/m)	Max. Momento (10^{-1} kN.m)	A_s Min (cm^2/m)
20	20	2,672	2,67	1,04	1,67
	35	2,816	3,45	3,121	2,99
	45	4,167	3,77	5,00	3,77
	55	5,193	4,60	7,498	4,60
30	20	2,647	2,72	1,36	3,39
	35	3,978	4,39	4,729	4,58
	45	4,569	5,65	6,258	5,04
	55	5,610	6,91	8,989	6,91
50	20	2,701	4,18	1,598	4,18
	35	3,924	7,33	5,574	7,33
	45	4,369	9,42	7,180	9,42
	55	5,807	11,52	9,500	11,52

5.2.2.2 Atribuição do comportamento não linear dos materiais para modelagem computacional

A modelagem do concreto pelo *software* ABAQUS® segue a metodologia da norma *CEB-FIP Model Code 1990*. O comportamento do concreto solicitado à

tração segue uma relação elástica linear até atingir o valor da tensão de fratura (σ_{to}), sendo que depois de superado este valor ocorre a perda de resistência do material, sendo este comportamento conhecido como *softening*. No caso da compressão, o concreto apresenta uma relação elástica linear entre tensão e deformação, cuja inclinação representa o Módulo de Elasticidade (E_0), até atingir a tensão limite de elasticidade (σ_{co}).

Na sequência, o material apresenta comportamento plástico, assumindo a forma parabólica com pico máximo no esforço último (σ_{cu}), sendo que a partir deste valor o concreto perde resistência e as áreas comprimidas entram em ruptura (Nikaido *et al.*, 2015). Na Figura 39 são ilustradas as deformações elástica e plástica do concreto à compressão (ε_c^{el} , ε_c^{pl}) e à tração (ε_t^{el} , ε_t^{pl}), sendo σ_t a resistência à tração, σ_{to} a tensão máxima à tração, ε_t a deformação à tração, d_c o dano do concreto à compressão e d_t o dano do concreto à tração.

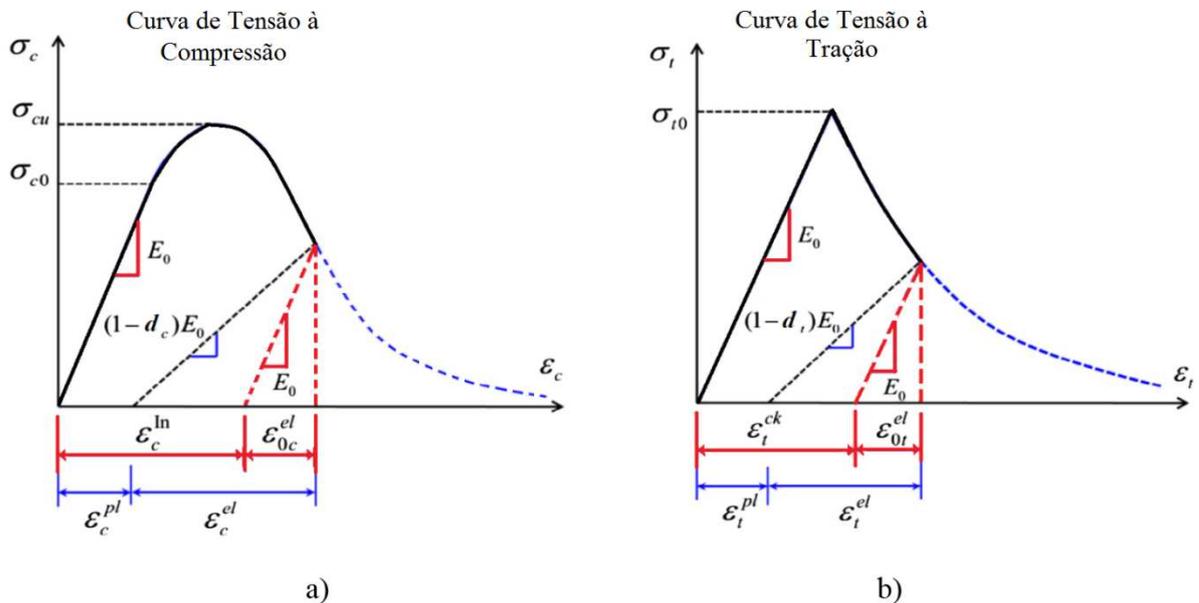


Figura 39. Curvas tensão - deformação do comportamento uniaxial do concreto: a) compressão e b) tração. Fonte: Adaptado do modelo de ABAQUS®.

Das Equações 22 a 24 é apresentado o modelo da CEB-FIP 1990, para o comportamento do concreto à compressão, que representa todo o ramo ascendente

da curva e a parte do ramo descendente até $\sigma_c = 0,5 f_{cm}$, e sendo E_{ct} o Módulo de Elasticidade tangente na origem e σ_c a tensão à compressão:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{A(\varepsilon_c/\varepsilon_{c0}) - (\varepsilon_c/\varepsilon_{c0})^2}{1 + (A - 2) * (\varepsilon_c/\varepsilon_{c0})} \quad (22)$$

onde,

$$A = \frac{\varepsilon_{ct} * \varepsilon_{c0}}{f_{cm}} \quad (23)$$

$$E_{ct} = 21500 \left(f_{cm}/10 \right)^{0,33} \quad (24)$$

Para o ramo descendente, as Equações 25 a 27 são utilizadas para interpolar a curva a partir de $\sigma_c = 0,5 f_{cm}$.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \left[\left[\frac{\varepsilon}{(\varepsilon_{c1}/\varepsilon_{c0})} - \frac{2}{(\varepsilon_{c1}/\varepsilon_{c0})^2} \right] \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 + \left[\frac{4}{(\varepsilon_{c1}/\varepsilon_{c0})} - \varepsilon \right] \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right) \right]^{-1} \quad (25)$$

onde,

$$\frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{c0}} = (0,25A + 0,5) + [0,25(0,5A + 1)^2 - 0,5]^{0,5} \quad (26)$$

$$\varepsilon = \frac{4 \left[(\varepsilon_{c1}/\varepsilon_{c0})^2 (A - 2) + 2(\varepsilon_{c1}/\varepsilon_{c0}) - A \right]}{\left[(\varepsilon_{c1}/\varepsilon_{c0})(A - 2) + 1 \right]^2} \quad (27)$$

As Equações 28 e 29 interpolam o comportamento para tração, sendo f'_t a resistência à tração, σ_{t0} a tensão máxima à tração, ε_{c0} deformação da tensão crítica à força de tração e ε_t a deformação à tração:

$$f_{c2max} = \frac{f'_t}{0,8 + 170 * \varepsilon_{c0}} \quad (28)$$

$$\sigma_{t0} = f_{c2max} \left[2 \left(\varepsilon_{c0} / \varepsilon_t \right) - \left(\varepsilon_{c0} / \varepsilon_t \right)^2 \right] \quad (29)$$

Para simular por meio do *software* ABAQUS® a plasticidade do concreto com acúmulo de dano, é utilizado o modelo pré-definido e denominado *Concrete Damage Plasticity*, que considera o comportamento elasto-plástico de materiais para todos os tipos de estruturas, que inclui a previsão de danos irreversíveis impostos durante o processo de fratura, além de considerar a degradação da rigidez causada pela deformação plástica do material. Para indicar o grau de dano, é utilizado um índice numérico que varia de zero (0) a um (1), sendo que zero representa o material sem danos e o valor unitário representa o material totalmente danificado. As Equações 30 e 31 são utilizadas para determinar o dano do concreto à compressão e à tração, respectivamente:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c / \varepsilon_c}{E_0} \quad (30)$$

$$d_t = 1 - \frac{\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_t} \quad (31)$$

Nas Figuras 40 e 41 são apresentados os modelos do comportamento do concreto à compressão e à tração, respectivamente, e seus respectivos modelos de dano, indicando os valores obtidos para as curvas de tensão à compressão e à tração para o concreto com resistências à compressão de 20, 30 e 50 MPa.

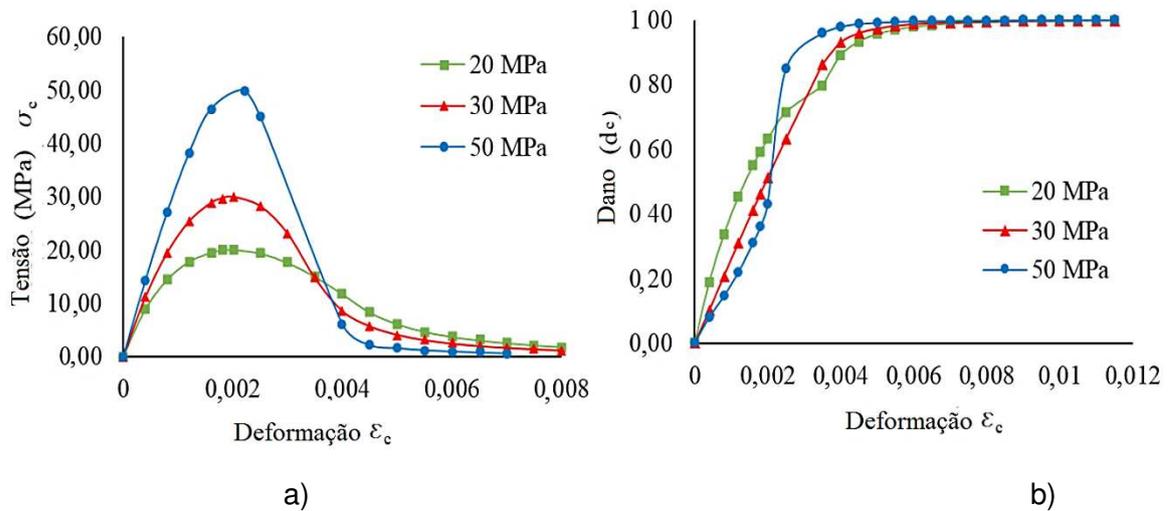


Figura 40. Comportamento mecânico do concreto: a) Curva Tensão *versus* Deformação à compressão. b) Modelo do dano à compressão. Fonte: (Próprio Autor).

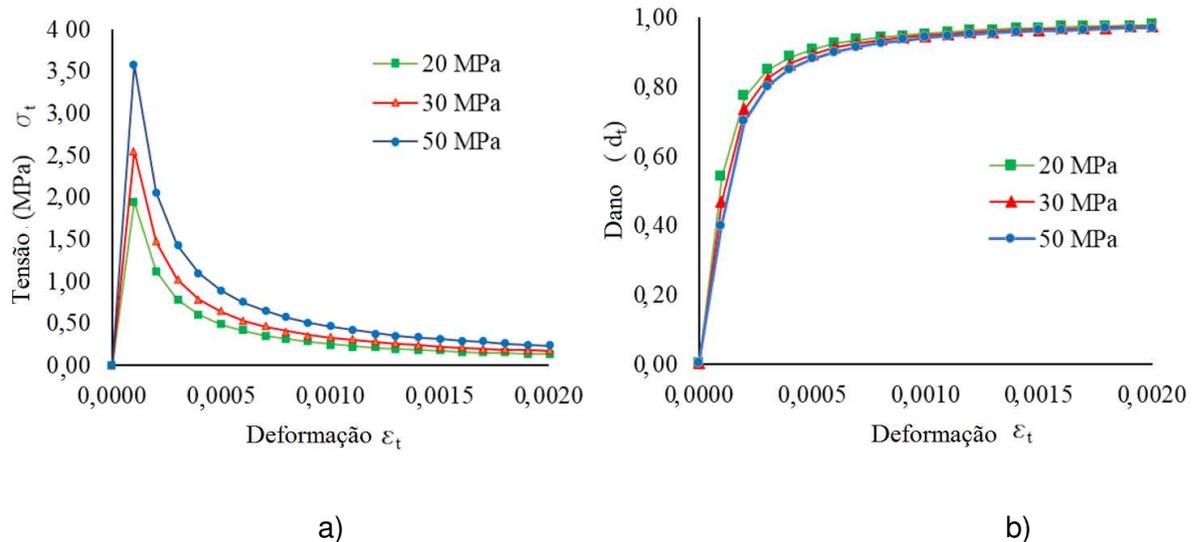


Figura 41. Comportamento mecânico do concreto: a) Curva Tensão *versus* Deformação à tração. b) Modelo do dano à tração. Fonte: (Próprio Autor).

Para modelar o comportamento do aço representado pela curva tensão-deformação não linear mostrada na Figura 42 são adotados os parâmetros estabelecidos pela ABNT NBR-8800 de 2008, sendo utilizadas as equações do modelo definido por Ramberg e Osgood (1941). O modelo envolve os seguintes critérios mecânicos para construir a curva tensão-deformação do aço: Módulo de Elasticidade inicial (E_0), tensão máxima (σ_u), e $\sigma_{0,2}$ e $\sigma_{0,01}$ como 0,2% e 0,01% do valor da tensão máxima (Rasmussen, 2003).

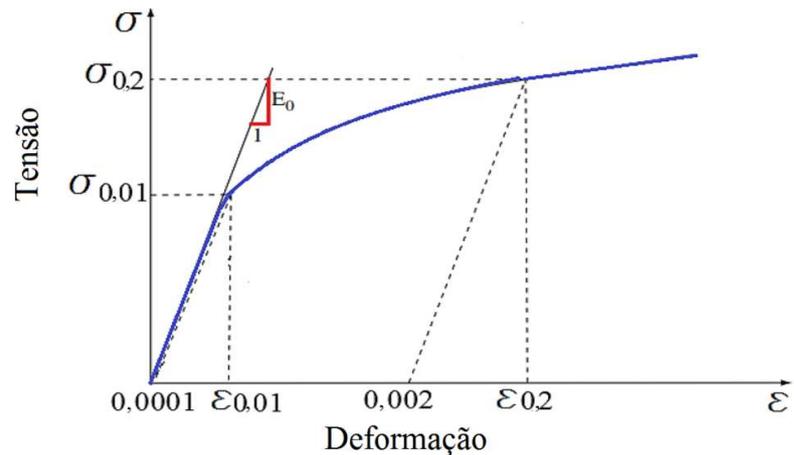


Figura 42. Curva típica tensão *versus* deformação para o aço. Adaptado de Ramberg e Osgood (1941).

Assim, para o aço CA-50 com Módulo de Elasticidade de 210 GPa, tensão de escoamento de 500 MPa, densidade de 7.800 kg/m³ e Coeficiente de Poisson de 0,3 é obtido o gráfico com as informações apresentadas na Figura 43.

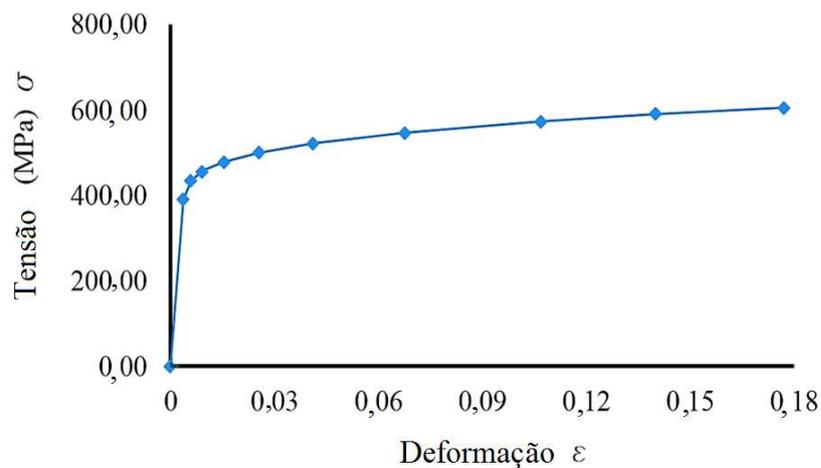


Figura 43. Curva tensão *versus* deformação para o aço adotado. Fonte: (Próprio Autor).

A partir da definição da geometria e propriedades mecânicas para os modelos de elementos finitos das estruturas em casca de formas livres de concreto de base triangular e hexagonal, são realizadas a análise estática não linear *pushover* e a análise dinâmica não linear transiente (*time-history*) apresentadas nos capítulos seguintes (Capítulo VI e Capítulo VII).

CAPÍTULO VI

CAPACIDADE ESTRUTURAL DE CASCAS DE FORMAS LIVRES DE CONCRETO ARMADO

Com objetivo de avaliar a capacidade estrutural para as cascas de formas livres de concreto armado é iniciado o processo para se obter as curvas de capacidade para cada uma das estruturas com bases hexagonal e triangular, a partir da realização de análises estáticas não lineares tipo *pushover*, que permitem caracterizar o comportamento inelástico das cascas com características mecânicas e geométricas definidas no capítulo anterior.

6.1 Modelo estático não linear *pushover*

A metodologia proposta para se definir a capacidade estrutural é baseada nos códigos *Federal Emergency Management Agency FEMA-273* de 1997 e do Conselho de Tecnologia Aplicada (ATC) com a norma *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, ATC 40 de 1996.

Para se obter deslocamentos semelhantes quantitativamente corretos da resposta sísmica, a análise de *pushover* é baseada na hipótese de que a resposta das estruturas é controlada pelos primeiros modos da vibração predominantemente translacionais, nos quais o fator de participação da massa seja maior que 70% aproximadamente (Fajfar, 2002). No caso das estruturas em casca, a resposta dinâmica pode ser representada como uma combinação linear dos modos longitudinais de vibração livre, sendo o primeiro modo o mais importante para a análise sísmica (Gould, 1988).

Para as cascas de formas livres pesquisadas, foram realizadas análises modais para as quais foram obtidas as frequências naturais e fatores de participação de massa nas direções ortogonais X, Y (eixos horizontais) e Z (eixo vertical). São apresentados os resultados para os cinco primeiros modos de vibração natural, já que estes modos representam as frequências de excitação causadas por sismos, que

estão entre 1 e 10 Hz, como é possível ver na Figura 26. Verificou-se que a resposta do sistema é predominantemente dominada pelos dois primeiros modos de vibração translacional, nos quais o fator de participação de massa modal é maior que 80% nas direções horizontais (X e Y).

No caso de cascas de formas livres estudadas, o modo de vibração vertical tem menor influência na resposta, como pode ser observado nos fatores de participação de massa apresentados nas Tabelas 13 e 14 para os eixos verticais (direção Z) de bases hexagonal e triangular, respectivamente. Nas Figuras Figura 44 e Figura 45 são mostrados os gráficos dos cinco primeiros modos de vibração para as cascas analisadas.

Tabela 13. Características dinâmicas das cascas de formas livres de concreto de base hexagonal.

Modo	fc (MPa)	20				30				50			
	e (cm)	20	35	45	55	20	35	45	55	20	35	45	55
1	Frequência	3,69	4,85	5,67	6,2	3,73	4,97	5,82	6,32	3,73	4,97	6,47	6,62
	Massa % X	89,5	89,5	85	83,7	89,5	88	85,1	84,6	85,5	87	85,1	89,7
	Massa % Y	68,1	69,1	71,1	68,8	67,1	69,8	72,1	68,7	69,1	62,8	71,6	68,8
	Massa % Z	0,1	0,1	0,02	0,02	0,1	0,01	0,02	0,02	0,1	0,01	0,02	0,02
2	Frequência	3,8	4,9	5,7	6,3	3,8	5	5,9	6,4	3,8	5	6,5	6,7
	Massa % X	68,7	69,7	72,6	69,3	67,7	70,9	72,7	67,2	69,7	62,9	72,7	69,3
	Massa % Y	89,4	89,4	85,4	83,3	89,4	88,7	85,7	83,2	85,4	86,7	85,7	89,3
	Massa % Z	0,47	0,47	0,19	0,26	0,47	0,04	0,19	0,27	0,47	0,04	0,2	0,28
3	Frequência	4,5	6,4	7,8	8,8	4,5	6,6	8,8	9	4,5	6,6	9,2	9,3
	Massa % X	3,32	3,32	1,08	0,81	3,33	1,61	1,07	0,78	3,33	1,61	1,06	0,75
	Massa % Y	2,47	2,47	0,97	0,75	2,47	1,37	0,95	0,71	2,47	1,37	0,95	0,69
	Massa % Z	12,4	12,4	12,1	16,2	12,4	13,6	13,6	13,9	12,4	13,3	13,6	13,9
4	Frequência	5,7	7,3	8,5	9,4	5,8	7,5	8,8	9,5	5,8	7,5	9,8	10
	Massa % X	6,79	6,79	0,92	0,9	6,7	0,61	0,93	0,9	6,7	0,61	0,93	0,9
	Massa % Y	8,21	8,21	2,33	2,24	8,11	1,86	2,35	2,22	8,11	1,86	2,36	2,22
	Massa % Z	0,03	0,03	0,26	0,36	0,04	0,19	0,27	0,39	0,04	0,19	0,27	0,42
5	Frequência	5,9	8,1	9,9	11,1	5,9	8,3	10,1	11,3	5,9	8,3	11,5	11,6
	Massa % X	13,9	13,9	1,05	1,78	14,0	5,36	0,9	2,3	14,0	5,36	0,82	2,81
	Massa % Y	17,1	17,15	0,8	0,86	17,06	5,31	0,66	0,85	17,06	5,31	0,59	0,77
	Massa % Z	0,55	0,55	0,56	0,65	0,56	0,53	0,56	0,67	0,56	0,53	0,56	0,69

Tabela 14. Características dinâmicas das cascas de formas livres de concreto de base triangular.

Modo	fc (MPa)	20				30				50			
	e (cm)	20	35	45	55	20	35	45	55	20	35	45	55
1	Frequência	3,8	3,8	4,6	5,4	3,8	3,8	4,7	5,6	3,9	3,9	5,4	5,7
	Massa % X	98,3	95,8	98	99	96,8	96,8	98	96,2	98,9	96,9	98,1	96,9
	Massa % Y	27,2	23	26,8	28,6	21,7	24	26,7	28,4	20,5	24,7	26,3	25
	Massa % Z	0,001	0,004	0,004	0,003	0,004	0,004	0,004	0,003	0,004	0,004	0,004	0,003
2	Frequência	3,8	3,8	4,6	5,4	3,8	3,8	4,7	5,6	3,9	3,9	5,4	5,7
	Massa % X	21,7	23,2	27,5	28,2	21,7	24,7	27,5	28	20,7	24,7	26,4	25,9
	Massa % Y	98,8	96,3	97,2	97,2	96,3	97,3	97,2	97,3	98,4	96,4	97,2	97,4
	Massa % Z	0,004	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001
3	Frequência	7,4	7,4	9	10,4	7,4	7,4	9,2	10,8	7,5	7,5	10,5	11
	Massa % X	0,004	0,004	0,003	0,002	0,004	0,004	0,003	0,002	0,004	0,004	0,003	0,002
	Massa % Y	0,009	0,009	0,006	0,004	0,009	0,009	0,006	0,004	0,009	0,009	0,006	0,004
	Massa % Z	0,0005	0,0005	0,003	0,0002	0,0005	0,0005	0,0003	0,0004	0,0003	0,0003	0,0003	0,0005
4	Frequência	7,6	7,6	9,4	11	7,6	7,6	9,6	11,4	7,8	7,8	10,9	11,7
	Massa % X	0,002	0,002	0,002	0,001	0,002	0,002	0,002	0,001	0,002	0,002	0,002	0,001
	Massa % Y	0,003	0,003	0,004	0,005	0,003	0,003	0,004	0,005	0,003	0,003	0,004	0,005
	Massa % Z	2,5	2,5	4,4	7	2,5	2,5	4,4	7,5	2,5	2,5	4,5	7,9
5	Frequência	11,6	11,6	14,3	16,6	11,6	11,6	14,6	17,2	11,9	11,9	16,7	17,6
	Massa % X	13,9	13,9	11,2	5,8	13,9	13,9	11,2	5,6	14	14	11,1	5,6
	Massa % Y	7,9	7,9	14,4	22	7,9	7,9	14,4	22,8	8,2	8,2	14,5	23,3
	Massa % Z	0,003	0,003	0,001	0,006	0,003	0,003	0,001	0,007	0,002	0,002	0,002	0,008

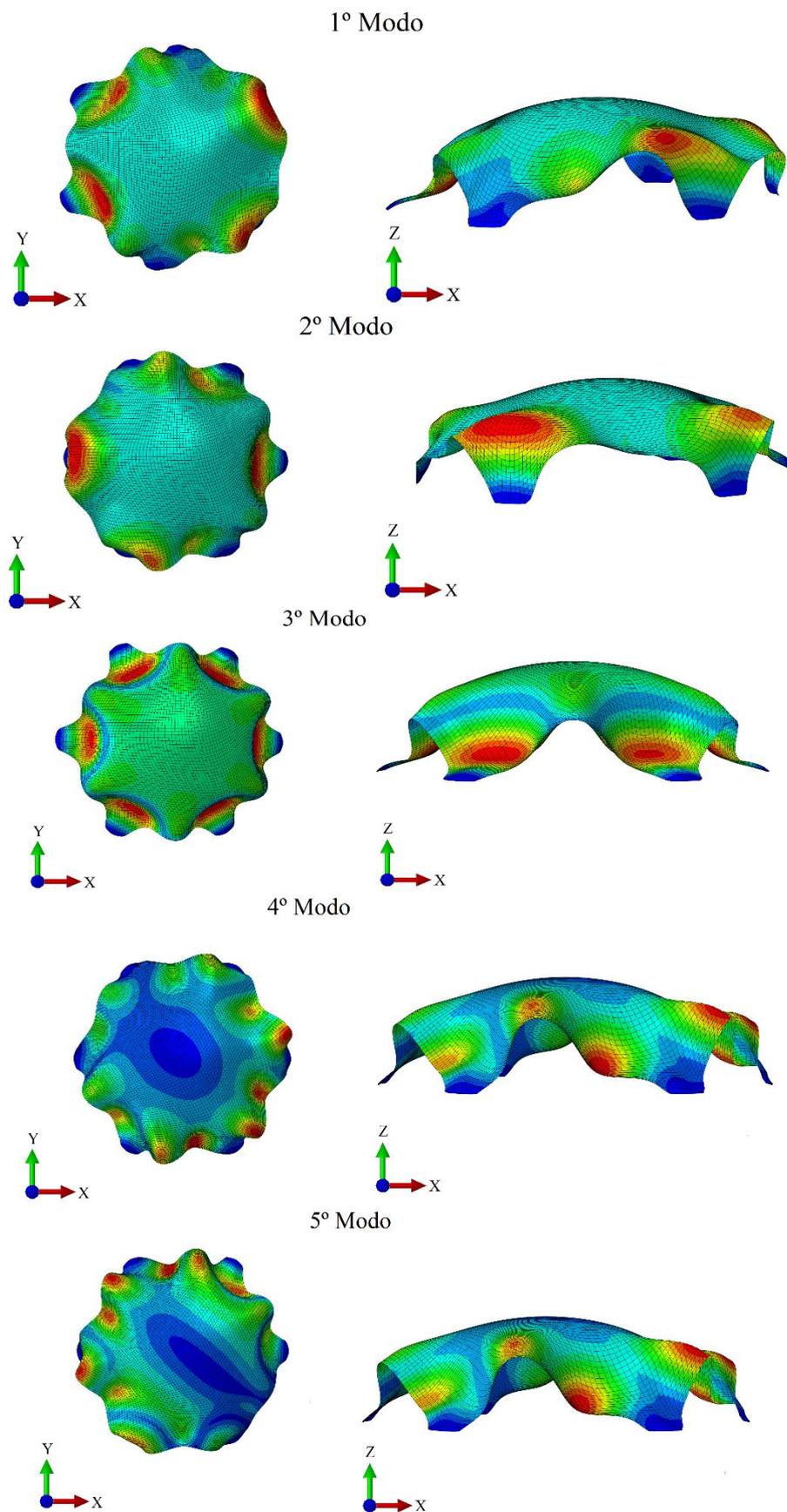


Figura 44. Modos de vibração para a casca de forma livre de base hexagonal. Fonte: (Próprio Autor).

