



UNIVERSIDADE DA MADEIRA

Centro de Ciências Exactas e Engenharia

Análise paramétrica não-linear à esbelteza de pilares em betão armado em relação aos efeitos de 2^a ordem de acordo com o EC2

José Rafael Abreu Brites

(Licenciado)

Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. Paulo Miguel de Macedo França

Júri

Presidente: Prof. Dra. Susana Luísa Rodrigues Nascimento Prada

Arguente: Prof. Dr. José Manuel Matos Noronha da Câmara

Orientador: Prof. Dr. Paulo Miguel de Macedo França

Agradecimentos

Este capítulo serve essencialmente para expressar o meu agradecimento a todos aqueles que me apoiaram não só durante a realização deste trabalho, mas também pelo apoio e incentivo ao longo dos anos que passei na Universidade, na qual considero importante destacar:

Ao Prof. Paulo França, orientador desta dissertação, não só por me ter sugerido este tema para estudo quando as hipóteses escasseavam, mas também pela disponibilidade e acompanhamento na elaboração deste trabalho.

Aos meus pais e irmãos pelo carinho e incentivo ao longo destes anos, e pelo interesse que sempre demonstraram neste meu caminho, apoiando-me em tudo o que foi necessário, nos bons e maus momentos.

Aos pais da Susana, pelo apoio, tratando-me sempre como um filho.

E à Susana, agradecer pelo carinho e amor demonstrado, e pela paciência e encorajamento principalmente nesta última fase, em que o stress e o pouco tempo prevaleciam.

Abstract

The main objective of this work is to compare the methods proposed by Eurocode 2, through a parametric analysis of second order effects in reinforced concrete pillars. The methods studied are the simplified method based on nominal curvature and general method. By comparing these two methods it was verify if the sizing for the first method is correct and is on the side of safety.

To this effect is analyzed ninety-six simple structure, where seventy-two are simple frames and twenty-four frames with a bracing system fit. All frames have a simple structure, consisting of two vertical elements, pillar or wall, and an element horizontal beam. The ninety-six frames are divided into two groups. A group in which the connection between beam pillar is labeled and the other group where the connection is rigid. Within each group is set to eight sets of frames whose difference between them lies in the percentage of load that each element vertical receive, and these same characteristics are for both groups. Each set consists of six frames in which the slenderness is varied. In all analyzed models remained the same characteristics of materials and loads.

Was carried out through a first sizing method based on nominal curvature, where we obtained the efforts and armor, which will be used for modeling the general method. This general method consists of a nonlinear analysis, and is made in a program for nonlinear finite element, Atena. The modeling was carried out first carrying the vertical load applied to the structure incrementally, and when it reached the design load, we apply the horizontal load also incrementally until the collapse of the structure.

According to the results, we can conclude that the sizing performed by the simplified method is on the side of safety, and in some cases where it has slender columns the sizing is too conservative, where we obtained 200% more of horizontal load.

Resumo

Esta dissertação tem como principal objectivo comparar os métodos propostos pelo Eurocódigo 2, através de uma análise paramétrica dos efeitos de segunda ordem em pilares de betão armado. Os métodos estudados foram o método simplificado baseado na Curvatura Nominal e o Método Geral. Através da comparação destes dois métodos verificou-se se o dimensionamento efectuado para o primeiro método é correcto e se encontra do lado da segurança.

Para este efeito são analisado noventa e seis pórticos, onde setenta e dois são pórticos simples e vinte e quatro são pórticos parede. Todos os pórticos apresentam uma estrutura simples, constituída por dois elementos verticais, pilar ou parede, e um elemento horizontal, viga. Os noventa e seis pórticos são divididos em dois grupos. Um grupo em que a ligação entre pilar viga é rotulada e o outro grupo onde a ligação é rígida. Dentro de cada grupo é definido oito conjuntos de pórticos cuja diferença reside na percentagem de carga que cada um dos elementos verticais recebe, sendo estas características iguais para os dois grupos. Cada conjunto é constituído por seis pórticos em que é variada a esbelteza. Em todos os modelos analisados manteve-se as mesmas características de materiais e acções.

Efectuou-se um primeiro dimensionamento através do método baseado na curvatura nominal, onde obteve-se os esforços e armaduras, que serão utilizados para a modelação no método geral. Este método geral, consiste numa análise não linear, e é efectuado num programa de análise não linear de elementos finitos, Atena. A modelação efectuou-se da seguinte forma: aplicou-se numa primeira fase a totalidade da carga vertical aplicada à estrutura de forma incremental, e quando esta atingiu a carga de dimensionamento, aplicou-se a carga horizontal também de forma incremental até ao colapso da estrutura.

De acordo com os resultados obtidos, pode concluir-se que o dimensionamento efectuado pelo método simplificado está do lado da segurança, sendo em alguns casos em que possui pilares esbeltos demasiado conservativo, onde obteve-se mais 200% de carga horizontal.

Palavras-chave

Análise não linear
Efeitos de 2ª ordem
Esbelteza
Modelação
Pilares
Pórtico

Keywords

Nonlinear
Effects of 2nd order
Slenderness
Modeling
Pillars
Frame

Índice Geral

Agradecimentos	i
Abstract	ii
Resumo	iii
Palavras-chave	iv
Keywords	iv
Índice Geral	v
Índice de Figuras	viii
Índice de Tabelas	x
1. Introdução	1
2. Estado de Arte	3
3. Conceitos Teóricos	6
3.1 Introdução	6
3.2 Efeitos de segunda ordem	7
3.2.1 Classificação das estruturas	8
3.2.2 Comprimento de Encurvadura.....	8
3.2.3 Critério para a verificação dos efeitos segunda ordem.....	10
3.3 Métodos de análise dos efeitos de segunda ordem de acordo com o EC2.....	11
3.3.1 Método geral	11
3.3.2 Método baseado na curvatura nominal	16
4. Exemplos para análise	17
4.1 Considerações Prévias.....	17
4.2 Formulação adoptada	17
4.2.1 Propriedades dos materiais	24
4.2.2 Acções	25
4.3 Pórtico 1	27
4.3.1 Descrição do pórtico	27
4.3.2 Verificação da segurança	31
4.4 Pórtico 2	39

4.4.1	Descrição do pórtico	39