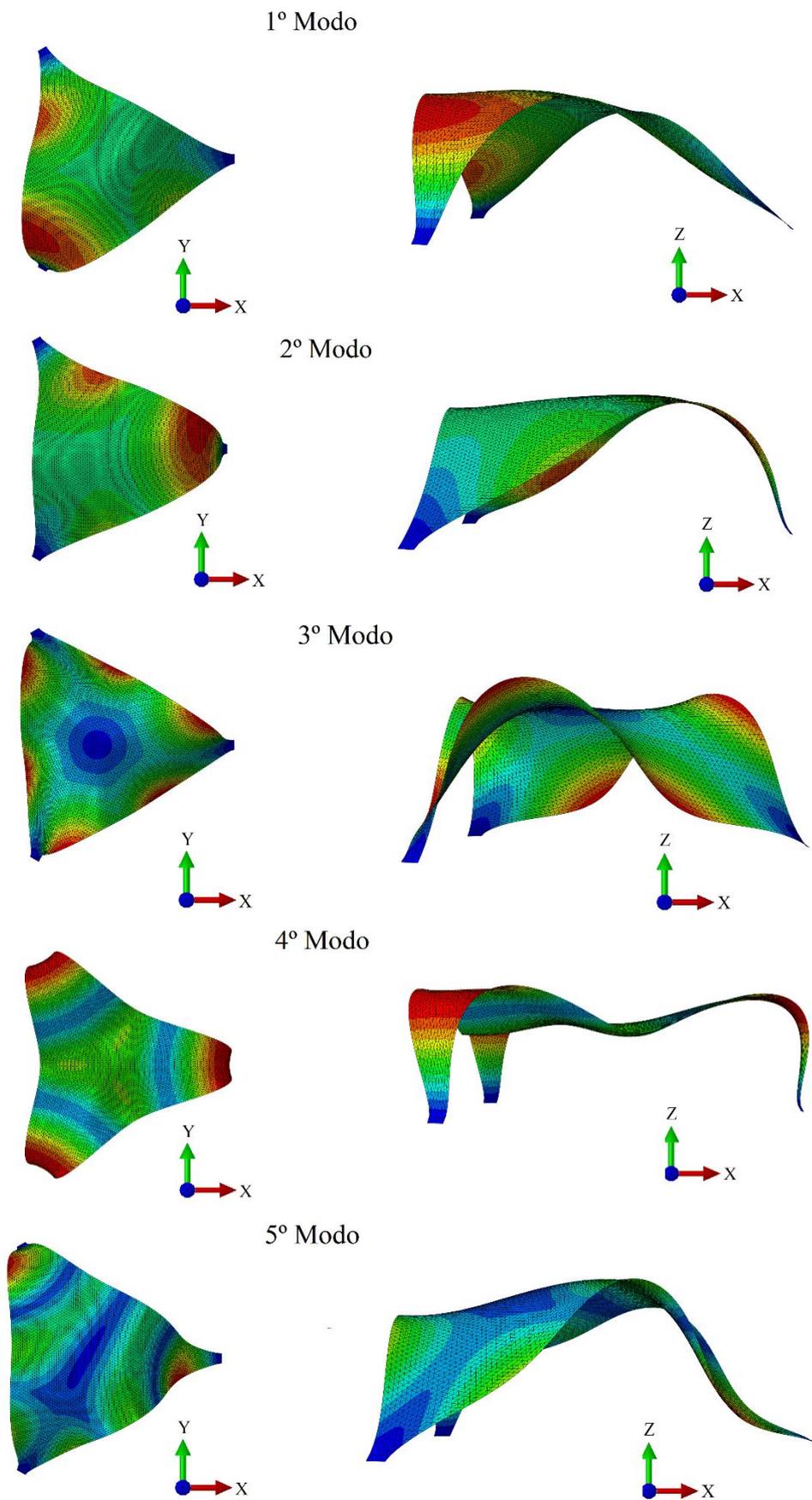


Figura 45. Modos de vibração para a casca de forma livre de base triangular. Fonte: (Próprio Autor).

Embora seja possível observar que a direção vertical tem menor influência na resposta sísmica das cascas de formas livres avaliadas, conforme apresentado na análise modal, foram realizadas análises dinâmicas transientes para comparar o comportamento das cascas de formas livres de base hexagonal e triangular com e sem a componente da aceleração vertical para diferentes movimentos do solo. São adotados três registros sísmicos com magnitude maior que 6,5 (Escala Richter) com a distância entre o epicentro e a estação de medição menor que 10 km, e considerando a profundidade do hipocentro menor que 20 km, sendo que os registros foram selecionados do banco de dados PEER *Strong Ground Motion*, conforme o resumo apresentado na Tabela 15.

Tabela 15. Lista de sismo.

Terremoto	Data	Magnitude (Escala Richter)	Estação	Epicentro (km)
El Centro, EUA	1940	6,95	El Centro	6,09
Kobe, Japão	1995	6,90	Takator	1,46
Northridge, EUA	1994	6,69	Newhall - Fire Sta.	3,16

As análises são realizadas para as cascas com menor espessura (20 cm) e menor valor de resistência à compressão do concreto (20 MPa), submetidas à aceleração do movimento do solo nas três direções, considerando duas componentes ortogonais horizontais (X e Y) e uma componente vertical (Z). A amplitude da aceleração em X é escalonada em 0,25 e 0,50, e as outras duas componentes são escalonadas na mesma proporção. Os espectros da aceleração e máximos deslocamentos registrados para as cascas de formas livres de base hexagonal e triangular são apresentados na Figura 46 e Tabela 16.

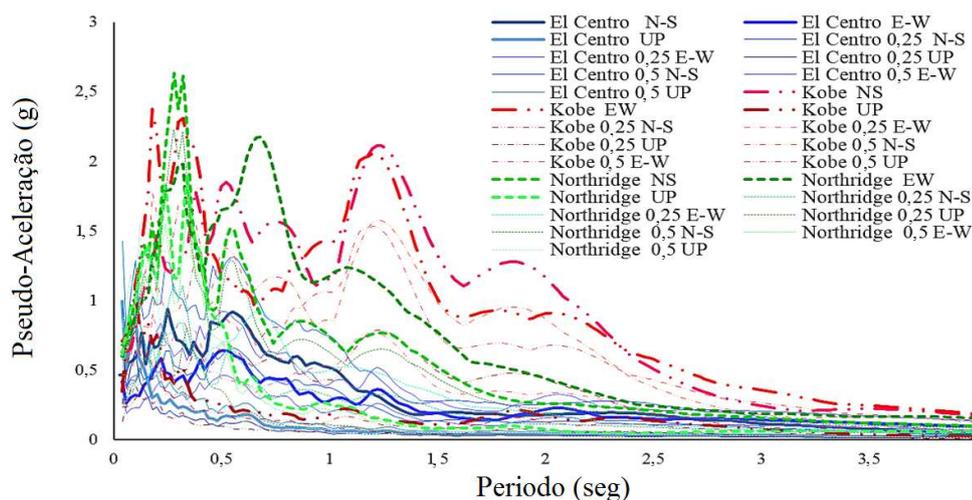


Figura 46. Conjunto de espectros de aceleração (Próprio Autor).

Tabela 16. Máximos deslocamentos registrados no topo das cascas.

Terremoto	Max PGA	Max. Deslocamento 3D (cm)			Max. Deslocamento 2D (cm)			Diferença entre 3D e 2D		
		X	Y	Z	X	Y	Z	%X	%Y	%Z
Casca de base hexagonal										
El Centro*	0,34	0,638	0,606	0,0128	0,664	0,602	0,0126	6,63	4,74	5,34
El Centro	0,25	0,439	0,349	0,0126	0,441	0,347	0,0123	0,44	0,55	2,41
El Centro	0,5	1,09	1,104	0,013	1,168	1,054	0,0123	3,87	0,7	1,59
Kobe*	0,64	1,735	1,536	0,3216	1,763	1,583	0,3156	1,6	2,9	1,9
Kobe	0,25	0,479	0,616	0,0251	0,488	0,636	0,0241	1,78	3,13	2,41
Kobe	0,5	1,239	1,225	0,2251	1,227	1,202	0,2151	1,01	1,96	4,65
Northridge*	0,58	2,554	1,869	0,5695	2,486	1,854	0,5571	2,73	0,78	2,23
Northridge	0,25	0,801	0,971	0,0917	0,828	0,925	0,0907	3,27	4,91	1,1
Northridge	0,5	1,755	1,943	0,5295	1,75	1,92	0,5228	0,3	1,18	1,29
Casca de base triangular										
El Centro*	0,34	1,662	1,361	0,136	1,572	1,392	0,144	5,71	2,21	5,46
El Centro	0,25	1,243	0,92	0,0192	1,259	0,878	0,0199	1,27	4,82	3,25
El Centro	0,5	2,098	2,377	0,33	2,118	2,392	0,32	0,93	0,6	3,29
Kobe*	0,64	5,145	2,207	0,751	5,089	2,313	0,718	1,1	4,6	4,6
Kobe	0,25	1,215	1,093	0,031	1,24	1,07	0,035	1,96	2,12	5,59
Kobe	0,5	2,675	1,858	0,415	2,912	1,755	0,396	8,14	5,89	4,71
Northridge*	0,58	3,523	5,557	0,672	3,366	5,47	0,707	4,67	1,58	4,94
Northridge	0,25	1,051	1,608	0,08	1,059	1,618	0,078	0,75	0,64	2,55
Northridge	0,5	2,356	3,982	0,629	2,245	4,219	0,597	4,93	5,62	5,43

*Registro original

Diante dos resultados, é possível verificar que a componente vertical do terremoto provoca pequenos deslocamentos em relação às suas componentes horizontais. Além disso, a ausência da componente da aceleração vertical não modifica substancialmente a resposta dinâmica das cascas de formas livres de base

hexagonal e triangular, sendo as componentes da aceleração horizontal responsáveis pelos danos mais significativos às estruturas.

A Figura 47 apresenta os gráficos dos deslocamentos máximos do topo das cascas, registrados nas direções ortogonais X, Y e Z para as cascas de base hexagonal e triangular submetidas ao terremoto de *El Centro*.

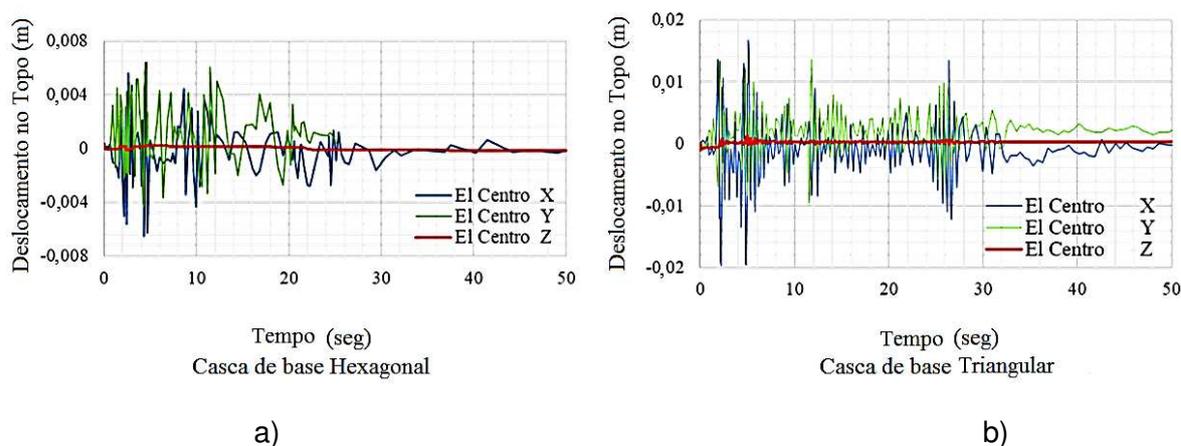


Figura 47. Deslocamentos no topo das cascas para *El Centro*. a) casca de base hexagonal. b) cascas de base triangular. Fonte (Próprio Autor).

Portanto, inicialmente, para a análise *pushover*, um deslocamento horizontal no modelo é aplicado em um ponto de referência da estrutura, que aumenta gradualmente, representando as forças inerciais que atuam na estrutura quando submetidas a um terremoto. O FEMA-273 e o ATC 40 recomendam que seja adotado um ponto de referência no topo das estruturas. Além disso, para construções não simétricas, é aconselhável variar a direção do vetor imposto para avaliar o comportamento em cada uma das direções propostas (Crowley *et al.*, 2008). Para a correta inferência sobre a variabilidade e a incerteza quanto à capacidade estrutural das cascas, foram realizadas análises paramétricas para as quais foram modificadas a geometria e as propriedades mecânicas, assim como a direção do carregamento horizontal. Para a força horizontal, é adotada uma variação da direção de aplicação da força numa faixa de valores de 0° a 90°, com incrementos de 10°, como mostrado na Figura 48.

Para a variabilidade da forma geométrica e das propriedades mecânicas das cascas, foram considerados diferentes valores de espessura e resistência à compressão do concreto. Quatro valores diferentes foram adotados para a espessura da seção transversal (20 cm, 35 cm, 45 cm e 55 cm). No caso da resistência à compressão do concreto, foram adotados os valores de 20 MPa, 30 MPa e 50 MPa. A combinação dessas variáveis resulta em 120 análises para cada casca de forma livre analisada.

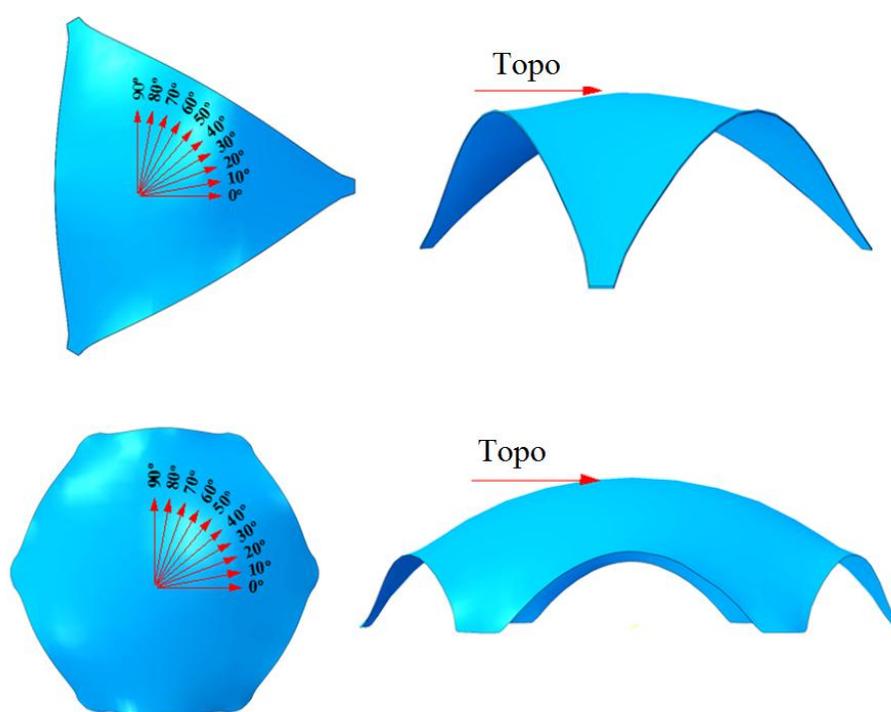


Figura 48. Direções adotadas para a forças horizontais nos nós de controle. Fonte: (Próprio Autor).

Para o incremento do deslocamento lateral, é possível definir em qualquer ponto nodal da malha os valores de força-deslocamento ou tensão-deformação permitindo verificar a sequência de danos causados nos componentes estruturais até a o sistema entrar em colapso. Assim, os resultados gerados pelo modelo numérico demonstram o nível de dano que o sistema pode apresentar quando os deslocamentos são aplicados em diferentes direções, devido a qualquer fonte de solicitação externa (Nielson e DesRoches, 2007).

A partir da curva força-deslocamento, são obtidos os valores que determinam os estados limites das estruturas para diferentes níveis de dano. Podem ser observados também as alterações da rigidez nos estados plásticos de acordo com as dimensões dos elementos estruturais, condições de contorno, condições de carga externa, geometria e propriedades mecânicas do material.

6.2 Resultados e avaliações da capacidade estrutural

A partir das análises realizadas para as combinações possíveis resultantes da variação dos diferentes parâmetros geométricos e das propriedades mecânicas para as cascas de formas livres hexagonal e triangular, como a resistência do concreto, a espessura da casca e a direção do deslocamento imposto, obtém-se finalmente uma nuvem de pontos para os diferentes valores dos pares de força-deslocamento, que representam estatisticamente a variabilidade dos resultados. A partir dessa nuvem de pontos, são obtidos os diferentes estados limites (Ocupação Imediata, Segurança à Vida e Prevenção ao Colapso) relacionando a deformação (ϵ_c) com o índice de dano alcançado (d_c). Finalmente, são extraídos os valores da curva média de capacidade para as cascas de formas livres hexagonal e triangular, conforme é ilustrado respectivamente nas Figuras 49 e 50.

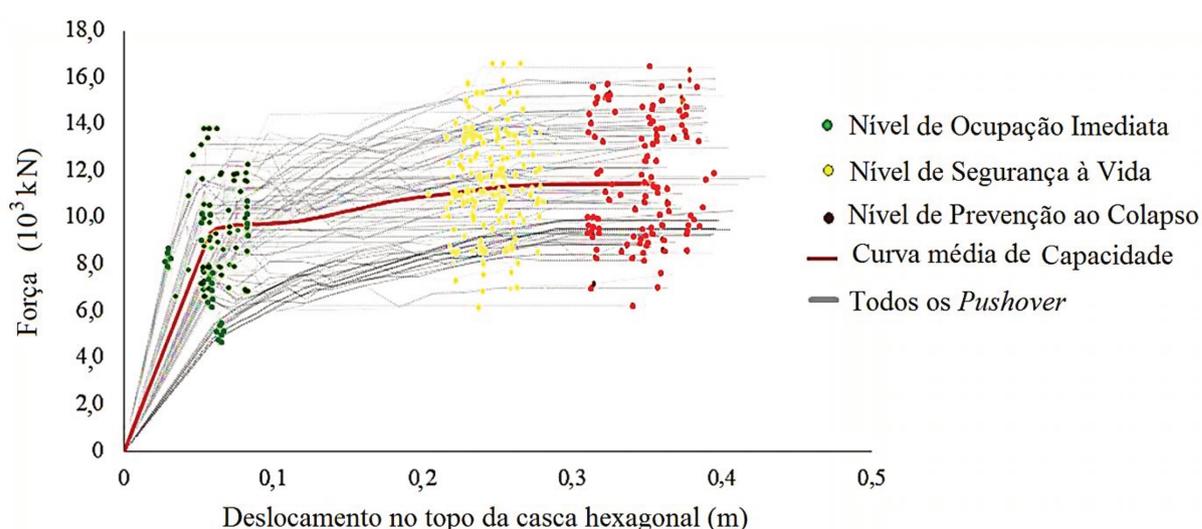


Figura 49. Curva média de capacidade e nuvem de pontos indicando os estados limites dos 120 modelos de cascas de forma livre de base hexagonal. Fonte: (Próprio Autor).

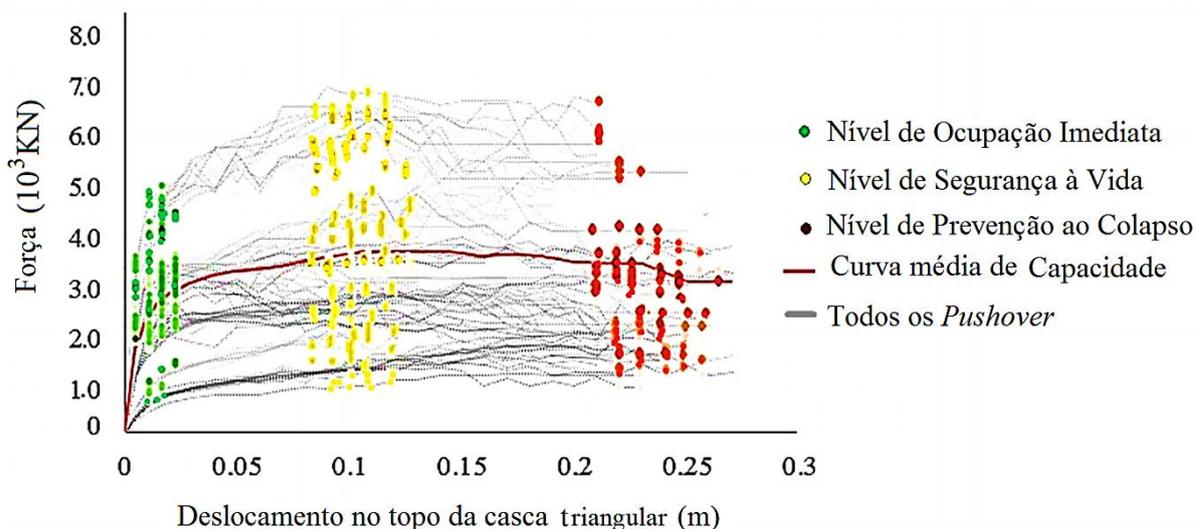


Figura 50. Curva média de capacidade e nuvem de pontos indicando os estados limites dos 120 modelos de cascas de forma livre de base triangular. Fonte: (Próprio Autor).

É importante destacar que, nos estudos que avaliam o risco e a vulnerabilidade sísmica, é considerado que tanto a distribuição da demanda sísmica quanto a distribuição da capacidade estrutural seguem uma distribuição log-normal devido à sua natureza aleatória (Nielson e DesRoches, 2007; Padgett e DesRoches, 2007). Em concordância com esta consideração, foram realizados testes de probabilidade para verificar a distribuição que melhor representaria os dados obtidos para cada nuvem de pontos correspondente a um estado de dano esperado, a fim de se verificar a hipótese de que os níveis de capacidade seguem uma distribuição log-normal. Estes valores foram usados para definir os diferentes níveis de capacidade estrutural que correspondem às definições apresentadas nas normas ATC-13 e HAZUS-MH (FEMA, 2003).

Para cada grupo de dados que definem os diferentes estados limites, a hipótese da normalidade para a nuvem de pontos foi verificada através do Teste de Kolmogorov-Smirnov (Teste K-S) usando o *software* MATLAB®. O Teste K-S é utilizado para verificar se a função empírica da amostra segue a função de distribuição acumulativa (CDF) hipotética log-normal (H_0), com base na diferença máxima entre as duas funções. Para aceitar ou rejeitar a hipótese nula (H_0), é realizada uma verificação do nível de significância representado pelo valor P, onde H_0 será aceito para todos os valores de P maiores que 0,05, com as mostras mais significativas quando o valor de P tende a 1,0 (Frank e Massey, 1951).

As Figuras 51 e 52 apresentam as funções de probabilidade cumulativa log-normal (CDF) e as funções de densidade de probabilidade log-normal (PDF) representativas dos deslocamentos para as forças aplicadas no ponto de referência no topo das cascas de formas livres com bases hexagonal e triangular para cada estado limite.

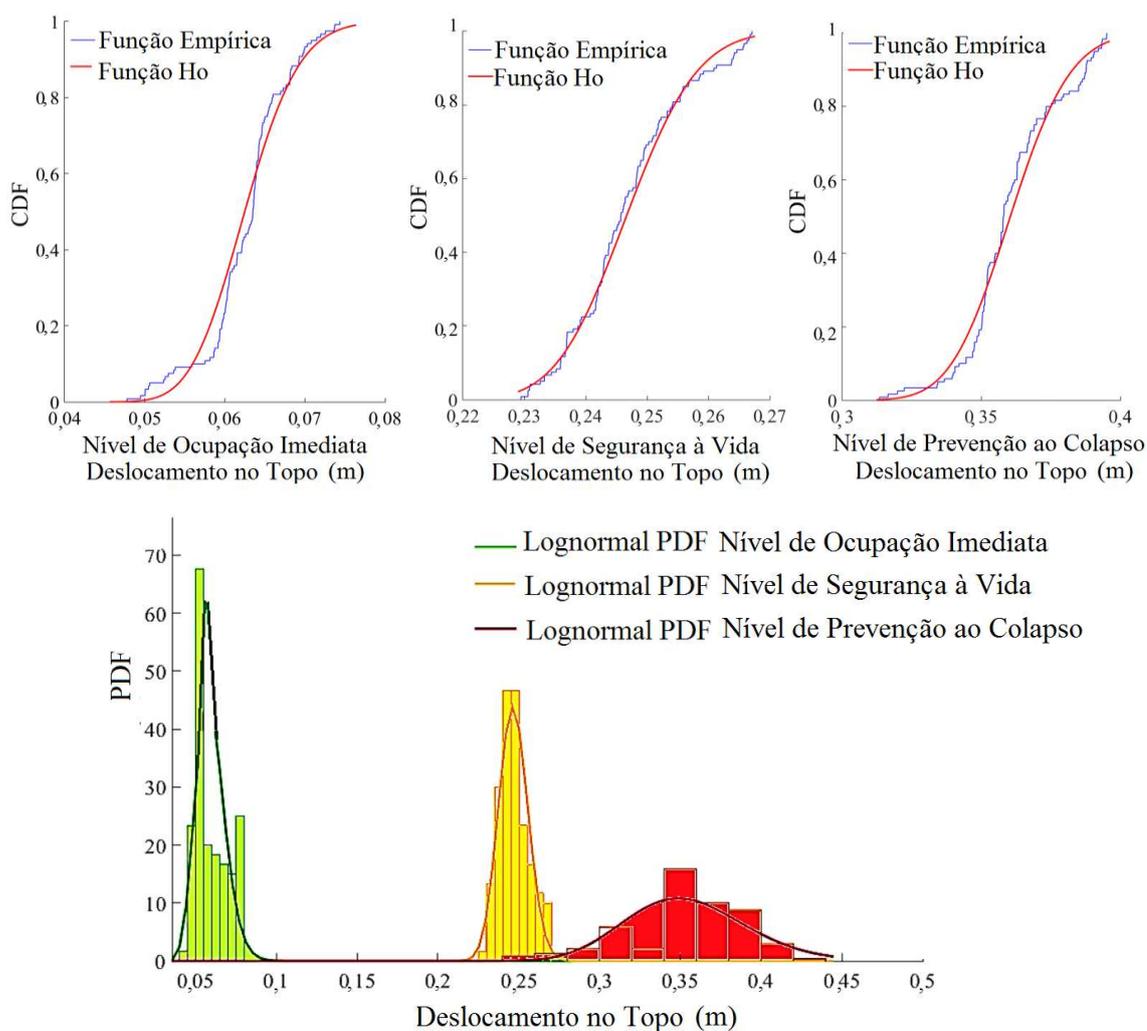


Figura 51. CDF e PDF para a casca de forma livre de base hexagonal. Fonte: (Próprio Autor).

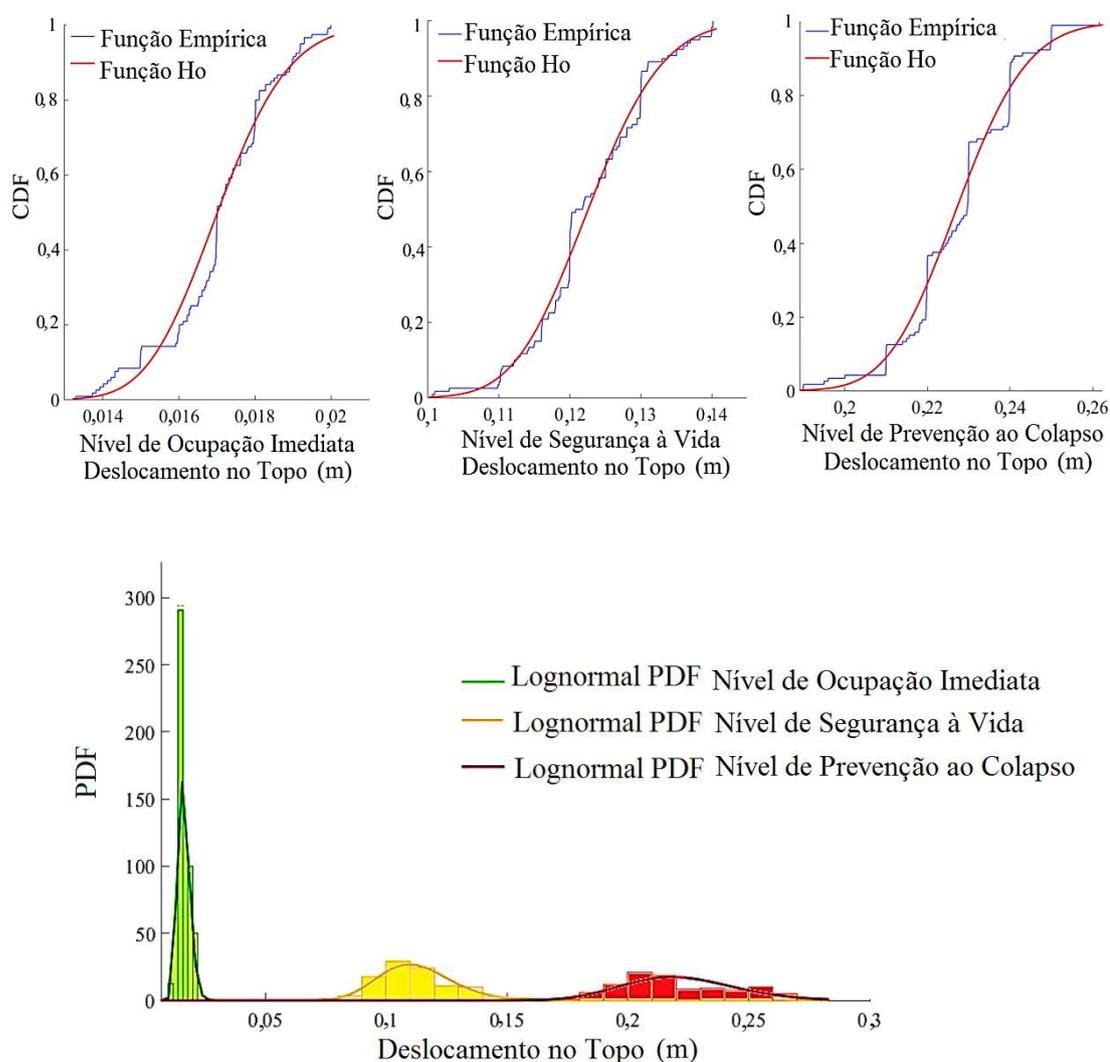


Figura 52. CDF e PDF para a casca de forma livre de base triangular. Fonte: (Próprio Autor).

Os resultados da parametrização para cada conjunto de dados dos estados limites são apresentados na Tabela 17, com seus respectivos indicadores da média e do desvio padrão para uma função de distribuição log-normal e seu valor P para o Teste K-S.

As Figuras 53 e 54 apresentam, respectivamente as curvas de capacidade média para as cascas de formas livres de base hexagonal e triangular, para as diferentes espessuras estudadas, diferenciando os níveis de dano inferidos com base no índice de dano apresentado nas análises (Dano Leve, Moderado, Extensivo e Completo), estabelecido pela FEMA-273 e FEMA-356. As curvas mostram

características similares, representando a degradação da rigidez quando uma força externa lateral é imposta.

Tabela 17. Parâmetros do teste K-S para cada estado limite para a distribuição log-normal.

Estado Limite	Distribuição de Probabilidade	Parâmetros	Hexagonal	Triangular
Ocupação Imediata	Log-normal	Media λ	-2,7728	-4,0736
	Log-normal	Desvio padrão ζ	0,0830	0,0840
	Log-normal	Valor - P	0,5413	0,512
Segurança à Vida	Log-normal	Media λ	-1,3996	-2,099
	Log-normal	Desvio padrão ζ	0,0371	0,0669
	Log-normal	Valor - P	0,9309	0,5638
Prevenção ao Colapso	Log-normal	Media λ	-1,0204	-1,4845
	Log-normal	Desvio padrão ζ	0,0471	0,0579
	Log-normal	Valor - P	0,7120	0,6415

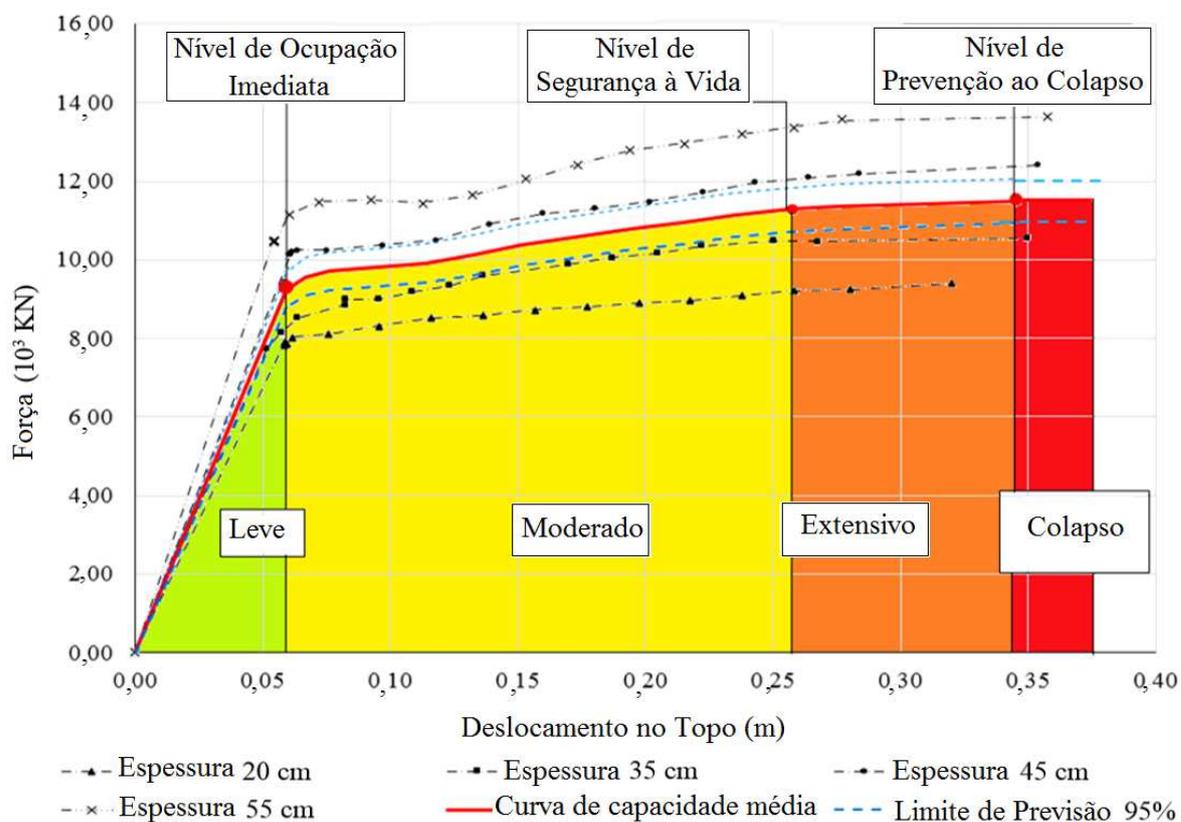


Figura 53. Curva de capacidade da casca de forma livre de base hexagonal. Fonte: (Próprio Autor).

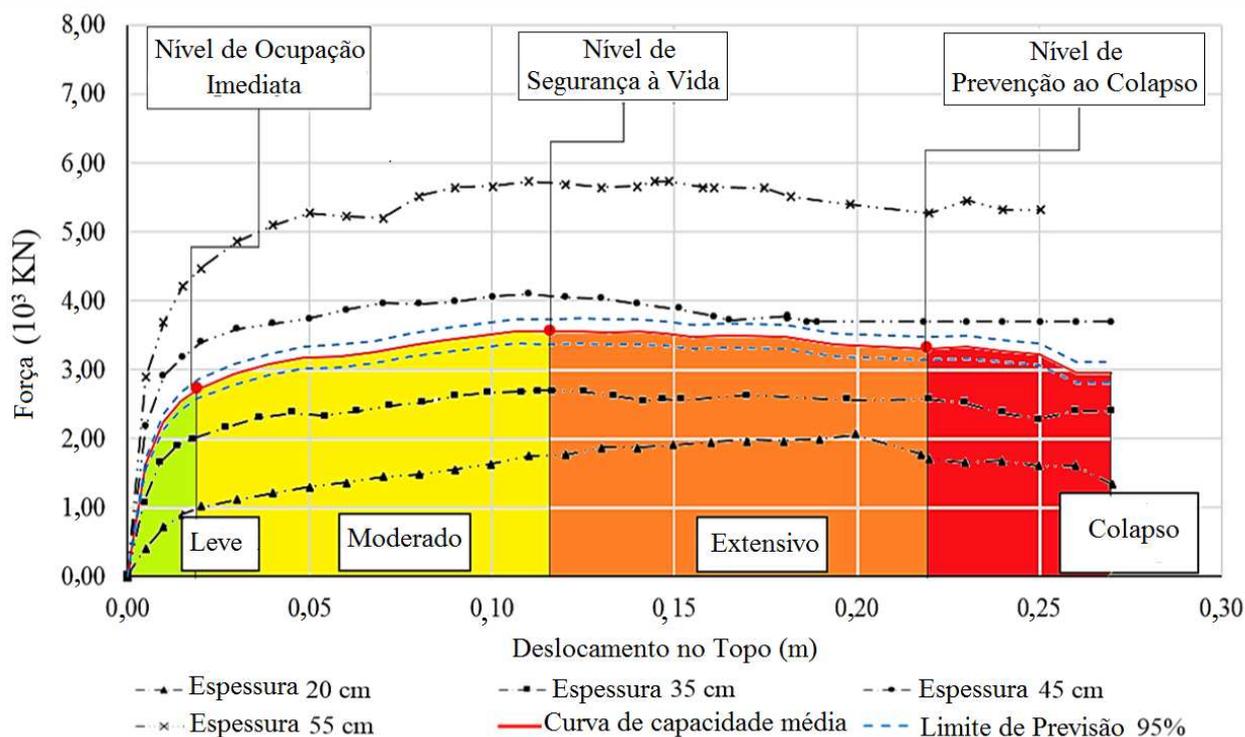


Figura 54. Curva de capacidade da casca de forma livre de base triangular. Fonte: (Próprio Autor).

Pode-se observar que a casca de forma livre com base hexagonal tem uma capacidade maior devido à estabilidade implícita referente à sua geometria e um maior nível de redundância estrutural. Como esperado, pode-se observar que o aumento na espessura gera uma maior resistência do ponto de vista estrutural, sendo necessário impor uma força maior para atingir estados limites que possam comprometer a estabilidade das estruturas.

Pode-se considerar no primeiro estágio que para ambas as cascas de formas livres, com base hexagonal e triangular, para deslocamentos relativamente pequenos, as estruturas não apresentam qualquer degradação de rigidez, permanecendo estáveis e as inclinações da curva permanecem lineares. A partir do nível de Ocupação Imediata, a degradação da força é mais evidente, os materiais entram na fase plástica e o deslocamento nodal começa a aumentar significativamente com pequenos aumentos na intensidade da carga aplicada, representando uma clara redução da inclinação das curvas de capacidade. Este estado é mantido por um período no qual a estabilidade das estruturas ainda é

verificada, apesar da presença de degradação do concreto causada pelo comportamento não-linear à tração.

Quando as estruturas atingem seu pico de força, ou seja, o nível de Segurança à Vida, as deformações são excessivas e, portanto, o concreto é esmagado na direção do deslocamento aplicado. O material atinge sua resistência máxima e, com a continuação da aplicação da carga, a armadura apresenta excesso de esforços de flexo-compressão, levando as estruturas ao nível de Prevenção ao Colapso. Durante esta fase de carregamento, a resistência da armadura é mínima e não é capaz de suportar as forças horizontais e até mesmo as forças verticais de gravidade. As cascas encontram-se numa condição totalmente degradada e incapazes de manter a estabilidade, resultando em um colapso parcial ou total da estrutura.

No caso das estruturas de casca de formas livres pesquisadas, as primeiras fissuras ocorrem devido à flexão quando a tensão de tração do concreto é atingida. Para o nível de Ocupação Imediata, as estruturas de casca hexagonal e triangular apresentam uma zona de fissuração ao redor do ponto de aplicação da carga no elemento superior; e a partir deste momento, a armadura de aço será responsável por absorver e distribuir as tensões de tração nessa região.

Para o nível de Segurança à Vida, o concreto atinge o pico de tensão de compressão com o valor da deformação de flexão em torno de 0,0035 e, ao mesmo tempo, a tensão de tração aumenta na armadura acima do valor de rendimento convencional, em torno de 0,002. Finalmente, para o nível de Prevenção ao Colapso, a resistência à compressão do concreto é superada e a armadura tracionada excede a deformação de escoamento sem atingir o valor máximo de ruptura correspondente à deformação de 0,01. Assim, o colapso estrutural das cascas de formas livres pesquisadas ocorre devido ao esmagamento excessivo do concreto na direção do deslocamento aplicado.

A contribuição da carga de concreto e da armadura pode ser determinada em termos das forças resultantes sustentadas pelo concreto em compressão e da armadura tracionada. As forças resultantes podem ser calculadas com base na distribuição tensão-deformação ao longo das seções transversais, como apresentado

no Euro-Código-2: 2004, considerando as Equações 32 a 35, onde F_c é a força compressiva resultante no concreto e F_s é a força de tração resultante na armadura.

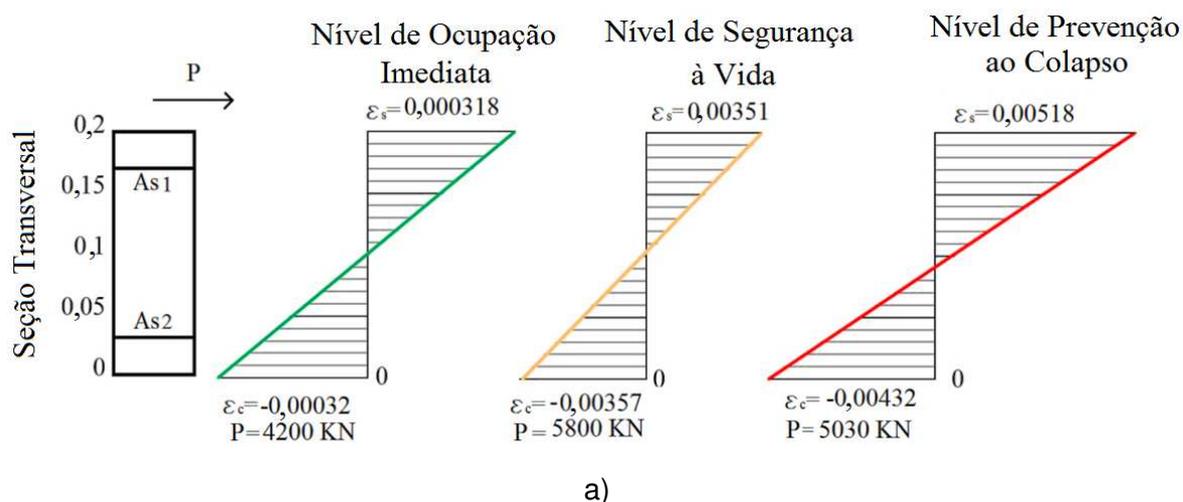
$$F_c = \int_{dA} \sigma_c dA \quad (32)$$

$$\sigma_c = 0.85 * \frac{f_c}{1.5} \left[- \left(- \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \quad (33)$$

$$F_s = E_s * \varepsilon_s * A_s \quad (\text{Comportamento Elastico}) \quad (34)$$

$$F_s = \sigma_s * A_s \quad (\text{Comportamento Plastico}) \quad (35)$$

Um exemplo da distribuição das deformações ao longo da seção transversal do elemento sob o ponto de aplicação de carga para cascas de formas livres de base hexagonal e triangular é apresentado na Figura 55, considerando um modelo com 0° para a direção da força horizontal aplicada, espessura de 20 cm e resistência à compressão de concreto de 20 MPa.



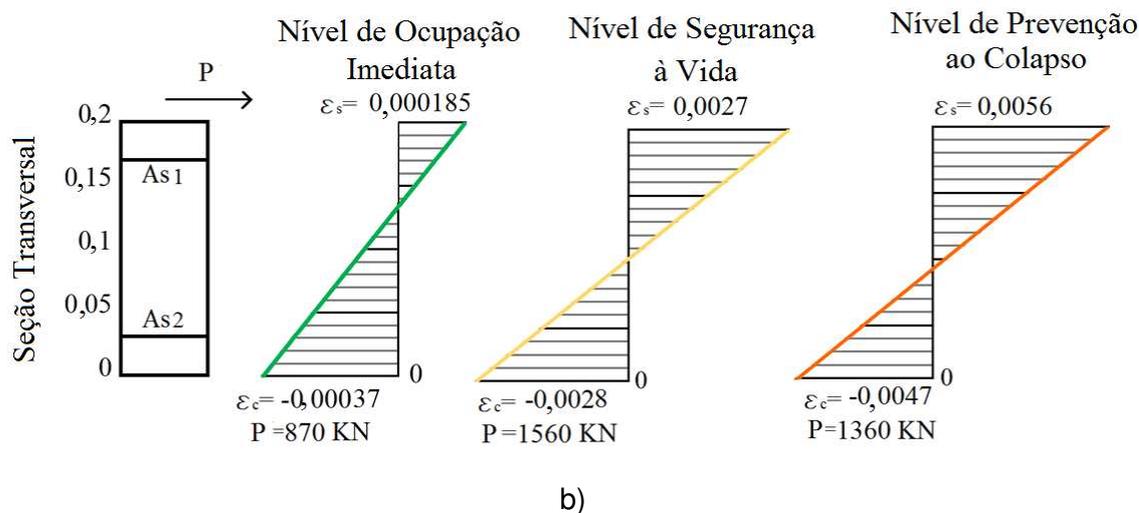


Figura 55. Distribuição da deformação para cada estado limite. a) Casca de base hexagonal. b) Casca de base triangular. Fonte: (Próprio Autor).

Nas Figuras 56 e 57 são apresentados alguns exemplos da evolução do dano para os três estados limites à compressão e à tração dos modelos computacionais para as cascas de formas livres com base hexagonal e triangular, respectivamente. O ponto de referência para a aplicação de carga está localizado na parte superior das cascas, com um ângulo de 0° , e propriedades mecânicas f_c de 20 MPa e espessura de 20 cm.

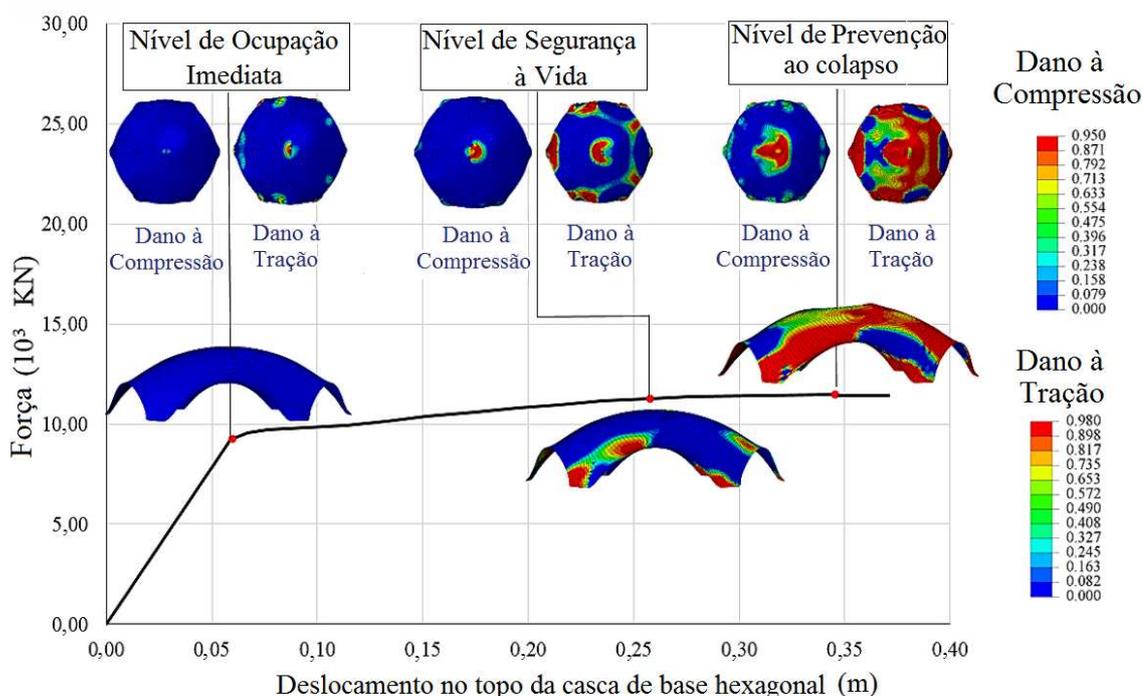


Figura 56. Dano à compressão e à tração para cada estado limite no nó de controle no topo para a casca de forma livre hexagonal. Fonte: (Próprio Autor).

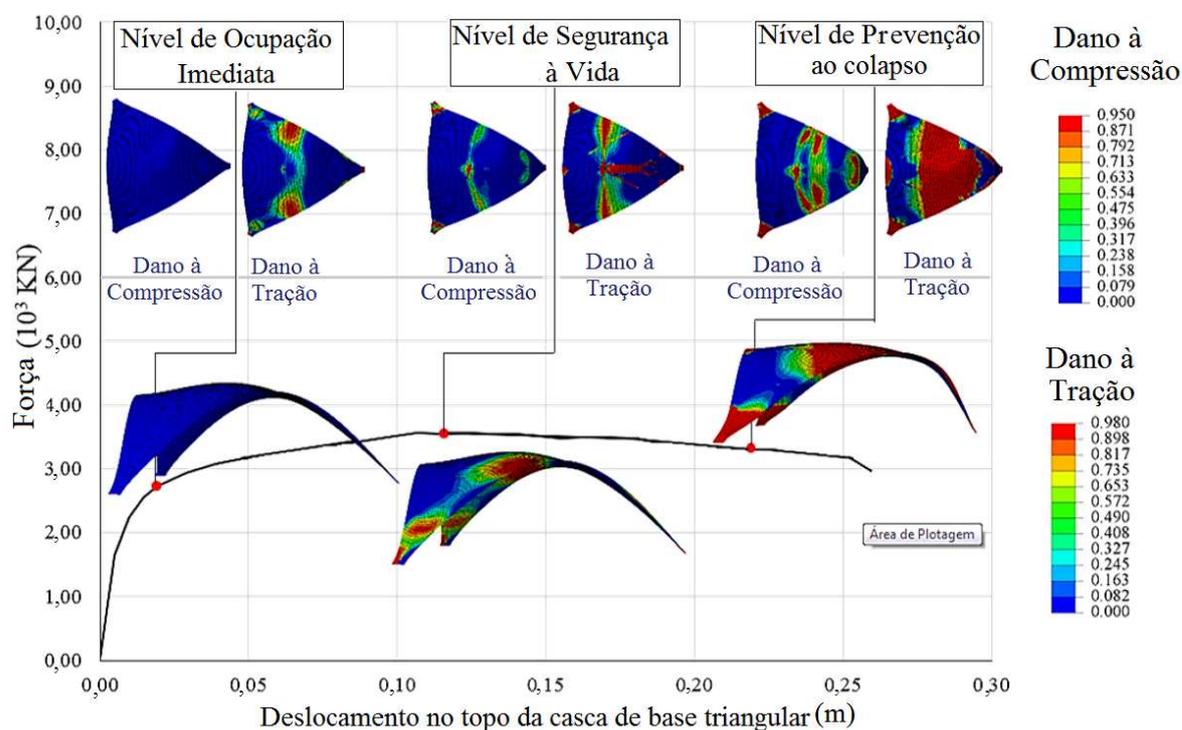


Figura 57. Dano à compressão e à tração para cada estado limite no nó de controle no topo para a casca de forma livre triangular. Fonte: (Próprio Autor).

Observando-se os resultados para ambas as estruturas, verifica-se que, enquanto o deslocamento induzido é aumentado, a propagação do dano (em vermelho) se expande sobre a superfície, fissurando e fraturando o concreto. É possível notar que, para danos de compressão a baixos níveis de carga, a tensão imposta não exerce uma grande influência na resistência da estrutura, apresentando apenas danos estéticos ao recobrimento do concreto. Apenas em níveis elevados de carga, com um alto grau de fissuração, este parâmetro começa a se manifestar na direção do deslocamento quando o material é esmagado. No caso da tração, ocorre uma microfissuração na superfície, inicialmente aparecendo em torno do ponto de aplicação do deslocamento e propagando-se para a maior parte da superfície das cascas à medida que o deslocamento é incrementado.

Para a casca de forma livre de base hexagonal, é possível verificar o efeito da plastificação na área superior da estrutura, apresentado no nível de Ocupação Imediata, e à medida que a força imposta nessa área aumenta, o material é fraturado (Nível de Segurança à Vida) e, finalmente, a armadura perde a sua capacidade de resistência. No entanto, os apoios permanecem estáveis, levando a estrutura a um

colapso parcial da região central superior. Comportamento diferente ocorre para a casca de forma livre de base triangular, no qual o efeito da plastificação do concreto é identificado, não apenas na área superior da casca, mas também na área adjacente aos apoios. A plastificação nessas duas regiões é acompanhada pela fissuração do concreto e perda de resistência do reforço, o que compromete a estabilidade do sistema estrutural e pode levar ao colapso do sistema.

Considerando a capacidade estrutural das cascas de formas livres de base hexagonal e triangular, na Tabela 18 são apresentados os valores médios de deslocamento para cada nível de desempenho, relacionados com os respectivos fatores de dano que foram apresentados na Tabela 7.

Tabela 18. Fatores de dano estrutural para os diferentes estados limite.

Estado Limite	Modelo Hexagonal		Modelo Triangular		Fator de Dano
	Deslocamento Limite Elástico (m)	Máximo Deslocamento (m)	Deslocamento Limite Elástico (m)	Máximo Deslocamento (m)	
Ocupação Imediata	0,0627	0,0627	0,0171	0,0171	0,1
Segurança à Vida	0,0627	0,2469	0,0171	0,1229	0,3
Prevenção ao Colapso	0,0627	0,3508	0,0171	0,2277	0,6

Em virtude das curvas de capacidade obtidas a partir da análise estática não linear, é possível determinar a ductilidade das cascas de formas livres de base hexagonal e triangular, que é um parâmetro estrutural que caracteriza a resposta sísmica da estrutura. A ductilidade é definida pela ATC-19 *Structural Response Modification Factors* (1995), como a capacidade de uma estrutura para sustentar a deformação inelástica sem perda significativa de resistência. Se a estrutura possui comportamento dúctil, poderá experimentar grandes deflexões, fornecendo um amplo aviso à iminência do colapso.

A razão de ductilidade em deslocamento é adotada em termos de $\mu = \Delta u / \Delta y$, onde Δu é o deslocamento no nível de Segurança à Vida e Δy é o deslocamento no nível de Ocupação Imediata. A classificação para a ductilidade é apresentada na Tabela 19.

Tabela 19. Classificação dos componentes da razão de ductilidade de deslocamento.

Ductilidade	Descrição
< 2	Leve
2 – 4	Moderada
> 4	Alta

Na Tabela 20 é apresentada a ductilidade média para as diferentes espessuras das cascas de formas livres de base hexagonal e triangular. Observa-se que para as duas cascas a ductilidade é superior a 4, o que mostra uma capacidade dúctil muito boa para ambos os tipos de cascas estudadas. Pode-se considerar que os dois tipos de casca terão capacidade para dissipar altas quantidades de energia durante as deformações causadas por terremotos.

Tabela 20. Ductilidade média das cascas de formas livres de base hexagonal e triangular.

e (cm)	Modelo Hexagonal			Modelo Triangular		
	Δ_u	Δ_y	μ	Δ_u	Δ_y	μ
20 cm	0,24	0,0576	4,1667	0,107	0,0242	4,421
35 cm	0,247	0,0562	4,3950	0,109	0,0226	4,823
45 cm	0,251	0,0557	4,5063	0,116	0,0206	5,631
55 cm	0,257	0,0559	4,5975	0,121	0,0203	5,961
Média	0,249	0,056	4,416	0,113	0,022	5,209
Desvio padrão	0,0071	0,0009	0,1859	0,0064	0,0018	0,7100

Conseqüentemente, o dano resultante na estrutura pode limitar-se a uma área relativamente pequena e, como resultado, as cascas apresentam a possibilidade de manter a estabilidade global, como será verificado no capítulo sobre a análise dinâmica não linear.

CAPÍTULO VII

ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR DE CASCAS DE FORMAS LIVRES DE CONCRETO ARMADO

A análise de vulnerabilidade para determinação das curvas de fragilidade para cascas de formas livres de concreto armado é realizada através de análises dinâmicas não lineares para determinar as demandas em termos de deslocamento e analisar os mecanismos de falha dos sistemas estruturais estudados sob ação sísmica. Para obter a resposta dinâmica não linear foi realizada uma análise não linear transiente (*time-history*). Os modelos numéricos computacionais e os diferentes parâmetros geométricos e mecânicos utilizados são descritos no CAPÍTULO V.

São apresentados os resultados das respostas dinâmicas a partir de aplicar 100 registros de terremotos aos modelos de casca para cada tipologia estudada (triangular e hexagonal). Os registros de aceleração são escolhidos de forma aleatória da lista de sismos selecionados na Seção 3.3 e apresentada no ANEXO A. As propriedades mecânicas e geométricas variaram também ao longo dessas análises e conforme exposto na Seção 6.1, a componente horizontal de um sismo é a responsável por causar os danos mais significativos para as cascas estudadas, e, portanto, foi desconsiderada a componente vertical do sismo nos modelos apresentados a seguir.

Antes de apresentar as curvas de fragilidade, foram analisadas as respostas dos modelos das cascas estudadas sob as excitações sísmicas, registrando os deslocamentos máximos em diversos pontos das superfícies das estruturas. Uma rotina de pós-processamento foi criada utilizando o *software* MATLAB® para apresentar os resultados da análise dinâmica e os parâmetros da regressão linear a serem utilizados na análise de vulnerabilidade.

7.1 Modelo dinâmico não linear

Para realizar a análise dinâmica não linear dos modelos numéricos das cascas em concreto armado foi utilizado o *software* ABAQUS® empregando a

ferramenta *Dynamic implicit*, a qual considera a deformação e a degradação das propriedades mecânicas dos materiais conforme as forças são aplicadas no modelo. Esta ferramenta usa o método de integração numérica implícita de *Hilber-Hughes-Taylor* para determinar ao longo do tempo a resposta não linear dos modelos, calculando os deslocamentos de cada nó da malha, considerando a variação da carga e da rigidez ao longo do tempo.

Neste trabalho foi necessário adotar um valor de incremento de tempo 0,002 segundos para atender as especificidades de convergência para os casos estudados, de modo a garantir uma maior precisão e estabilidade nas técnicas de integração (ABAQUS®, 2003). O computador utilizado para os processamentos dos casos analisados é equipado com memória RAM de 32 GB e com 8 processadores de 64 bits Intel® Core™ i7-4790 CPU @ 3.6GHz. As características das malhas geradas para cada uma das cascas são mostradas na Tabela 21.

Tabela 21. Características das malhas geradas.

Parâmetros	Cascas de Formas Livres	
	Hexagonal	Triangular
Número de modelos	100	100
Número de nós por elemento	4	4
Graus de liberdade por nó	6	6
Número total de pontos nodais	29.432	39.808
Número total de graus de liberdade	176.592	238.848
Número total de elementos	7.358	9.952
Número de processadores	8	8
Tempo médio de CPU (seg)	12.240	12.240
Método de análise	Implicit	
Elemento finito	SHELL S4R	
Integração	Hilber-Hughes-Taylor	

As cascas de formas livres de base hexagonal e triangular foram submetidas a cargas por gravidade (g) devido ao seu peso próprio e à ação do terremoto representada pela componente horizontal da aceleração. Para aplicar a aceleração de modo que todos os apoios da estrutura fossem afetados, foi gerado um acoplamento (*Kinematic coupling*) dos pontos localizados nas extremidades dos vértices das cascas que tivessem como condição de contorno a restrição ao movimento em todos os graus de liberdade, conforme ilustrado nas Figuras 59 e 59.

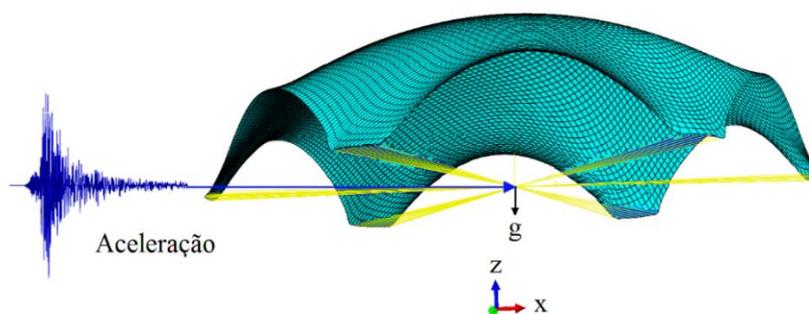


Figura 58. Cargas para a análise dinâmica não linear e acoplamento dos apoios para a casca de base hexagonal. Fonte: (Próprio Autor).

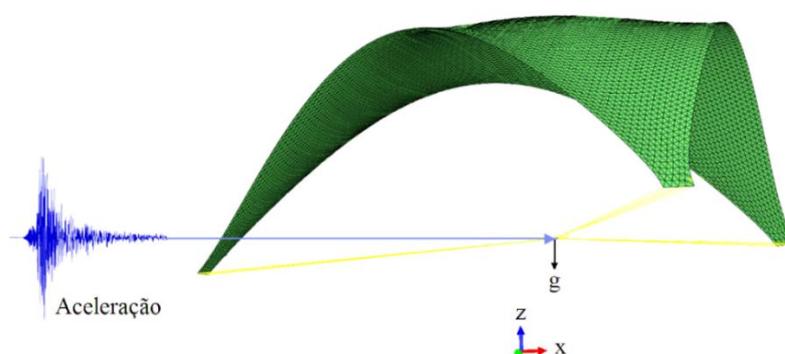


Figura 59. Cargas para a análise dinâmica não linear e acoplamento dos apoios para a casca de base triangular. Fonte: (Próprio Autor).

Outro aspecto importante a ser considerado é o valor do fator de amortecimento (ϵ) que, para as cascas de concreto armado de formas livres de base hexagonal e triangular sob ação do sismo, foi adotado o valor de 5% em concordância com o espectro de resposta escolhido para a região de Lisboa, no Capítulo 3. O modelo de *ABAQUS/Damping* fornece como método de Rayleigh para amortecer o sistema baseado na igualdade entre as energias cinética e potencial máximas para a configuração de vibração adoptada (Paultre, 2013).

O amortecimento é descrito pelos coeficientes de amortecimento de Rayleigh (α e β), onde o coeficiente α é proporcional à massa atenuando as frequências mais baixas e o coeficiente β proporcional à rigidez atenua as frequências mais altas (ABAQUS®, 2003). Estes coeficientes são definidos pelas Equações 36 a 39 (Wilson, 2004).

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_i \\ \varepsilon_j \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1 & \omega_i \\ \omega_i & 1 \\ 1 & \omega_j \\ \omega_j & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} \quad (36)$$

$$\varepsilon_i = \varepsilon_j = \varepsilon \quad (37)$$

$$\alpha = \omega_i \omega_j \beta \quad (38)$$

$$\beta = \frac{2\varepsilon}{\omega_i + \omega_j} \quad (39)$$

7.2 Resultados da análise dinâmica não linear

Os resultados da demanda sísmica são dados em função dos deslocamentos máximos produzidos nas estruturas. Foram adotados 7 e 9 pontos de referência nas cascas de formas livres de bases triangular e hexagonal, respectivamente. A localização destes pontos corresponde às zonas onde se desenvolveram as principais fissuras na análise da capacidade estudada no CAPÍTULO VI. As Figuras 60 e 61 apresentam os modelos das cascas (espessura de 20 cm e f_c de 20 MPa) que apresentaram o comportamento mais crítico na análise do tipo *pushover*. Nas imagens é possível visualizar a distribuição do dano à tração para o nível de capacidade de Segurança à Vida e a localização dos pontos nos quais serão extraídos os registros de deslocamentos.

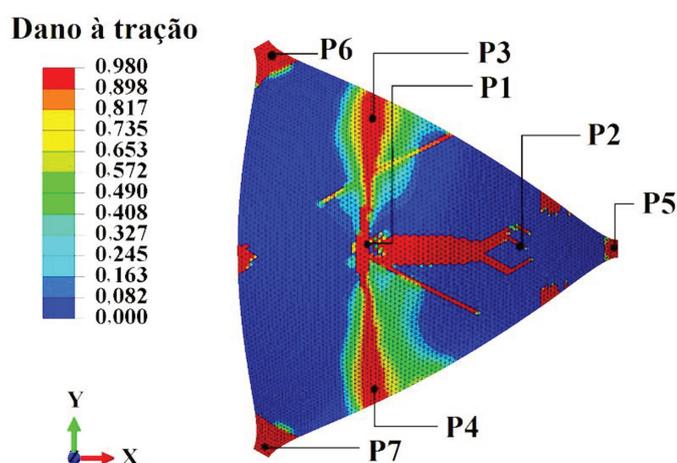


Figura 60. Pontos seleccionados para extrair os registros de deslocamentos da demanda sísmica (casca de base triangular). Fonte: (Próprio Autor).

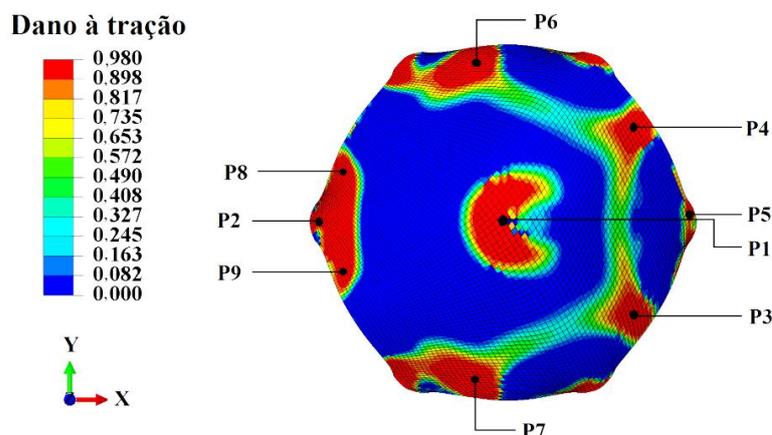


Figura 61. Pontos selecionados para extrair os registros de deslocamentos da demanda sísmica (casca de base hexagonal). Fonte: (Próprio Autor).

A partir das 100 análises realizadas para os modelos de casca de cada tipologia estudada (triangular e hexagonal), foram obtidos os registros de deslocamentos para cada um dos pontos selecionados. Foi observado que para as duas formas, tanto a hexagonal quanto a triangular, as estruturas que apresentam maiores deslocamentos são as que possuem espessura de 20 cm e resistência à compressão do concreto de 20 MPa. Mas, apesar de apresentarem o comportamento mais crítico dentro das estruturas estudadas, os danos obtidos não ultrapassam o nível de Segurança à Vida, como é apresentado a seguir.

Dentre os registros sísmicos de maior magnitude dos eventos com as mesmas características do espectro de aceleração para a região de Lisboa, em Portugal, foi adotado o terremoto ocorrido na cidade de Duzce, na Turquia, que apresentou a maior magnitude de 7,1 na Escala Richter e o pico de aceleração de 0,8 g. As características geomorfológicas do sismo são resumidas na Tabela 22. Na Figura 62 é mostrado o registro das acelerações na direção horizontal X para este evento sísmico. Este terremoto gerou os maiores deslocamentos registrados nas análises dinâmicas não lineares das cascas de formas livres de base hexagonal e triangular estudadas.

Tabela 22. Sismo de maior magnitude na Escala Richter. Fonte: *Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER (PEER)*.

Terremoto	Data	Magnitude (Escala Richter)	Estação	Epicentro (km)
Duzce - Turquia	1999	7,1	Bolu	12,00

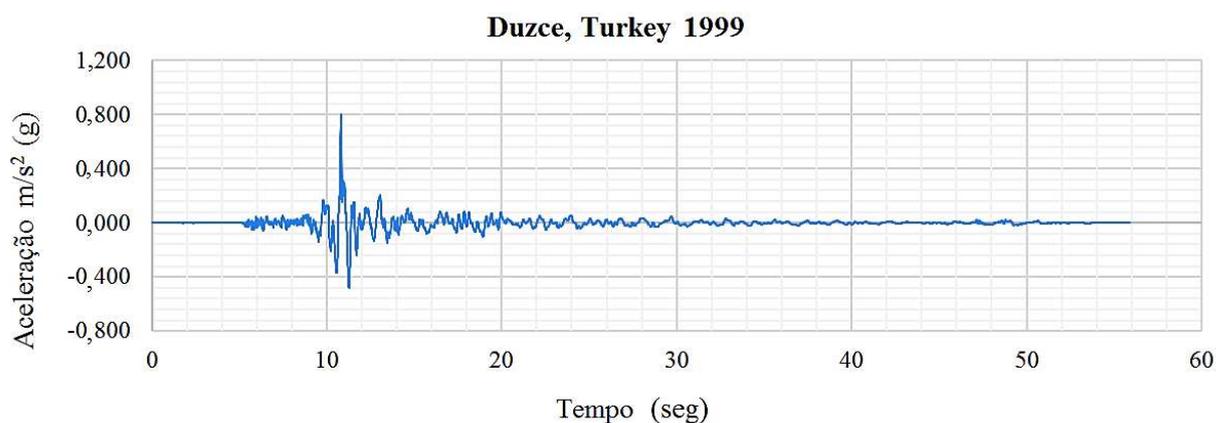


Figura 62. Registro de acelerações do evento sísmico de maior magnitude adotado. Fonte: *Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER (PEER)*.

Nas Figuras 63 e 64 são apresentados os deslocamentos produzidos pela ação da aceleração na direção X do terremoto de Duzce, na Turquia, sobre as cascas de formas livres de base hexagonal e triangular. Observa-se que para todos os nove (9) pontos selecionados da casca de base hexagonal, os deslocamentos registrados não superaram 0,002 m, valor muito inferior a 0,05 m, estipulado na curva de capacidade para esta estrutura (Seção 6.2) como o deslocamento que delimita o nível de Ocupação Imediata, caracterizado pelo início do escoamento do material. Com estes resultados, a casca de base hexagonal permanece num estado de dano leve, sem comprometer a rigidez da estrutura e o concreto continua com o comportamento elástico.

No caso da casca de forma livre de base triangular, os danos concentraram-se no ponto dois (2), correspondente à região do apoio que se encontra na mesma direção que a força aplicada, e nos pontos três (3) e quatro (4), correspondentes às regiões das aberturas laterais, onde foram registrados valores de deslocamentos significativos. Durante os primeiros 10 segundos do terremoto os deslocamentos permanecem inferiores a 0,01 m, e, após este tempo, a amplitude da aceleração

aumenta substancialmente, causando deslocamentos de 0,076 m, valor que ultrapassa o nível de Ocupação Imediata, definido para um deslocamento de 0,01 m.

Os danos ao concreto desenvolvidos para estas regiões são considerados moderados, caracterizados pela plastificação do material sem atingir a sua máxima resistência à compressão. Contudo, a estabilidade da casca não estaria comprometida, sendo necessário apenas reparos superficiais nas zonas da superfície afetada.

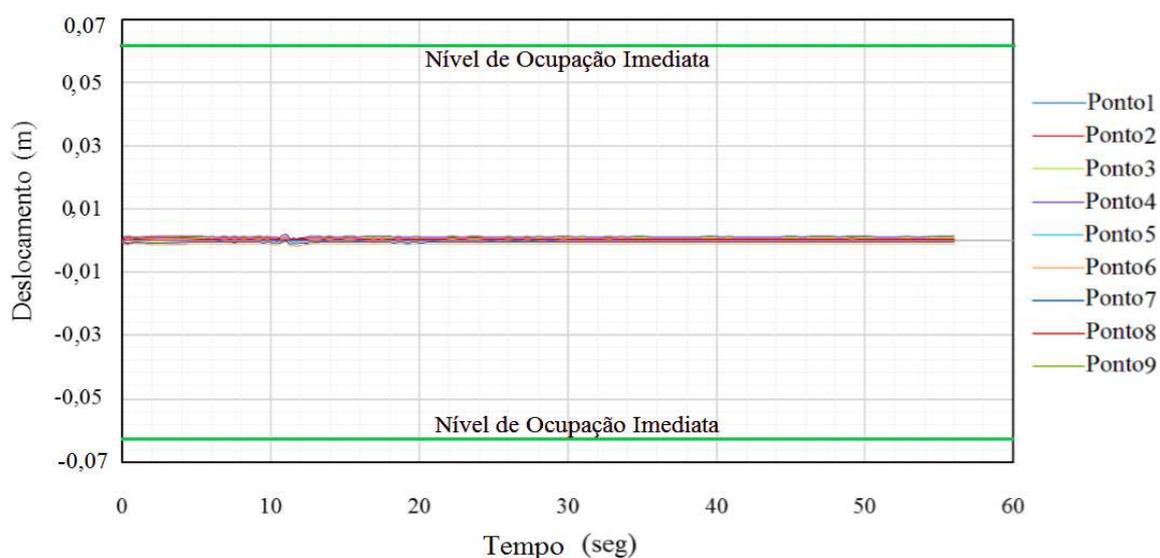


Figura 63. Registro de deslocamentos para a casca de base hexagonal sob ação do sismo Duzce, Turquia, de 1999. Fonte: (Próprio Autor).

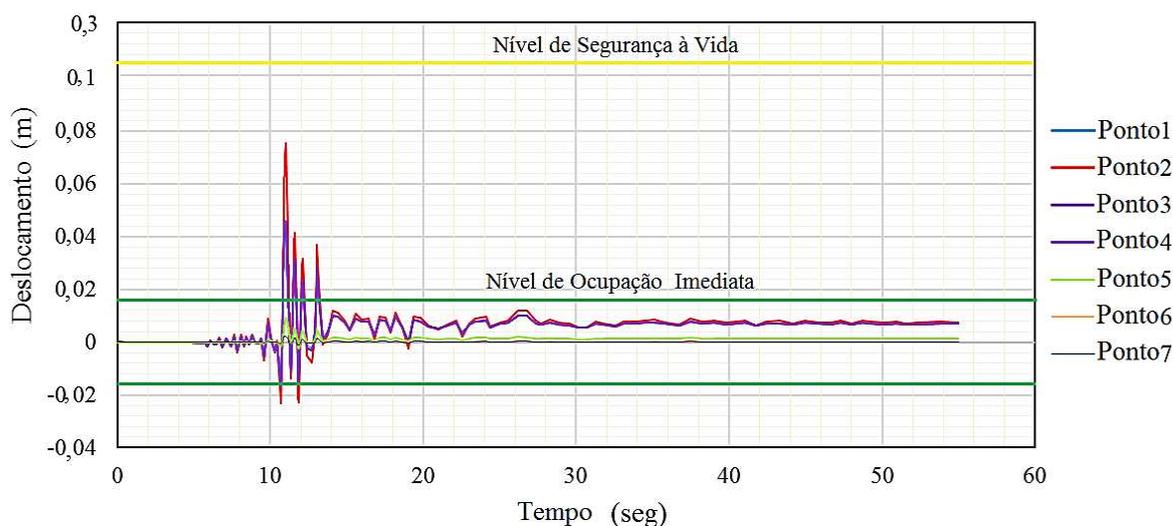


Figura 64. Registro de deslocamentos para a casca de base triangular sob ação do sismo Duzce, Turquia, de 1999. Fonte: (Próprio Autor).

Nas Figuras 65 e 66 são ilustradas as distribuições do máximo dano à compressão e à tração sofridos pelas cascas estudadas sob a ação do terremoto de Duzce, Turquia, de 1999, de magnitude na Escala Richter de 7,1 e valor de PGA de 0,8 g. Observa-se um ótimo comportamento dinâmico para a casca de base hexagonal, visto que não existe dano à compressão e a fissuração causada pela tração é mínima, estando localizada simetricamente nas aberturas da estrutura. Este notável comportamento estrutural decorre da sua alta estabilidade geométrica e da alta ductilidade estrutural.

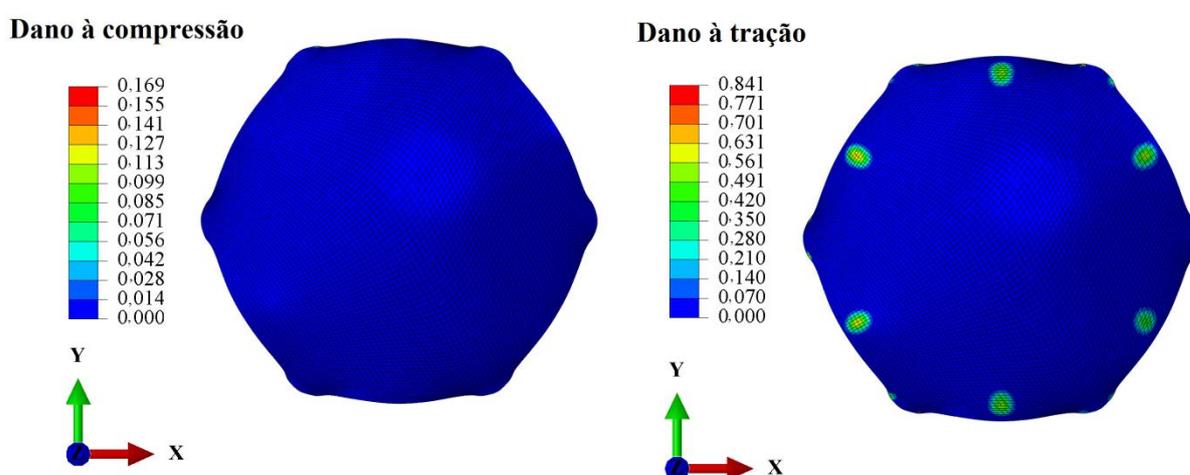


Figura 65. Distribuição do máximo dano à compressão e à tração para a casca de forma livre de base hexagonal causado pela ação do sismo de Duzce, Turquia, de 1999. Fonte: (Próprio Autor).

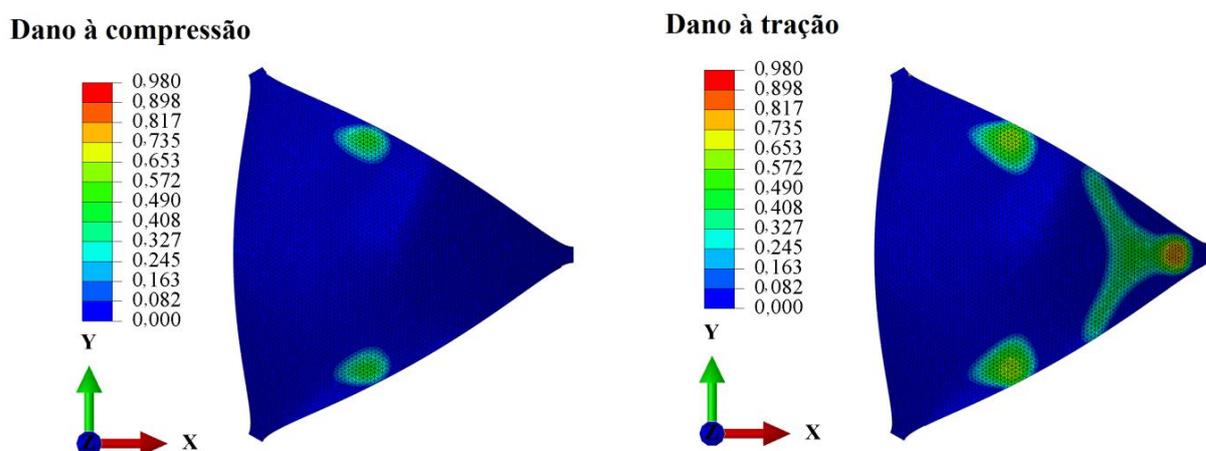


Figura 66. Distribuição do máximo dano à compressão e à tração para a casca de forma livre de base triangular causado pela ação do sismo de Duzce, Turquia, de 1999. Fonte: (Próprio Autor).

O comportamento dinâmico da casca de forma livre de base triangular mostra danos moderados à compressão e fissuras à tração localizadas nas zonas das aberturas laterais. Com o incremento da força, as fissuras são propagadas à região próxima ao apoio que se encontra na direção da aplicação da força. As duas cascas, tanto a de base hexagonal quanto a de base triangular, mantêm a sua estabilidade estrutural, já que as fissuras não ultrapassam o nível de dano moderado.

7.3 Modelo probabilístico de demanda sísmica (PSDM)

Seguindo a metodologia proposta por Cornell *et al.* (2002), admitiu-se que o modelo probabilístico de demanda sísmica (PSDM) segue o modelo descrito na Seção 4.1.2 (análise dinâmica não linear). O PSDM foi gerado usando uma regressão linear logarítmica entre a medida de intensidade do movimento do solo (IM), que neste caso é a aceleração pico do solo (PGA) de cada movimento sísmico selecionado, e as respostas pico de deslocamento registradas para cada uma das análises não lineares transientes (*time-history*) dos sismos selecionados (d). Os modelos de demanda sísmica para os diferentes pontos críticos dentro das superfícies das cascas de formas livres de base hexagonal e triangular são essenciais para a geração das curvas de fragilidade de cada estrutura, identificando as regiões mais vulneráveis das estruturas.

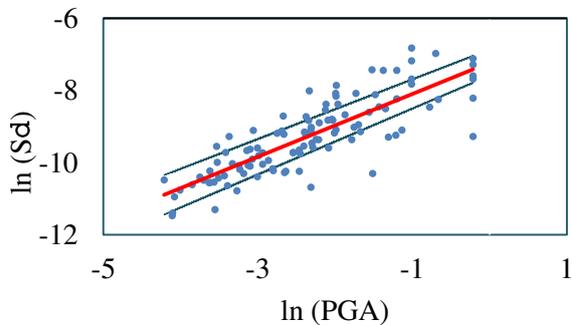
As Figuras 67 e 68 a mostram os resultados da análise da demanda sísmica probabilística para as cascas, identificando para cada ponto crítico adotado para as superfícies a regressão linear num espaço log-normal, além de apresentar a equação que define os parâmetros (a), (b), e o desvio padrão da demanda (β_d) referentes à Equação (9).

Ponto 1 - Casca Hexagonal

$$\ln(d) = -7,2264 + 0,8701\ln(\text{PGA})$$

$$R^2 = 0,6857$$

$$\beta_d = 0,5805$$

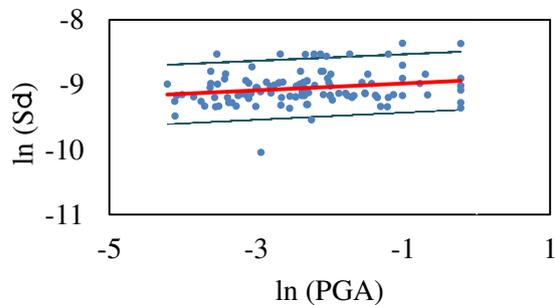


Ponto 2 - Casca Hexagonal

$$\ln(d) = -8,9253 + 0,0536\ln(\text{PGA})$$

$$R^2 = 0,431$$

$$\beta_d = 0,2487$$

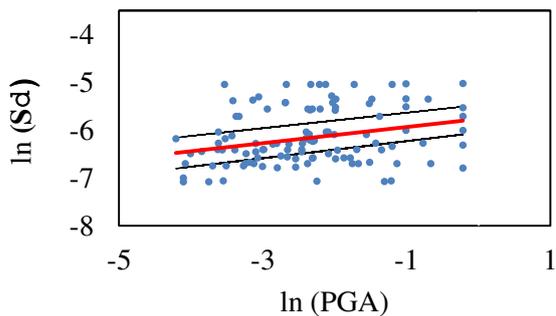


Ponto 3 - Casca Hexagonal

$$\ln(d) = -5,7654 + 0,1696\ln(\text{PGA})$$

$$R^2 = 0,667$$

$$\beta_d = 0,6252$$

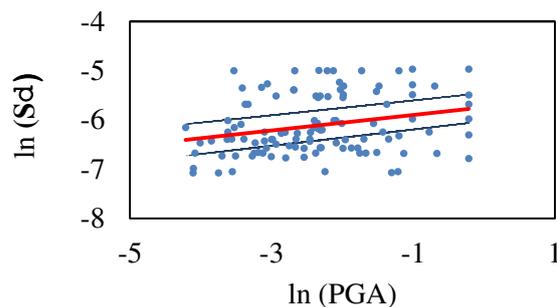


Ponto 4 - Casca Hexagonal

$$\ln(d) = -5,7413 + 0,158\ln(\text{PGA})$$

$$R^2 = 0,689$$

$$\beta_d = 0,57722$$

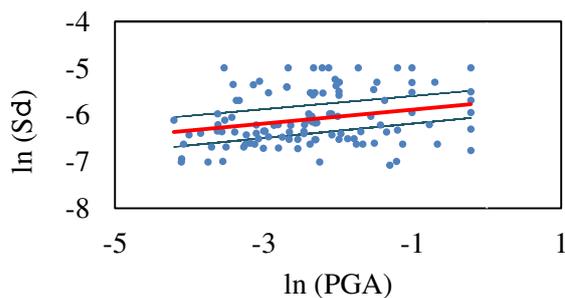


Ponto 5 - Casca Hexagonal

$$\ln(d) = -5,7393 + 0,1487\ln(\text{PGA})$$

$$R^2 = 0,656$$

$$\beta_d = 0,5528$$

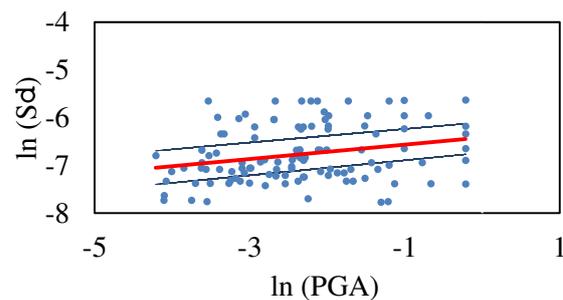


Ponto 6 - Casca Hexagonal

$$\ln(d) = -6,4142 + 0,1499\ln(\text{PGA})$$

$$R^2 = 0,631$$

$$\beta_d = 0,5692$$



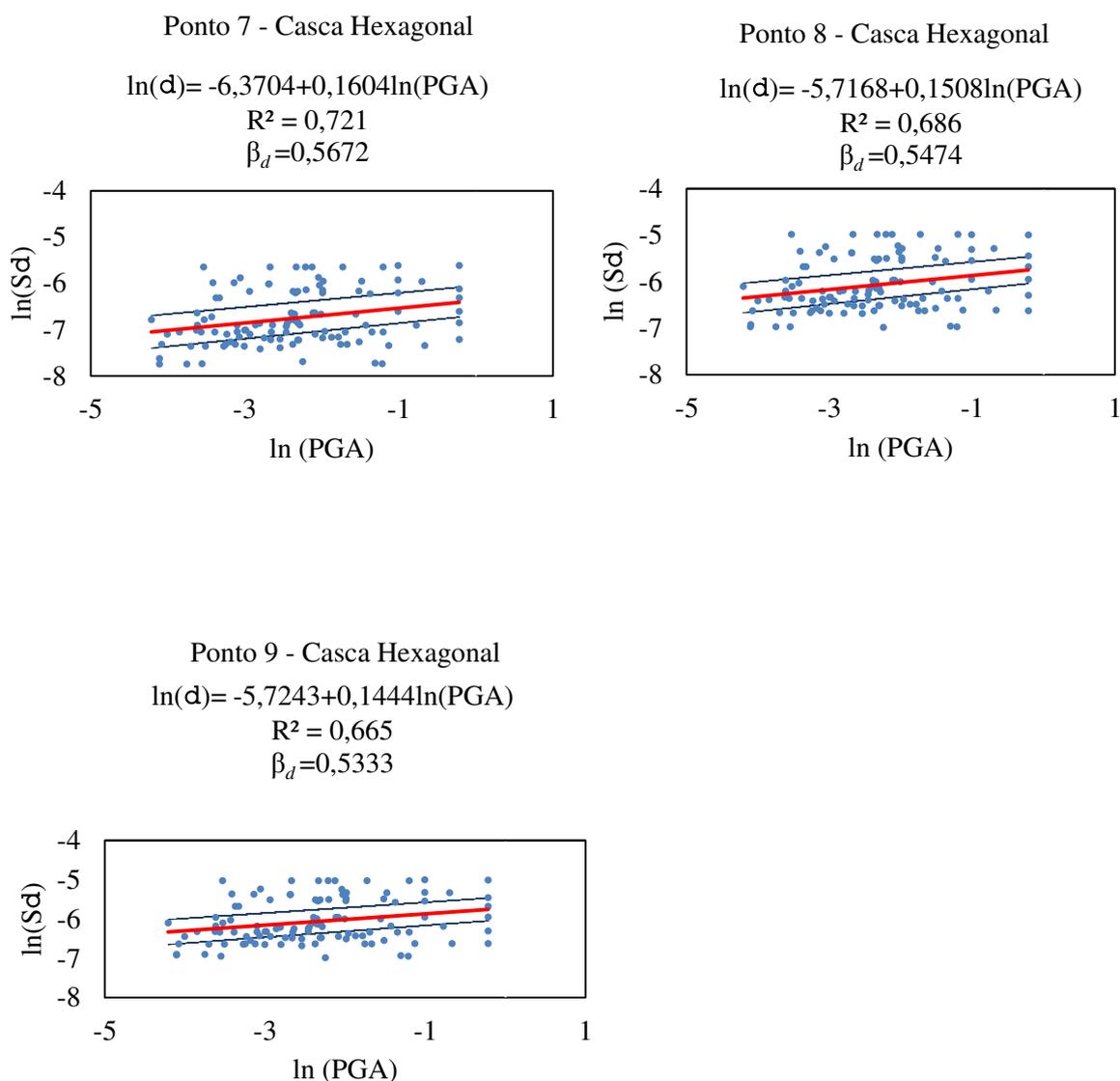
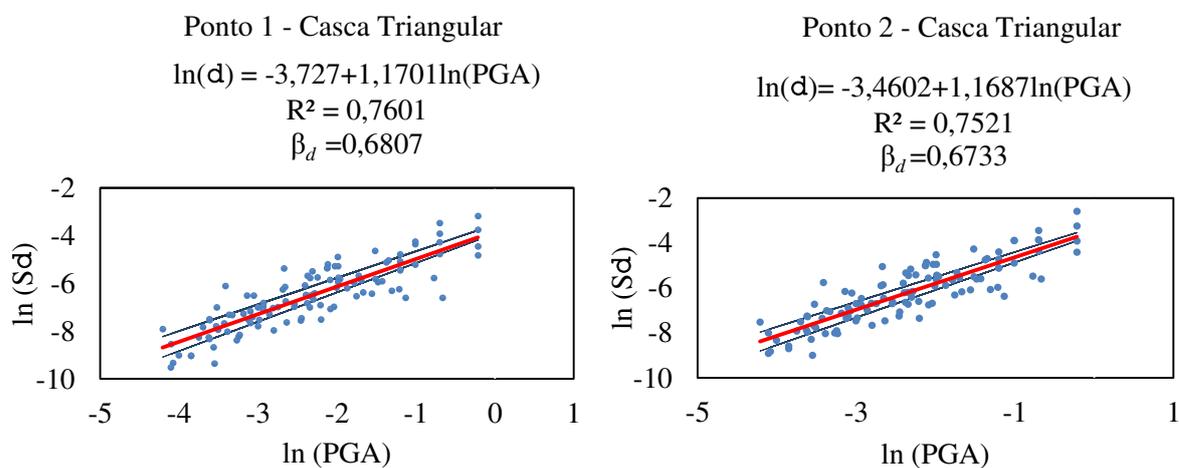


Figura 67. PSDM gerado usando regressão linear no espaço log-normal para os 9 pontos críticos da casca de forma livre de base hexagonal. Fonte: (Próprio Autor).



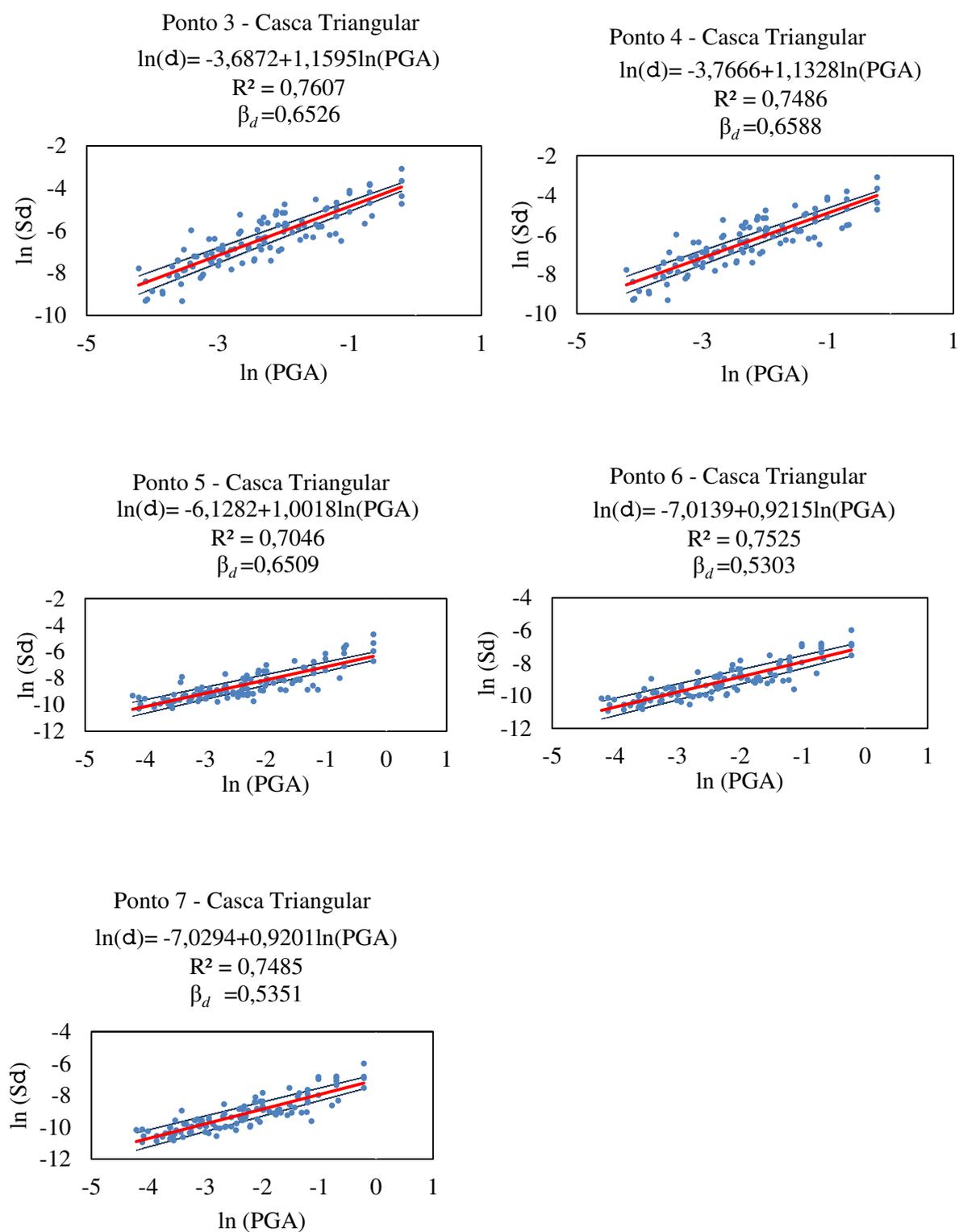


Figura 68. PSDM gerado usando regressão linear no espaço log-normal para os 7 pontos críticos da casca de forma livre de base triangular. Fonte: (Próprio Autor).

Um resumo dos coeficientes da regressão linear da PSDM para cada um dos pontos críticos das cascas de formas livres estudadas é apresentado na Tabela 23.

Tabela 23. Parâmetros da regressão linear da demanda sísmica para cada ponto crítico.

Casca	Componente	$\ln(a)$	b	β_d
Hexagonal	Ponto 1	-7,2264	0,8701	0,5805
	Ponto 2	-8,9253	0,053	0,2484
	Ponto 3	-5,7654	0,1696	0,6252
	Ponto 4	-5,7413	0,158	0,5772
	Ponto 5	-5,7393	0,1487	0,5528
	Ponto 6	-6,4142	0,1499	0,5692
	Ponto 7	-6,3704	0,1604	0,5672
	Ponto 8	-5,7168	0,686	0,5474
	Ponto 9	-5,7243	0,1444	0,665
Triangular	Ponto 1	-3,7271	1,1701	0,6807
	Ponto 2	-3,4602	1,1687	0,6733
	Ponto 3	-3,6872	1,1595	0,6520
	Ponto 4	-3,766	1,1328	0,6288
	Ponto 5	-6,1082	1,0018	0,6509
	Ponto 6	-7,0139	0,9215	0,5303
	Ponto 7	-7,0294	0,9201	0,5351

As Figuras 69 e 70 apresentam as funções de probabilidade cumulativa log-normal (CDF) dos máximos deslocamentos obtidos para as acelerações aplicadas nos pontos críticos de referência nas superfícies das cascas de formas livres com base hexagonal e triangular. Para cada grupo de dados é aplicada a hipótese da normalidade através do Teste de Kolmogorov-Smirnov (Teste K-S) usando o *software* MATLAB®, verificando-se que seguem uma distribuição log-normal.

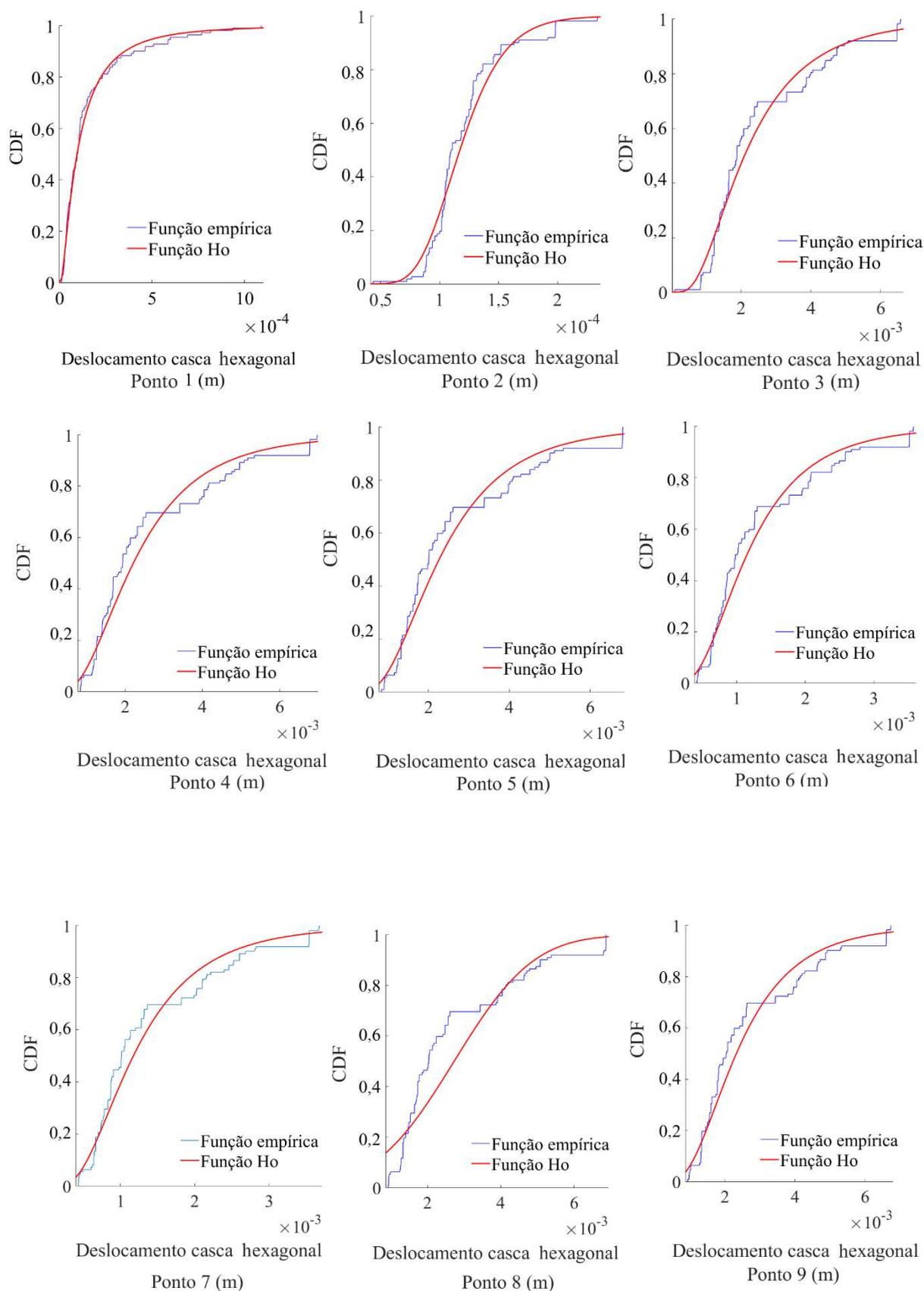


Figura 69. PDF (Distribuição log-normal) para a casca de forma livre de base hexagonal.
Fonte: (Próprio Autor).

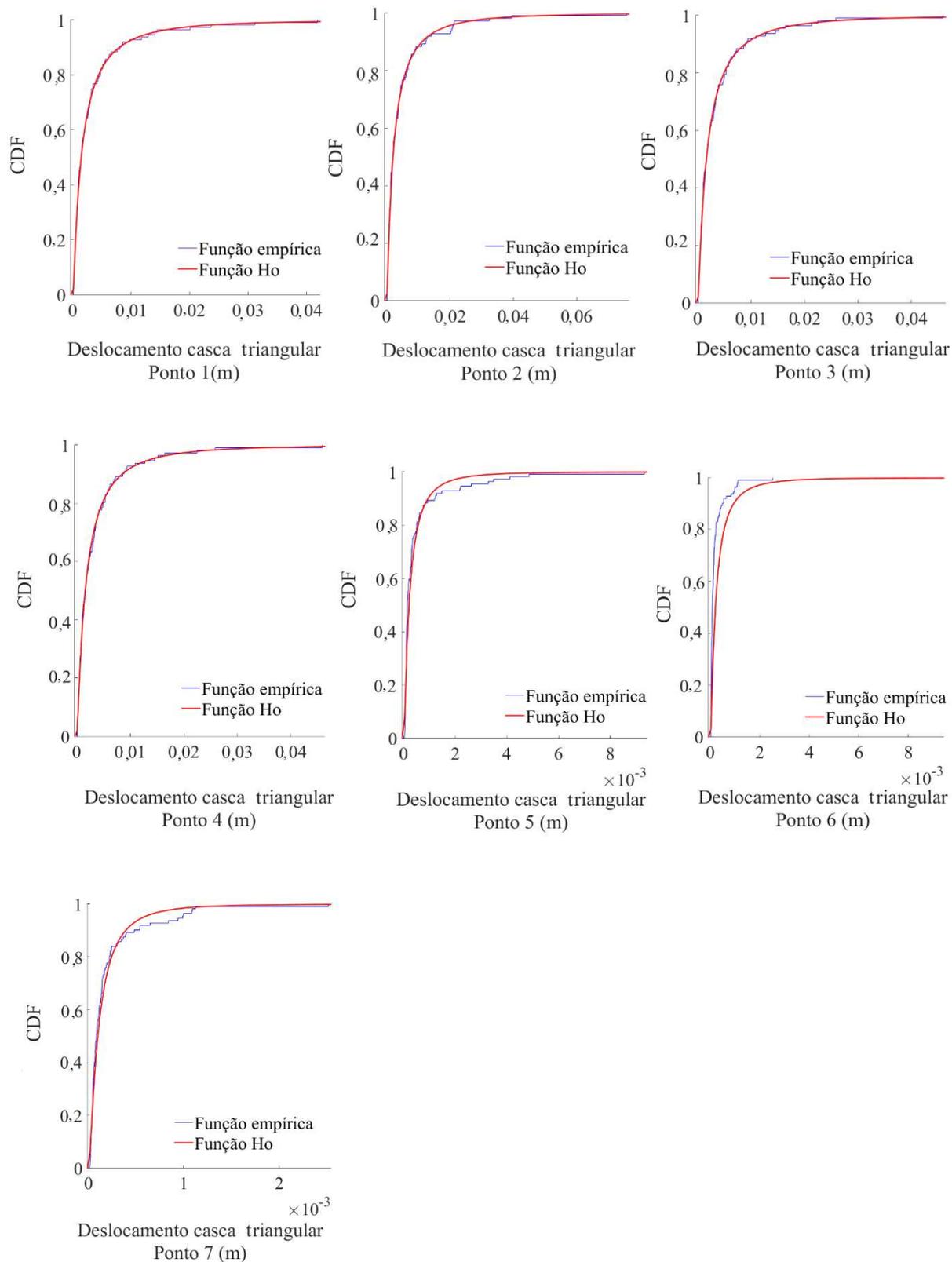


Figura 70. PDF (Distribuição log-normal) para a casca de forma livre de base triangular.
Fonte: (Próprio Autor).

Os resultados da parametrização para cada conjunto de dados dos estados limites são apresentados na Tabela 24 junto com os respectivos indicadores da média e do desvio padrão para uma função de distribuição log-normal, além do valor P do K-S Teste.

Tabela 24. Parâmetros do teste K-S da demanda sísmica para cada ponto crítico para a distribuição log-normal.

Casca	Componente	Média λ	Desvio Padrão ζ	Valor - P
Hexagonal	Ponto 1	-9,1945	0,655	0,58
	Ponto 2	-9,0546	0,267	0,56
	Ponto 3	-6,1453	0,590	0,29
	Ponto 4	-6,1082	0,595	0,22
	Ponto 5	-6,0869	0,578	0,29
	Ponto 6	-6,7622	0,589	0,31
	Ponto 7	-6,7425	0,588	0,28
	Ponto 8	-6,0699	0,574	0,32
	Ponto 9	-6,0623	0,558	0,22
Triangular	Ponto 1	-6,3734	1,183	0,50
	Ponto 2	-6,0691	1,2320	0,51
	Ponto 3	-6,2486	1,1473	0,62
	Ponto 4	-6,2953	1,1504	0,23
	Ponto 5	-8,4488	1,3372	0,61
	Ponto 6	-9,1781	1,1506	0,64
	Ponto 7	-9,1928	1,1545	0,63

A partir das análises dinâmicas não lineares desenvolvidas nesta etapa, verifica-se a comprovação do comportamento dúctil das cascas de formas livres de base hexagonal e triangular sob a ação sísmica. A casca de base hexagonal apresenta um ótimo comportamento estrutural, observando que toda a superfície da estrutura permanece no regime elástico e somente pequenas regiões nas aberturas da casca apresentam microfissuras. Já no caso da casca de base triangular, verifica-se que a zona próxima ao apoio que se encontra na mesma direção da força é a mais vulnerável. Isto ocorre devido à plastificação do concreto durante o sismo, que promove o surgimento de fissuras e danos à compressão que, para magnitudes maiores que 7 na Escala Richter, podem comprometer a estabilidade da estrutura.

CAPÍTULO VIII

ANÁLISE DE VULNERABILIDADE SÍSMICA PARA CASCAS DE FORMAS LIVRES DE CONCRETO ARMADO

Para estimar os danos que podem ocorrer numa estrutura durante um evento sísmico é utilizado o método da análise de vulnerabilidade sísmica, descrito pela função de fragilidade que define a probabilidade da demanda (D) atingir ou exceder um estado limite estrutural (LS) para uma intensidade de excitação sísmica definida (IM), conforme foi apresentado na Seção 4.2.

Assim, com a capacidade estrutural e a demanda sísmica representadas por meio de distribuições log-normal, as curvas de fragilidade serão descritas por uma função de densidade cumulativa log-normal. A Equação 13, que define a função de fragilidade, pode ser escrita com nova apresentação da seguinte forma:

$$P[D \geq LS/IM] = 1 - \Phi \left(\frac{\ln(LS) - \ln(aIM^b)}{\sqrt{\beta_{D/IM}^2 + \beta_{LS}^2}} \right) \quad (40)$$

$$P[D \geq LS/IM] = \Phi \left(\frac{\ln(IM) - \ln(\alpha)}{\beta} \right) \quad (41)$$

onde,

$$\alpha = \text{média} = e^{\frac{\ln(LS) - \ln(a)}{b}} \quad (42)$$

$$\beta = \text{desvio padrão} = \frac{\sqrt{\beta_{D/IM}^2 + \beta_{LS}^2}}{b} \quad (43)$$

Os valores de média e desvio padrão para a distribuição log-normal para cada estado limite (Ocupação Imediata, Segurança à Vida e Prevenção ao Colapso) para as cascas de formas livres de base hexagonal e triangular foram apresentados na Tabela 17 na Seção 6.2. Já os valores de média e desvio padrão para a demanda das cascas estudadas foram apresentados na Tabela 23 da Seção 7.3. Com estes resultados e aplicando as Equações 41 a 43 obtém-se os parâmetros α e β , utilizados para o cálculo das curvas de fragilidade, como é apresentado na Tabela 25.

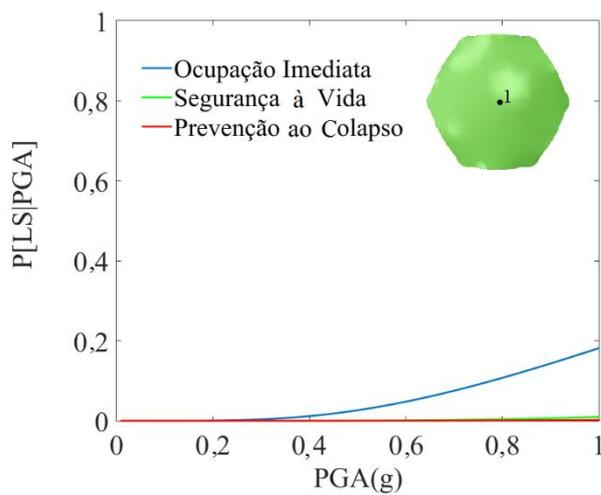
Tabela 25. Coeficientes para o cálculo da curva de fragilidade de cada ponto crítico das cascas de formas livres de bases hexagonal e triangular.

Casca	Componente	Ocupação Imediata		Segurança à Vida		Prevenção ao Colapso	
		α	β	α	β	α	B
Hexagonal	Ponto 1	0,6131	0,67407	1,56556	0,66865	1,94459	0,66948
	Ponto 2	3,7232	4,89238	4,60841	4,69215	4,97356	4,72328
	Ponto 3	1,8508	3,71938	2,91217	3,69352	3,31145	3,69748
	Ponto 4	1,9130	3,65867	2,97696	3,62838	3,37668	3,63302
	Ponto 5	1,9733	3,75962	3,03746	3,72632	3,43722	3,73142
	Ponto 6	2,1701	3,83700	3,17381	3,80490	3,56270	3,80982
	Ponto 7	2,0902	3,57302	3,09722	3,54292	3,48673	3,54754
	Ponto 8	1,9517	3,67164	3,01825	3,63848	3,41843	3,64356
	Ponto 9	1,9974	3,73735	3,06317	3,70182	3,46321	3,70727
Triangular	Ponto 1	-2,928	0,57599	-0,3564	0,57431	0,29496	0,57140
	Ponto 2	-2,049	0,58060	-0,5889	0,57897	0,1294	0,57615
	Ponto 3	-2,503	0,58516	-0,4268	0,58352	0,24601	0,58068
	Ponto 4	-2,710	0,58628	-0,3548	0,58457	0,30474	0,58160
	Ponto 5	-0,686	0,65512	0,65030	0,65316	1,13818	0,64976
	Ponto 6	-0,244	0,71225	0,93260	0,71011	1,39636	0,70642
	Ponto 7	-0,237	0,58873	0,93726	0,58614	1,40067	0,58165

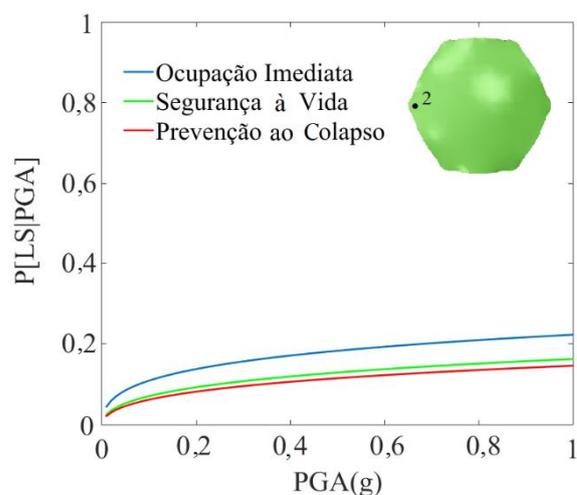
8.1 Resultados da análise de vulnerabilidade sísmica

Com base nos coeficientes calculados anteriormente, foram geradas as curvas de fragilidade analíticas que mostram o desempenho sísmico das cascas de formas livres de concreto armado de bases hexagonal e triangular, aplicadas para os territórios de Lisboa (Parque Florestal Monsanto) e de Ourém (Santuário de Fatima) em Portugal. Para determinar a curva de fragilidade para os pontos críticos escolhidos, foi desenvolvido um *script* em MATLAB® que segue a metodologia apresentada na Seção 4.2.

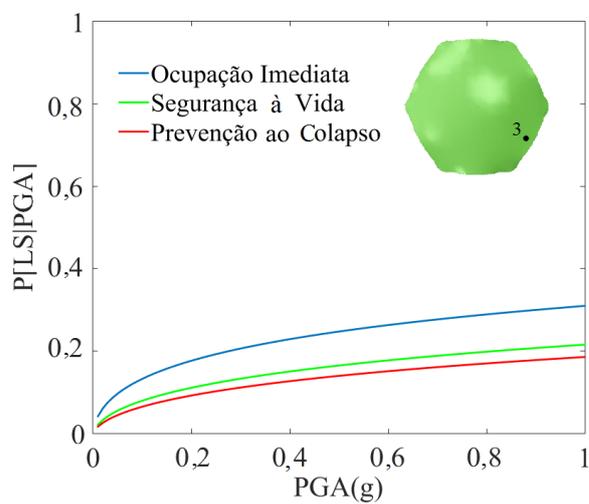
As Figuras 71 e 72 mostram os resultados da análise de vulnerabilidade sísmica proposta para a casca de concreto armado de bases hexagonal e triangular, respectivamente, identificando as probabilidades de se atingir os diversos estados limites para cada um dos pontos mais frágeis dentro das superfícies das estruturas (ver Figuras 60 e 61).



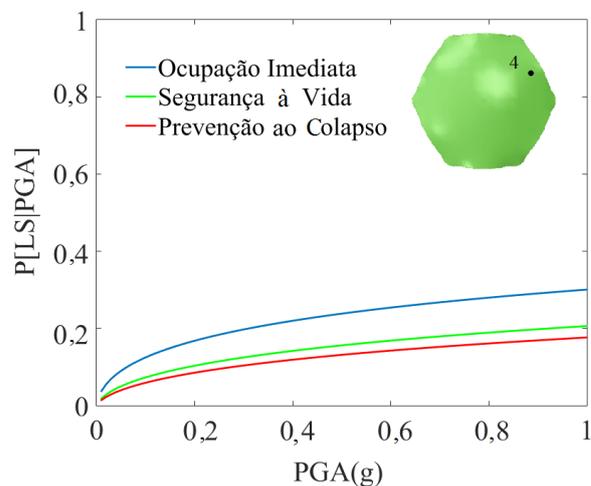
Ponto 1



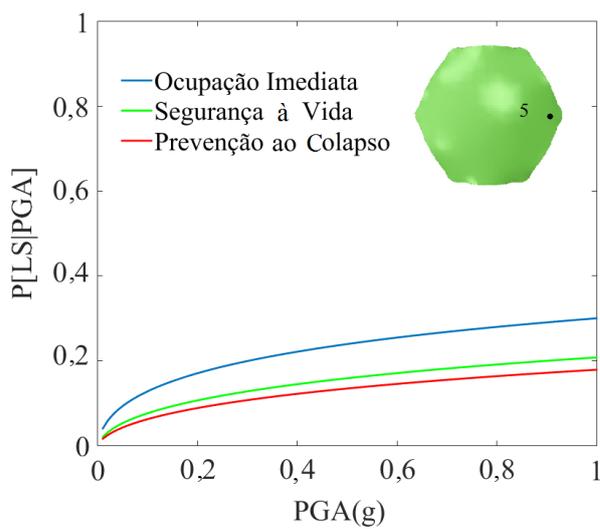
Ponto 2



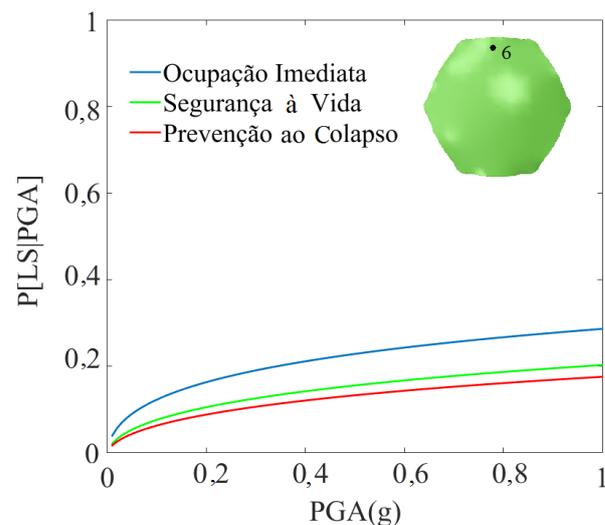
Ponto 3



Ponto 4



Ponto 5



Ponto 6

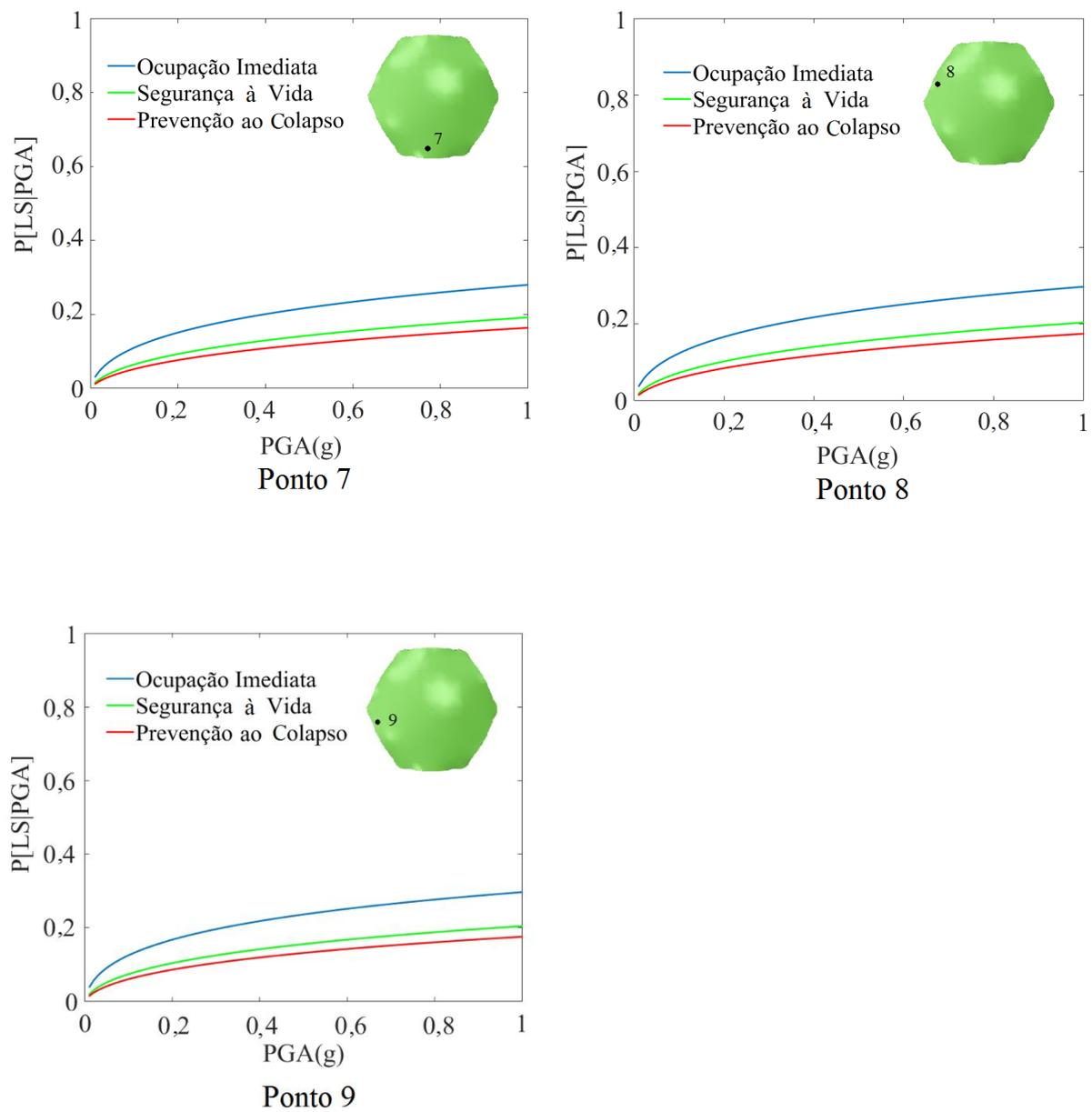
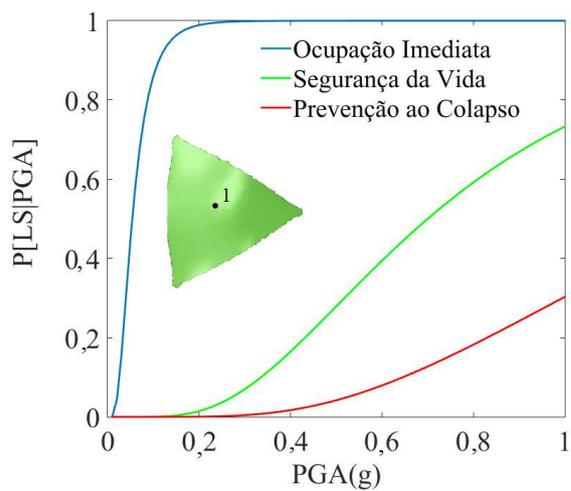
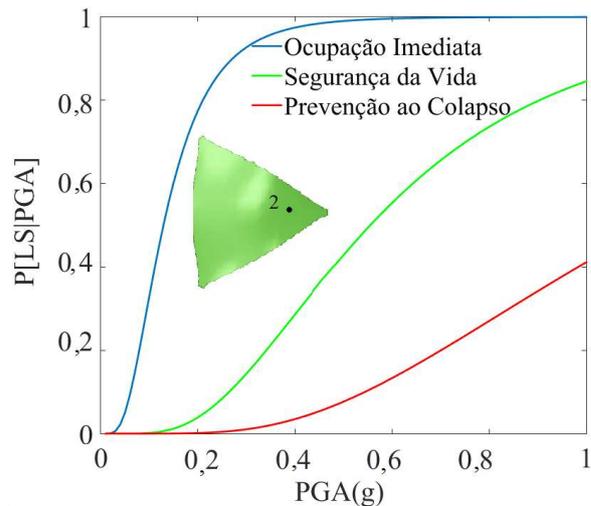


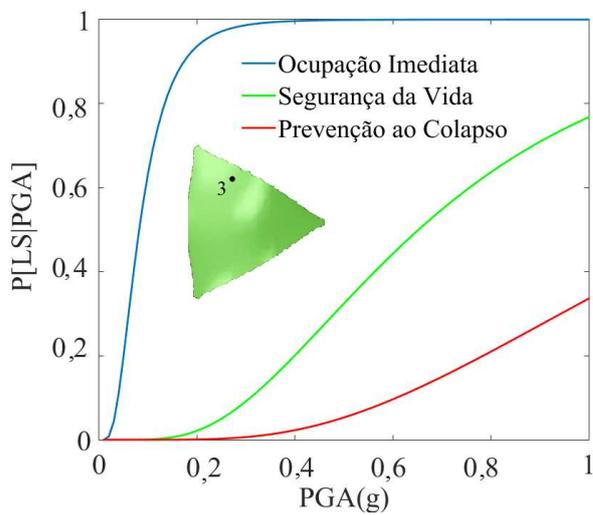
Figura 71. Curvas de fragilidade para cada ponto crítico da superfície da casca de forma livre de concreto armado de base hexagonal. Fonte: (Próprio Autor).



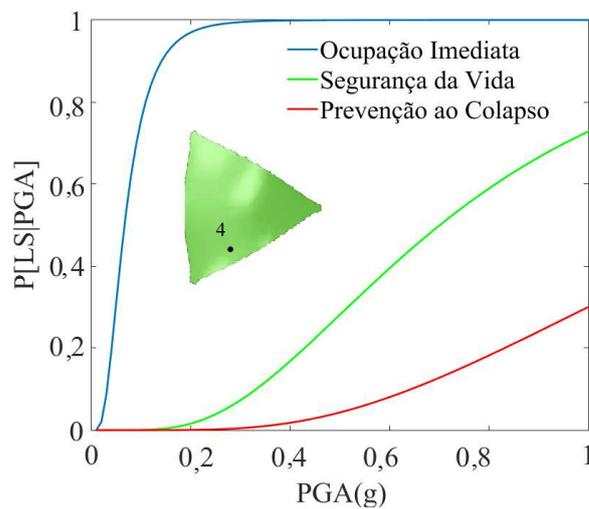
Ponto 1



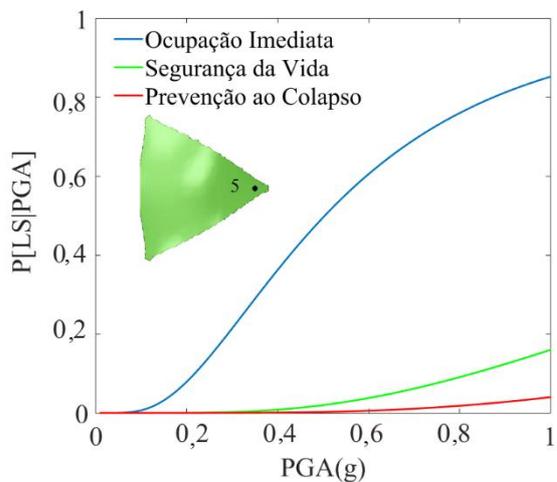
Ponto 2



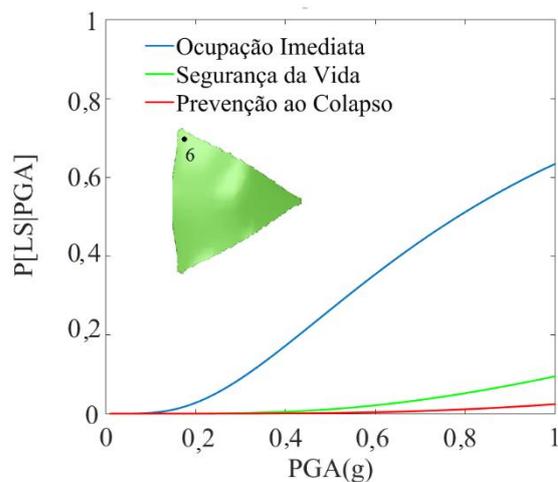
Ponto 3



Ponto 4



Ponto 5



Ponto 6

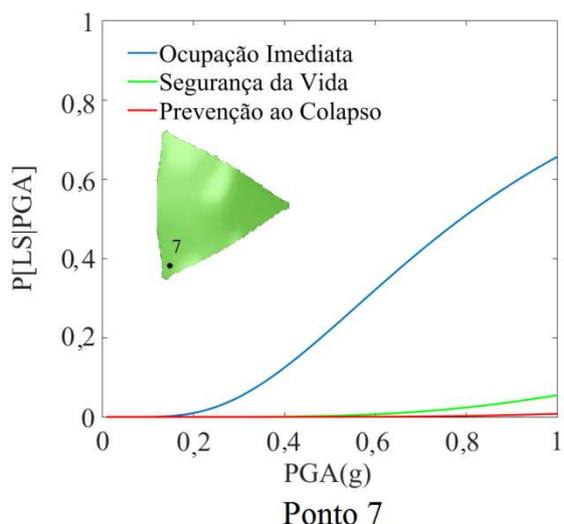


Figura 72. Curvas de fragilidade para cada ponto crítico da superfície da casca de forma livre de concreto armado de base triangular. Fonte: (Próprio Autor).

As análises destacam as respostas para diversos pontos críticos das superfícies das cascas de formas livres de concreto armado de bases hexagonal e triangular, ilustrando a importância de considerar diferentes regiões ao longo da casca ao se avaliar as curvas de fragilidade, que permitam observar e identificar qual elemento dentro da estrutura controla a fragilidade para os diferentes estados limites da capacidade e dos níveis de demanda sísmica.

- Estrutura em casca de forma livre de base hexagonal

No caso da casca de forma livre de base hexagonal, as curvas de fragilidade para os pontos 3, 4, 6, 7 e 8, que correspondem às regiões das aberturas da estrutura mostram um comportamento similar, visto que possuem deslocamentos simétricos quando submetida à ação de um movimento do solo, demonstrando assim, uma alta estabilidade estrutural devido a sua geometria. Para estas regiões da casca com uma aceleração de 0,6 g, a probabilidade de atingir o nível de dano de Ocupação Imediata é de 25%, requerendo reparações superficiais para as microfissuras que podem aparecer no recobrimento do concreto. A probabilidade de estas áreas atingirem níveis de dano moderado com a mesma aceleração é de 19%, sendo que terá o 17% de probabilidade de atingir o nível de prevenção ao colapso para acelerações maiores que 0,6 g conforme e mostrado na Figura 73.

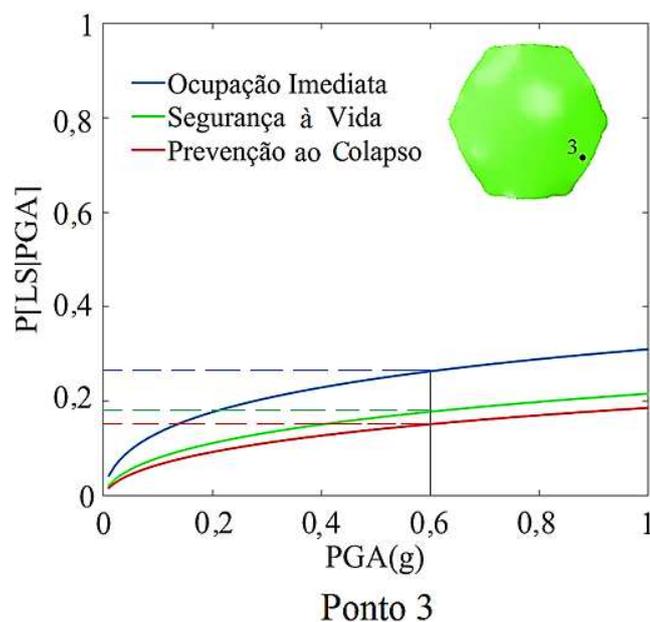


Figura 73. Interpretação das curvas de fragilidade para a casca de base hexagonal no ponto 3. Fonte: (Próprio Autor).

Para o ponto número 1, localizado no topo da estrutura, e para uma aceleração pico de 1,0 g e um tipo de solo C, a casca hexagonal apresenta uma probabilidade de 20% de sofrer danos leves e atingir o nível de Ocupação Imediata. Em relação aos danos moderados, a estrutura apresenta uma probabilidade quase nula, permanecendo esta região da casca com uma resposta elástica linear durante um sismo. De um modo geral, a casca de base hexagonal resiste à ação do sismo permanecendo basicamente intacta, sem danos nos apoios e apresentando pequenos danos estéticos no cobrimento do concreto nas zonas das aberturas, os quais não comprometem a estabilidade da estrutura nem representam um risco para os usuários.

Na Tabela 26 são apresentados os valores da probabilidade do ponto de controle número 2 atingir cada estado limite para os picos de aceleração de 0,1 g até 1,0 g.

Tabela 26. Probabilidade de atingir ou exceder os estados limites da capacidade para a casca de base hexagonal no ponto 2 (%).

Estado Limite	PGA									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Ocupação Imediata	10,60	13,91	15,85	17,36	18,66	19,06	20,82	21,46	21,63	22,33
Segurança à Vida	7,60	9,38	10,68	11,97	13,05	13,70	14,78	14,99	15,85	16,28
Prevenção ao Colapso	3,71	5,09	7,81	9,08	10,54	11,97	12,83	13,26	13,91	14,34

- Estrutura em casca de forma livre de base triangular

Para a casca de forma livre de base triangular submetida a cargas sísmicas, podem ser ressaltados três comportamentos diferentes. O primeiro grupo é formado pelos pontos 1, 3 e 4, correspondentes ao topo da estrutura e às regiões das aberturas. O segundo grupo é composto pelo ponto 2, localizado na região adjacente ao apoio que se encontra na mesma direção da aplicação da força. Por último, o terceiro grupo é relacionado as zonas dos apoios da casca, representados pelos pontos 5, 6 e 7.

No primeiro grupo (pontos 1, 3 e 4), sob uma carga sísmica de 0,1 g, estas regiões apresentam uma probabilidade de 80% de atingir o primeiro estado limite de Ocupação Imediata, provocando a plastificação gradual e o fissuramento do concreto. Quando o sismo apresenta um valor máximo de 0,5 g as aberturas e o topo da estrutura tem 40% de probabilidade de atingir o limite de Segurança à Vida, apresentando um amplo desprendimento do recobrimento do concreto e, em alguns pontos, o concreto atinge o pico de tensão de compressão levando o aço a ser o responsável por absorver e distribuir as tensões. Para sismos maiores de 0,8 g estas regiões da superfície têm uma probabilidade de 20% de ultrapassar o nível de Prevenção ao Colapso.

O segundo grupo (ponto 2) é a componente que domina a vulnerabilidade da casca de base triangular, sendo que para sismos de 0,4 g, apresenta 42% de probabilidade de atingir o estado limite de Segurança à Vida, reduzindo a resistência do concreto numa região que, por estar próxima ao apoio, pode desestabilizar toda a casca e levar o comportamento estrutural ao nível de Prevenção ao Colapso dado por

9,7% de probabilidade de ocorrência como é ilustrado na Figura 74. Não obstante, para que a estrutura tenha um risco ao colapso com probabilidade de 30%, o sismo deve apresentar uma aceleração pico de 1,0 g.

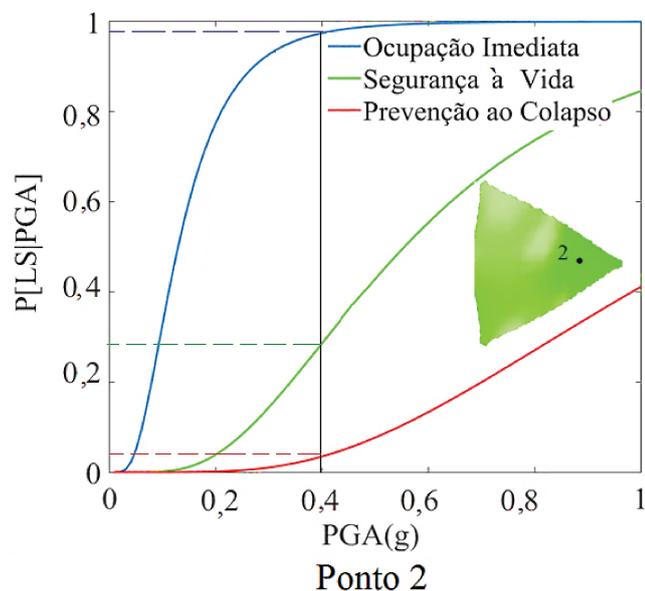


Figura 74. Interpretação das curvas de fragilidade para a casca de base triangular no ponto 2. Fonte: (Próprio Autor).

Para as regiões dos apoios (pontos 5, 6 e 7), a probabilidade de sofrer danos leves para um PGA de 0,5 g é de 50%, e a estimativa de sofrer danos moderados e severos é inferior a 10%, e para o dano completo a probabilidade é de aproximadamente 2%. Destaca-se que, para as regiões dos apoios, em caso de um sismo de alta magnitude na Escala Richter é provável que a estrutura apenas apresente fissuras e plastificação de alguns elementos.

Na Tabela 27 são apresentados os valores da probabilidade do ponto de controle número 2 da casca de forma livre de base triangular para cada estado limite em relação aos picos de aceleração de 0,1 g até 1,0 g.

Tabela 27. Probabilidade de atingir ou exceder os estados limites da capacidade para a casca de base triangular no ponto 2 (%).

Estado Limite	PGA									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Ocupação Imediata	33,40	77,93	93,19	97,52	98,76	99,58	99,79	100	100	100
Segurança à Vida	0,00	3,91	14,84	29,27	42,47	56,70	67,01	73,60	80,20	84,53
Prevenção ao Colapso	0,00	1,03	3,03	9,71	10,86	12,99	20,82	27,62	34,84	41,44

Finalmente, como foi apresentado nas análises anteriores, a casca de base hexagonal tem baixa probabilidade de ser danificada quando submetida a cargas sísmicas, e que, para sismos maiores de magnitude 7 na Escala Richter e acelerações máximas de 0,5 g, a casca apresenta 18,66% de probabilidade de atingir o nível de Ocupação Imediata e 13,05% de ultrapassar o nível de Segurança à Vida. A casca de base triangular, para este mesmo evento, apresenta uma probabilidade de 98,76% de atingir o nível de Ocupação Imediata e 42,47% de probabilidade de levar a estrutura ao nível de Segurança à Vida.

CAPÍTULO IX

CONCLUSÕES

Considerando a importância de se aprofundar no conhecimento do comportamento estrutural de estruturas em casca de formas livres, este trabalho apresenta os resultados da pesquisa sobre a análise de vulnerabilidade sísmica e obtenção das curvas de fragilidade visando propor uma metodologia para a avaliação de cascas de formas livres de concreto armado. Foram estudados dois casos de cascas de formas livres com bases de plantas hexagonal e triangular, apoiadas nos vértices, utilizando ferramentas computacionais que envolvem análises não lineares estáticas e dinâmicas relacionadas ao assunto.

As análises realizadas foram baseadas em incertezas tanto das propriedades mecânicas dos materiais e das características geométricas das estruturas quanto da ação de eventos sísmicos. Os eventos sísmicos foram considerados através de acelerogramas reais compatíveis com os espectros de resposta elástica dados pela norma EC8, para a região tipo (2) e com solo tipo (C) de Lisboa. Inicialmente foram calculadas as curvas de capacidade para os modelos numéricos das estruturas em casca de formas livres de concreto de bases hexagonal e triangular utilizando o *software* ABAQUS®. Os resultados são apresentados com base em análises tipo *pushover*, seguindo a metodologia proposta pelas normas HAZUS-MH (FEMA, 2003), FEMA-273, FEMA-356 e ATC-13. Nas análises foram considerados fatores fundamentais, como a acumulação de danos dos materiais e a mudança das direções de carregamento através da variação das direções em que as forças podem ser aplicadas.

A fim de apoiar a escolha da metodologia adotada neste trabalho, um estudo abrangente sobre a influência da componente vertical do sismo nas respostas estruturais foi realizado para as cascas estudadas. A partir de uma análise modal, pode-se observar que as componentes horizontais apresentam um fator de participação de massa superior a 80% para os dois primeiros modos de vibração nas direções horizontais, indicando que a componente vertical tem influência mínima na resposta total das estruturas em casca de formas livres analisadas. Além disso, foram realizadas análises não lineares transientes (*time-history*) com registros sísmicos

próximos às falhas, comparando-se as respostas das cascas submetidas à aceleração do movimento do solo nas três direções ortogonais. Os deslocamentos devidos às componentes verticais podem ser considerados insignificantes em comparação com os deslocamentos horizontais. Portanto, os deslocamentos horizontais são mais propensos a causar danos no caso de um evento sísmico, tendo sido realizadas análises *pushover* horizontal para os casos das cascas de bases hexagonal e triangular.

Para a metodologia apresentada foi utilizado um modelo estático não linear para as cascas de formas livres de bases hexagonal e triangular submetidas às cargas laterais incrementais, tendo sido obtidas medidas quantitativas da degradação da resistência para essas estruturas. Esses valores estão relacionados aos possíveis danos estruturais causados por um terremoto. Este é um passo preliminar para a análise de vulnerabilidade que permite determinar os principais estados limites de capacidade para cada estrutura.

Pode-se destacar que a casca de forma livre de base hexagonal tem um excelente comportamento sob a ação de cargas horizontais, apresentando tensão plástica com forças de magnitude próximas a 11.000 kN. Este valor está relacionado à sua elevada rigidez e geometria relativamente estável, mantendo seu equilíbrio por um longo período antes do colapso. Devido à sua grande ductilidade, ocorrem danos localizados neste tipo de estrutura, que servem como um aviso para os usuários antes de um possível colapso.

A casca de forma livre de base triangular atinge níveis de dano extensivos, com uma força menor que a obtida para a casca hexagonal. Este resultado é devido ao fato de se ter o suporte em apenas três vértices, sendo que o dano em um dos apoios é suficiente para se verificar o colapso estrutural completo do sistema.

Na sequência foi realizada uma análise dinâmica não linear com base na metodologia apresentada nas normas FEMA-440 e FEMA P-58-1, onde foram aplicados os registros de acelerações adotados para cada sismo nos modelos numéricos para as cascas, avaliando-se o comportamento estrutural elasto-plástico ao longo do tempo de duração do sismo, a partir de parâmetros como tensão, deformação, forças e deslocamentos. Deste modo é possível gerar o modelo

probabilístico de demanda sísmica (PSDM), que fornece a relação entre a intensidade do sismo e a demanda estrutural em termos de deslocamentos máximos.

As análises dinâmicas não lineares mostraram que as cascas pesquisadas estão isentas de qualquer falha significativa se o PGA do movimento do solo na região local estiver abaixo do projeto PGA de 0,2 g. Para a casca de base hexagonal, a probabilidade de sofrer danos leves é de 20% para um sismo superior a 0,5 g, que são associados às fissuras no recobrimento do concreto em algumas zonas vulneráveis da superfície como na máxima elevação das aberturas. Isso demonstra a alta capacidade estrutural e alta estabilidade geométrica das cascas, permanecendo num comportamento elástico linear diante forças horizontais de grande magnitude. Para sismos superiores a 0,2 g, a casca de base triangular tem 77% de probabilidade do concreto apresentar um comportamento plástico na região adjacente ao apoio que se encontra na mesma direção da força aplicada. Verifica-se que a casca de forma livre de base triangular é mais vulnerável sob a ação sísmica por apresentar distribuições do dano que comprometem a estabilidade do sistema estrutural, sendo recomendado para este tipo de estrutura aumentar a quantidade de armadura nas regiões vulneráveis e assim melhorar a ductilidade da estrutura.

Os resultados apresentados descrevem o comportamento das cascas de formas livres de concreto estudadas sob ação de forças horizontais, evidenciando a importância de se considerar a análise de danos especialmente no caso de grandes terremotos.

É evidenciado o ótimo comportamento estrutural das cascas de formas livres de bases hexagonal e triangular apoiadas nos vértices sob excitação do terremoto, pois não ultrapassaram a máxima resistência do concreto permitida estipulada nas normas ABNT NBR 6118 (2004) e CEB-FIP (1990), fato que pode ser atribuído à alta rigidez geométrica em combinação com a natureza inerente às estruturas leves. Neste sentido, as cascas de formas livres podem ser seguras para proteger as pessoas durante um terremoto, e em muitos casos poderiam servir como abrigos após o terremoto.

A metodologia proposta para determinar a vulnerabilidade sísmica fornece contribuições valiosas para uma melhor compreensão do comportamento estrutural para as cascas de formas livres de concreto armado.

Os resultados desta pesquisa são diretamente aplicados às estruturas na faixa de parâmetros geométricos considerados e, caso sejam utilizados para outras avaliações, devem ser cuidadosamente extrapolados. Abordagens estatísticas permitem cobrir incertezas geométricas e físicas, como espessura e resistência do concreto, para se estudar o comportamento não linear deste tipo de estrutura. Os resultados podem ser usados para se projetar e determinar os estados de limite de capacidade de estruturas em casca de formas livres, e avaliar a vulnerabilidade destas estruturas em regiões sísmicas.

Deste modo, esta metodologia permite uma melhor compreensão do comportamento estrutural das estruturas em casca de formas livres de concreto armado sob a ação de cargas horizontais através de análises numéricas, tornando os projetos mais seguros e confiáveis, bem como quantificando com precisão adequada a perda de resistência e da estabilidade estrutural desta classe de estruturas.

9.1 Impacto

Uma metodologia criteriosa foi utilizada para avaliar e quantificar a vulnerabilidade sísmica das estruturas em casca de formas livres de concreto armado de bases hexagonal e triangular. Isso resultou em várias contribuições significativas que incluem:

- Uma melhor compreensão dos parâmetros de modelagem que afetam as respostas sísmicas das cascas de formas livres de concreto, e em particular das cascas de bases hexagonal e triangular. Dois desses parâmetros, que os resultados mostraram mais significativos, são as condições das vinculações de apoio e espessura das estruturas.
- Um melhor entendimento do comportamento estrutural das cascas de formas livres, avaliando quantitativa e qualitativamente os danos e estados limites de capacidade que possam apresentar perante a ação de forças externas horizontais como, por exemplo, eventos sísmicos.

- Os resultados mais significativos desta pesquisa estão relacionados com conhecimento do desenvolvimento da fragilidade sísmica para cascas de formas livres de concreto armado, em particular para o estudo das cascas com bases hexagonal e triangular adotadas como casos de estudo. A metodologia proposta fornece aos projetistas uma ferramenta importante para se avaliar e considerar adequadamente as deficiências e incertezas que esta classe de estruturas apresenta na atualidade.

9.2 Recomendações para trabalhos futuros

O trabalho desenvolvido para o presente estudo poderá ser ampliado por meio de pesquisas adicionais relacionadas às seguintes considerações:

- Desenvolvimento de modelos numéricos para as cascas de formas livres para as quais seja avaliado o comportamento estrutural adotando-se a espessura variável, fato que poderia contribuir com a redução do consumo de material e, portanto, diminuir o custo final do projeto.
- Pesquisas experimentais direcionadas especificamente para se construir modelos físicos de cascas de formas livres em escala reduzida, que possam ser utilizados em experimentos com o emprego de mesas vibratórias em laboratórios.
- Pesquisas para aprimoramento dos modelos analíticos que contribuam para a compreensão do comportamento estrutural das cascas de formas livres sob os efeitos da ação sísmica.
- Desenvolvimento de metodologias para a incorporação de riscos de liquefação ou de deformação do solo. O trabalho desenvolvido neste estudo considerou explicitamente um tipo de solo estável, no entanto o fenômeno da liquefação não foi considerado. Atualmente, há uma lacuna para a compreensão de como devem ser avaliadas as demandas por esse tipo de risco.

- Este trabalho apresenta as curvas de fragilidade em termos de PGA como variável de intensidade. Alguns pesquisadores propõem usar como variável de intensidade a aceleração espectral, associada ao período fundamental da estrutura. Assim uma comparação entre os resultados obtidos a partir da mudança de variável poderia enriquecer a discussão sobre vulnerabilidade sísmica de estruturas em casca de formas livres de concreto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAQUS® 6.14-3 / ABAQUS Standart. D. Systems editor. User Documentation - Theory Manual Dassault Systems Simulia, Corp., Providence, RI, USA. 2016.

ABNT NBR 6118. Associação brasileira de normas técnicas, *Projeto de estruturas de concreto*, 2004.

ABNT NBR 6120. Associação brasileira de normas técnicas. *Cargas para o cálculo de estruturas de Edificações*, 2000.

ABNT NBR 8800. Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*, 2008.

ACI 318 M-05. *Building code requirements for structural concrete and commentary*. 2005.

ACI 334 1R-92. *Concrete Shell Structures Practice and Commentary. Reported by ACI Committee 334*. 2002.

ADRIAENSSENS, S., BLOCK, P., VEENENDAAL, D., WILLIAMS, C. *Shell Structures for Architecture Form Finding and Optimization*. 1st ed. Oxon: Routledge, 2014.

AMABILI, M. *A non-linear higher-order thickness stretching and shear deformation theory for large-amplitude vibrations of laminated doubly curved shells*, International Journal of Non-Linear Mechanics. 58: 57–75, 2013.

Analysis User's Manual ABAQUS. Vol. III: Abaqus/Explicit, 2016.

ATC-13. *Earthquake damage evaluation data for California*. Applied Technology Council, Redwood City, California, 1985.

ATC-19. *Structural Response Modification Factors*. Applied Technology Council, Redwood City, California, 1995.

ATC 40. *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings Volume 1. California Seismic Safety Commission*. Report SSC 96-01, 1996.

BEZZEGHOUD, M., CALDEIRA, B., BORGES, J. *O Impacto dos Grandes Sismos em Portugal*. 6ª Conferência Nacional de Avaliação de Impactes (CNAI'16) – “Sociedade e Sustentabilidade”, at University of Évora, Portugal, 2016.

BILLINGTON, D. P. *Thin shell concrete structures*. New York, NY: McGraw-Hill, 2. Ed, 1982.

BLETZINGER, K. U., RAMM, E. *Computational form finding and optimization*. Shell Structures for Architecture: Form Finding and Optimization, 45-56, 2014.

BLETZINGER, K. U., WÜCHNER, R., DAOUD, F., CAMPRUBÍ, N. *Computational methods for form finding and optimization of shells and membranes*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. 194: 3438-3452. 2005.

BOMMER, J. J., ACEVEDO, A. B. *The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis*. Journal of Earthquake Engineering. 8: 43-91, 2004.

BRANDÃO, J. H. *Análise experimental e numérica de cascas de concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras*. Tese de doutorado em Ciências em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2005.

CARVALHO, A., COSTA, A. C., OLIVEIRA, C. S. *Modelos estocásticos com ruptura progressiva de falhas para a caracterização da ação sísmica*. Aplicação ao sismo de Lisboa de 1 de novembro De 1755. In 6º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004.

CASSINELLO, P. *The evolution of concrete shells; innovations by Ildefonso Sánchez del Río*. Informes de la Construcción. 65: 147-154, 2013.

CAYCEDO GARCIA, Maya Sian. *Análise de modelo reduzido de estrutura em casca de forma livre de planta hexagonal apoiada nos vértices sob ação do vento*. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas. 2013.

CEB-FIP (1990). Design Code. Comité Euro-International du Béton, 1990.

CHANG, Z. T., BRADFORD, M. A., GILBERT, R. I. *Short-term behaviour of shallow thin-walled concrete dome under uniform external pressure*. Thin-Walled Structures. 49: 112-120, 2011.

CORNELL, C., JALAYER, F., HAMBURGER, R., DOUGLAS, F. *The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines*. ASCE Journal of Structural Engineering. 128: 526-533, 2002.

CROWLEY, H., BORZI, B., PINHO, R. *Simplified pushover-based vulnerability analysis for large-scale assessment of RC buildings*. Engineering Structures. 30: 804-820, 2008.

CUETO RUIZ, J. I. *Félix Candela, el mago de los cascarones de concreto*. Arquine, revista de crítica y teoría de la arquitectura. México, 2: 31-40, 1999.

DULÁCSKA, E., KOLLÁR, L. *Design procedure for the buckling analysis of reinforced concrete shells*. Thin-walled structures. 23: 313-321, 1995.

ESPATH, L. *Otimização de forma de cascas via deformação livre de forma baseado em NURBS*. Dissertação apresentada à faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2009.

EUROCODE 1 EN 1991-1-1. Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings. The European Union, 2002.

EUROCODE 2. EN 1992-1-1: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. The European Union, 2004.

EURO-CÓDIGO 8 -EC8. Structures in seismic regions, Part 5: foundations, retaining structures, and geotechnical aspects, 2009.

FAJFAR, P. *Structural analysis in earthquake engineering—a breakthrough of simplified non-linear methods*. In 12th European conference on earthquake engineering, 2002.

FAN, F., CAO, Z., SHEN, S. *Elasto-plastic stability of single-layer reticulated shells*. Thin-Walled Structures. 48: 827–836, 2010.

FAN, F., LI, Y., ZHI, X., LI, L. *Comparison of Seismic Response of Single-layer Reticulated Dome under Uniform and Incoherence Three-directional Excitations*. International journal of steel structures. 14: 855-863, 2014.

FEMA 440. Federal Emergency Management Agency. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Washington DC, 2005.

FEMA-HAZUS-MH MR1. Technical Manual, Vol. Earthquake Model. Federal Emergency Management Agency. Washington DC, 2003.

FEMA P-58-1. Federal Emergency Management Agency. Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 1 – Methodology. Washington, D.C, 2012.

FEMA-273. Federal Emergency Management Agency. Nehr guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Washington, D.C, 1997.

FEMA-310. Federal Emergency Management Agency. Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings. Washington DC, 1998.

FEMA-356. Federal Emergency Management Agency. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington, D.C, 2000.

FERRÃO C., BEZZEGHOUD M., CALDEIRA B., BORGES J. F. *Estudo da sismicidade em Portugal no período 1300-2014: mapa de intensidade máxima observada (IMO)*, 2015.

FERREIRA, A. M. *Estruturas em cascas de formas livres sob ação do vento*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, na área de concentração de Estruturas. UNICAMP, 2013.

FERREIRA, J. *Terremoto de 1 de novembro de 1755: Uma Abordagem Histórico-Geográfica em Contexto Pedagógico*. Dissertação de Mestrado. Universidade de Coimbra, 2013.

FLÜGGE, W. *Stresses in shells*. New York, NY: Springer, 1973.

FRANK, J., MASSEY JR. *The Kolmogorov-Smirnov Test for Goodness of Fit*. Journal of the American Statistical Association. 46: 68- 78, 1951.

GOULD, P. *Analysis of shell and plates*. Springer-Verlag. New York Inc, 1988.

HUIJBEN, F., VAN HERWIJNEN, F., NIJSSE, R. *Concrete Shell Structures Revisited: Introducing A New 'Low-Tech' Construction Method Using Vacuumatics Formwork*. In *Structural Membranes: V International Conference on Textile Composites and Inflatable Structures*, 2011.

ISKHAKOV, I. RIBAKOV, Y. *Design principles and analysis of thin concrete shells, domes and folders*. CRC Press, 2015.

ISKHAKOV, I., RIBAKOV, Y. *Ultimate limit state design of reinforced concrete shallow shells under seismic type horizontal loads*. Structural Concrete, 2018.

ISLER, H. *Aplicaciones Recientes de Cascarones Representativos*. Congreso Internacional sobre la Aplicación de Estructuras Laminadas en Arquitectura, México, 1967.

ISLER, H. *Concrete Shells Derived from Experimental Shapes*. Structural Engineering International, 1994.

ISLER, H. *Doce Años de Aplicación de Cascarones Tipo Burbuja*. Congreso Internacional sobre la Aplicación de Estructuras Laminadas en Arquitectura, México, 1967.

ISLER, H. *Experimental shell design*. North-Holland, 1961.

ISLER, H. *New shapes for shells—twenty years later. Heinz Isler as Structural Artist*. The Art Museum, Princeton University, New Jersey, 1980.

ISLER, H. *Structural beauty of shells*. IABSE congress report. 185-190, 1980.

JALAYER, F., CORNELL, C. *Technical Framework for Probability-Based Demand and Capacity Factor Design (DCFD) Seismic Formats*. PEER, 2003.

JIASHEN, F., LEI, F. *Closed form solution for nonlinear dynamic response in shallow shells*. Applied mathematical modelling. 15: 416-424, 1991.

JOYCE, S. C. *Web Based Data Visualisation Applied to Creative Decision Making in Parametric Structural Design*. In Proceedings of IASS Annual Symposia International Association for Shell and Spatial Structures (IASS). 20: 1-12, 2015.

KATO, S., MUTOH, I. *Evaluation of Collapse Loads of Reticulated Domes under Seismic Motions*. Stability and Ductility of Steel Structures. 249-264, 1998.

KAWAGUCHI, K. *A report on large roof structures damaged by the Great Hanshin-Awaji Earthquake*. International Journal of Space Structures. 12: 135-147, 1997.

- KUNIEDA, H. *Earthquake response of roof shells*. International Journal of Space Structures. 12: 149-159, 1997.
- LI, Q. S.; CHEN, J. M. *Nonlinear elastoplastic dynamic analysis of single-layer reticulated shells subjected to earthquake excitation*. Computers & structures. 81: 177-188, 2003.
- LIU, M., XING, M., YANG, Q., YANG, X. *Computational morphogenesis of free form shell structures by optimization*. Procedia Engineering. 31: 608- 612, 2012.
- LUU, C. H., MO, Y. L., T., HSU, T. C. *Development of CSMM-based shell element for reinforced concrete structures*. Engineering Structures. 132: 778–790, 2017.
- MARTINS, R. A. L. *Biomimética no projeto de estruturas espaciais*. Tese de Mestrado em Engenharia Civil - Perfil Estruturas e Geotécnica. Universidade Nova de Lisboa. Portugal, 2012.
- MATLAB ®. The MathWorks, Inc. R2015a, 2015.
- MAURIN, B., MOTRO, R. *The surface stress as a form-finding membranes density method tool for tensile*. Engineering Structures. 20: 712 719, 1998.
- MAY, R. *Shell Sellers, The International Dissemination Of The Zeiss-Dywidag System, 1923–1939*. Fifth International Construction History Congress, Chicago.557-564, 20015.
- MICHIELS, T., ADRIAENSSENS, S. *Identification of key design parameters for earthquake resistance of reinforced concrete shell structures*. Engineering Structures. 153: 411-420, 2016.
- NIE, G. N., ZHANG, C. X., ZHI, X. D., DAI, J. *Damage quantification, damage limit state criteria and vulnerability analysis for single-layer reticulated shell*. Thin-Walled Structures. 120: 378-385, 2017.
- NIE, G. B., ZHI, X. D., FAN, F., DAI, J. W. *Seismic performance evaluation of single-layer reticulated dome and its fragility analysis*. Journal of Constructional Steel Research. 100: 176–182, 2014.

NIELSON, B. *Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones*. Thesis Presented to School of Civil and Environmental Engineering. Georgia Institute of Technology, 2005.

NIELSON, B., DESROCHES, R. *Fragility methodology for highway bridges using a component level approach*. Earthquake engineering and structural dynamics. 36: 823-839, 2007.

NIKAIDO, Y., MIHARA, Y., SAWADA, S., TAKAHASHI, Y. *Improvement and enhancement of concrete damage plasticity model*. In: Simulia Community Conf. Proc. 1-10, 2015.

PADGETT, J. E., DESROCHES, R. *Sensitivity of seismic response and fragility to parameter uncertainty*. Journal of Structural Engineering. 133: 1710-1718, 2007.

PADGETT, J. E., DESROCHES, R. *Three-dimensional nonlinear seismic performance evaluation of retrofit measures for typical steel girder bridges*. Engineering Structures. 30: 1869-1878, 2008.

PAPADOPOULOS, V., LAGAROS, N. D. *Vulnerability-based robust design optimization of imperfect shell structures*. Structural Safety. 31: 475-482, 2009.

PAULTRE, P. *Dynamics of structures*. John Wiley & Sons, 2013.

PEER: Pacific Earthquake Engineering Research Center. <<http://peer.berkeley.edu/>>

PEREIRA, V. V. *Design e Aplicações de Estruturas em Casca de Formas Livres Ultrafinas*. Dissertação de Mestrado. Arquitetura. Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2015.

PETRIKAS, M. *As estruturas nas geometrias das coberturas arquitetônicas*. Dissertação de Mestrado no Curso de Pós-Graduação Arquitetura e Urbanismo, Universidade São Judas Tadeu São Paulo, 2010.

PFLUGER, A. *Estatica elemental de las cascaras*; Trad. de Renate Leisse de Mertig y Mario H. Buenos Aires: EUDEBA, 1965.

RAMASWAMY, G. S. *Design and construction of concrete shell roofs*. New York, NY. McGraw-Hill, 1968.

RAMBERG, W., OSGOOD, W. R. *Determination of Stress-strain Curves by Three Parameters*. Technical Note No. 503, National Advisory Committee on Aeronautics, (NACA), 1941.

RAMM, E., DI, S. *Hybrid stress formulation for higher-order theory of laminated shell analysis*. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 109: 359-376, 1993.

RAMM, E., MATZENMILLER, A. *Computational aspects of elasto-plasticity in shell analysis*. *DRJ Owen et al.* 711-734, 1987.

RAMM, E., MEHLHORN, G. *On shape finding methods and ultimate load analyses of reinforced concrete shells*. *Engineering Structures*. 13: 178-197, 1991.

RASMUSSEN, K. J. *Full-range stress–strain curves for stainless steel alloys*. *Journal of constructional steel research*. 59: 47-61, 2003.

REITER, L. *Earthquake hazard analysis: issues and insights*. Columbia University Press, 1991.

REITINGER, R., RAMM, E. *Buckling and Imperfection Sensitivity in the Optimization of Shell Structures*. *Thin-Walled Structures*. 23: 159-177, 1995.

ROTH, L. M. *Understanding architecture: its elements, history, and meaning* Boulder, CO. Westview, 2007.

SENA, C. F. *Coberturas em betão armado e pré-esforçado solução estrutural tipo asca*. Tese de mestrado. Universidade Técnica de Lisboa, 2008.

SENOS, M., CARIILHO, F. *Sismicidade de Portugal Continental*. *Física de la Tierra*. 15: 93 – 110, 2003.

SHEN, S. Z., ZHI, X. D. *Failure mechanism of reticular shells subjected to dynamic actions*. *Advances in Steel Structures*. 1: 69-81, 2005.

TAVARES, D., PADGETT, J., PAULTRE, P. *Fragility curves of typical as-built highway bridges in eastern Canada*. *Engineering Structures*. 40: 107-118, 2012.

TEIXEIRA, P. W. G. D. N. *Projeto e execução de coberturas em casca de concreto com forma de membrana pênsil invertida e seção tipo sanduíche*. Tese de Doutorado em Engenharia de Estruturas. São Carlos, Brasil, 1999.

TEIXEIRA, P. W. G. D. N., HANAI, J. *Projeto e execução de coberturas em casca de concreto com forma de membrana pênsil invertida e seção tipo sanduíche*. Caderno de Engenharia, São Carlos. 19: 101-131, 2002.

TIMOSHENKO, S., WOINOWSKY-KRIEGER, S. *Theory of Plate and Shell Structures*. McGraw-Hill Classic Textbook Reissue Series, 2nd ed, 1964.

UNESCO. Natural disasters and vulnerability analysis: report of Expert Group Meeting, 1979.

VAMVATSIKOS, D., CORNELL, C. *Incremental Dynamic Analysis*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 31: 491-514, 2002.

VAZ, T. G. *Contribuição para o estudo dos movimentos de vertente desencadeados por eventos sísmicos em Portugal Continental*. Tese de Doutorado. Universidade de Lisboa Instituto de Geografia e Ordenamento do Território. 2010.

VERWIMP, E., TYSMANS, T., MOLLAERT, M., WOZNIAK, M. *Prediction of the buckling behavior of thin cement composite shells: Parameter study*. Thin-Walled Structures. 108: 20-29, 2016.

VIZOTTO, I. *Computational generation of free-form shells in architectural design and civil engineering*. Automation in Construction. 19: 1087-1105, 2010.

VIZOTTO, I. *Geração computacional de formas livres de estruturas em casca*. Tese Doutorado. Faculdade de Engenharia Mecânica, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, Brasil, 1993.

VIZOTTO, I., FERREIRA, A. M. *Wind force coefficients on hexagonal free form shell*. Engineering Structures. 83: 17-29, 2014.

WEN, Y., ELLINGWOOD, B., VENEZIANO, D., BRACCI, J. *Uncertainty Modeling in Earthquake Engineering*. Report N^o. MAE-FD-2, Mid-America Earthquake Center, 2003.

WILSON, E. L. *Static and dynamic analysis of structures*. A Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering, Fourth Edition, CSI, 2004.

ZHI, X. D., NIE, G. B., FAN, F., SHEN, S. Z. *Vulnerability and Risk Assessment of Single-Layer Reticulated Domes Subjected to Earthquakes*. Journal of structural engineering. 138: 1505-1514, 2012.

YAMADA, S. *Vibration behavior of single-layer latticed cylindrical roofs*. International Journal of Space Structures, 12: 181-190, 1997.

YANG, L., MASATOSHI, S. A non-parametric solution to shape identification problem of free-form shells for desired deformation mode. Computers and Structures. 144: 1-11, 2014.

ANEXOS

ANEXO A

LISTA DE REGISTROS SÍSMICOS

	Nº PEER	Localização da estação		Ano	Max PGA	Mag.	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs30 (m/s)	D5 95 (s)	
1	121	Friuli	Italy	Barcis	1976	0,028	6,5	49,13	49,38	496,46	10,4
2	122	Friuli	Italy	Codroipo	1976	0,089	6,5	33,32	33,4	249,28	19
3	123	Friuli	Italy	Conegliano	1976	0,049	6,5	80,37	80,41	352,05	19,1
4	124	Friuli	Italy	Feltre	1976	0,038	6,5	102,05	102,15	356,39	12,7
5	130	Friuli	Italy	Buia	1976	0,11	5,91	10,99	11,03	310,68	10,2
6	131	Friuli	Italy	Codroipo	1976	0,028	5,91	41,37	41,39	249,28	11,4
7	133	Friuli	Italy	San Rocco	1976	0,134	5,91	14,37	14,5	649,67	5,1
8	138	Tabas	Iran	Boshrooyeh	1978	0,102	7,35	24,07	28,79	324,57	19,5
9	140	Tabas	Iran	Ferdows	1978	0,093	7,35	89,76	91,14	302,64	24,2
10	141	Tabas	Iran	Kashmar	1978	0,032	7,35	193,91	194,55	280,26	26,4
11	142	Tabas	Iran	Sedeh	1978	0,026	7,35	150,33	151,16	354,37	30,1
12	155	Norcia	Italy	Bevagna	1979	0,023	5,9	31,43	31,45	401,34	14,9
13	157	Norcia	Italy	Spoletto	1979	0,042	5,9	13,21	13,28	535,24	10,5
14	279	Almiros	Greece	Almiros	1980	0,085	5,2	13,25	14,43	412,68	10
15	283	Irpinia	Italy	Arienzo	1980	0,026	6,9	52,93	52,94	612,78	16,3
16	284	Irpinia	Italy	Auletta	1980	0,057	6,9	9,52	9,55	476,62	19,3
17	285	Irpinia	Italy	Bagnoli Irpinio	1980	0,129	6,9	8,14	8,18	649,67	19,6
18	286	Irpinia	Italy	Bisaccia	1980	0,095	6,9	17,51	21,26	496,46	16,8
19	287	Irpinia	Italy	Bovino	1980	0,046	6,9	44,62	46,25	356,39	27,8
20	288	Irpinia	Italy	Brienza	1980	0,219	6,9	22,54	22,56	561,04	13,2
21	289	Irpinia	Italy	Calitri	1980	0,136	6,9	13,34	17,64	455,93	24,2
22	290	Irpinia	Italy	Mercato San Severino	1980	0,133	6,9	29,79	29,8	428,57	26,7
23	291	Irpinia	Italy	Rionero In Vulture	1980	0,097	6,9	27,49	30,07	574,88	24,9
24	293	Irpinia	Italy	Torre Del Greco	1980	0,061	6,9	59,63	59,63	593,35	32,8
25	294	Irpinia	Italy	Tricarico	1980	0,047	6,9	51,74	53,16	496,46	22,9
26	295	Irpinia	Italy	Auletta	1980	0,026	6,2	28,69	29,86	476,62	18,8
27	296	Irpinia	Italy	Bagnoli Irpinio	1980	0,049	6,2	17,79	19,56	649,67	7,8
28	297	Irpinia	Italy	Bisaccia	1980	0,071	6,2	14,73	14,74	496,46	9,6
29	298	Irpinia	Italy	Bovino	1980	0,032	6,2	43,5	43,5	356,39	10,3
30	299	Irpinia	Italy	Brienza	1980	0,049	6,2	41,73	42,65	561,04	11,5
31	300	Irpinia	Italy	Calitri	1980	0,153	6,2	8,81	8,83	455,93	7,8
32	301	Irpinia	Italy	Mercato San Severino	1980	0,041	6,2	43,51	44,41	428,57	9,1
33	302	Irpinia	Italy	Rionero In Vulture	1980	0,096	6,2	22,68	22,69	574,88	11,1
34	303	Irpinia	Italy	Sturno (STN)	1980	0,069	6,2	20,38	20,39	382	5
35	304	Irpinia	Italy	Tricarico	1980	0,021	6,2	64,36	64,37	496,46	12,8
36	313	Corinth,	Greece	Corinth	1981	0,294	6,6	10,27	10,27	361,4	15,4

37	480	Lazio	Italy	Pontecorvo	1984	0,066	5,8	29,58	32,74	321,36	20,6
38	483	Veroia,	Greece	Veroia (bsmt)	1984	0,021	5,3	28,67	28,86	490,65	12,6
39	815	Griva,	Greece	Kilkis	1990	0,050	6,1	26,75	29,2	454,56	11,6
40	1144	Gulf of Aqaba	Gulf of Aqaba	Eilat	1995	0,088	7,2	43,29	44,1	354,88	23
41	1147	Kocaeli	Turkey	Ambarli	1999	0,253	7,51	68,09	69,62	175	37,2
42	1148	Kocaeli	Turkey	Arcelik	1999	0,21	7,51	10,56	13,49	523	11,1
43	1149	Kocaeli	Turkey	Atakoy	1999	0,168	7,51	56,49	58,28	310,01	36,1
44	1151	Kocaeli	Turkey	Balikesir	1999	0,017	7,51	180,24	180,24	468,44	51,6
45	1153	Kocaeli	Turkey	Botas	1999	0,098	7,51	126,03	127,05	341,56	30,2
46	1154	Kocaeli	Turkey	Bursa Sivil	1999	0,045	7,51	65,53	65,53	612,78	34
47	1155	Kocaeli	Turkey	Bursa Tofas	1999	0,1	7,51	60,43	60,43	289,69	41,2
48	1156	Kocaeli	Turkey	Canakkale	1999	0,028	7,51	266,17	266,17	289,69	57,6
49	1157	Kocaeli	Turkey	Cekmece	1999	0,177	7,51	64,95	66,69	346	37
50	1158	Kocaeli	Turkey	Duzce	1999	0,364	7,51	13,6	15,37	281,86	11,8
51	1159	Kocaeli	Turkey	Eregli	1999	0,036	7,51	141,37	142,29	585,09	18,7
52	1160	Kocaeli	Turkey	Fatih	1999	0,188	7,51	53,34	55,48	386,75	34,3
53	1162	Kocaeli	Turkey	Goy nuk	1999	0,137	7,51	31,74	31,74	347,62	11,4
54	1163	Kocaeli	Turkey	Hava Alani	1999	0,088	7,51	58,33	60,05	354,37	36,7
55	1164	Kocaeli	Turkey	Istanbul	1999	0,06	7,51	49,66	51,95	595,2	38
56	1166	Kocaeli	Turkey	Iz nik	1999	0,124	7,51	30,73	30,73	476,62	19,5
57	1169	Kocaeli	Turkey	Maslak	1999	0,053	7,51	52,96	55,3	445,66	37,5
58	1170	Kocaeli	Turkey	Mecidiyekoy	1999	0,07	7,51	51,17	53,43	384,86	16,5
59	1172	Kocaeli	Turkey	Tekirdag	1999	0,034	7,51	164,18	165,02	521,76	12,1
60	1176	Kocaeli	Turkey	Yarimca	1999	0,32	7,51	1,38	4,83	297	15,1
61	1177	Kocaeli	Turkey	Zeytinburnu	1999	0,116	7,51	51,98	53,88	341,56	39,4
62	1599	Duzce	Turkey	Ambarli	1999	0,102	7,14	187,99	188,7	175	39,7
63	1602	Duzce	Turkey	Bolu	1999	0,805	7,14	12,02	12,04	293,57	2,6
64	1603	Duzce	Turkey	Bursa Tofas	1999	0,017	7,14	166,07	166,07	289,69	30,7
65	1606	Duzce	Turkey	Fatih	1999	0,036	7,14	167,29	168,21	386,75	32,4
66	1609	Duzce	Turkey	Kocamustafapaba	1999	0,014	7,14	168,46	169,28	386,75	27,5
67	1612	Duzce	Turkey	Lamont 1059	1999	0,137	7,14	4,17	4,17	551,3	10,4
68	1613	Duzce	Turkey	Lamont 1060	1999	0,053	7,14	25,78	25,88	782	12,2
69	1614	Duzce	Turkey	Lamont 1061	1999	0,14	7,14	11,46	11,46	481	9,7
70	1615	Duzce	Turkey	Lamont 1062	1999	0,259	7,14	9,14	9,14	338	13,6
71	1616	Duzce	Turkey	Lamont 362	1999	0,028	7,14	23,41	23,41	517	14,6
72	1617	Duzce	Turkey	Lamont 375	1999	0,514	7,14	3,93	3,93	454,2	11
73	1618	Duzce	Turkey	Lamont 531	1999	0,1	7,14	8,03	8,03	638,39	10,9
74	1619	Duzce	Turkey	Mudurnu	1999	0,12	7,14	34,3	34,3	535,24	9,6
75	1620	Duzce	Turkey	Sakarya	1999	0,026	7,14	45,16	45,16	411,91	17,1
76	1627	Caldiran,	Turkey	Maku	1976	0,063	7,21	50,78	50,82	432,58	20,7
77	1633	Manjil	Iran	Abbar	1990	0,497	7,37	12,55	12,55	723,95	29,1
78	1636	Manjil	Iran	Qazvin	1990	0,094	7,37	49,97	49,97	302,64	25,7
79	1637	Manjil	Iran	Rudsar	1990	0,086	7,37	63,96	64,47	242,05	28,8
80	1638	Manjil	Iran	Tehran - Building	1990	0,016	7,37	174,55	174,55	376,92	8,5
81	1640	Manjil	Iran	Tonekabun	1990	0,137	7,37	93,3	93,62	289,69	25,9
82	1752	Northwest	China	Jiashi	1997	0,3	6,1	9,98	17,73	240,09	13,5

83	1754	Northwest	China	Jiashi	1997	0,239	5,8	21,49	27,86	240,09	14,2
84	3606	Lazio	Italy	Garigliano	1984	0,016	5,8	49,33	51,29	228,85	13,6
85	4037	Bam	Iran	Abaragh	2003	0,109	6,6	47,16	47,18	412,23	19,4
86	4054	Bam	Iran	Mohammad Abad	2003	0,123	6,6	46,2	46,22	574,88	22,1
87	4346	Umbria	Italy	Bevagna	1997	0,078	6	18,86	18,86	401,34	21,3
88	4348	Umbria	Italy	Castelnuovo-Assisi	1997	0,173	6	17,28	17,28	293	28,6
89	4391	Umbria	Italy	Norcia-Altavilla	1997	0,227	5,6	16,11	18,35	218	6,2
90	4452	Montenegro	Yugoslavia	Debar - Skupstina	1979	0,053	7,1	118,21	118,49	485,04	27,5
91	4453	Montenegro	Yugoslavia	Dubrovnik	1979	0,078	7,1	65,88	66,67	585,04	13,9
92	4454	Montenegro	Yugoslavia	Gacko - Zemlj	1979	0,039	7,1	88,2	88,99	429,21	20,7
93	4455	Montenegro	Yugoslavia	Herceg Novi	1979	0,21	7,1	23,59	25,55	585,04	12,1
94	4457	Montenegro	Yugoslavia	Ulcinj	1979	0,218	7,1	1,52	4,35	410,35	12,2
95	4458	Montenegro	Yugoslavia	Ulcinj -	1979	0,461	7,1	3,97	5,76	318,74	26
96	6872	Montenegro	Yugoslavia	Stolac - PPD	1979	0,034	7,1	103,14	103,82	536,7	15,6
97	4459	Montenegro	Yugoslavia	Veliki Ston	1979	0,27	7,1	23,67	26,86	199	14,4
98	4462	L'Aquila	Italy	Avezzano	2009	0,069	6,3	19,08	22,92	638,39	19
99	4475	L'Aquila	Italy	Fiamignano	2009	0,027	6,3	11,12	11,15	547	22,4
100	4478	L'Aquila	Italy	Lab,Gran Sasso	2009	0,03	6,3	104,24	104,77	389,54	11,5
101	4489	L'Aquila	Italy	Monte reale	2009	0,04	6,3	15,51	15,77	421,13	14,4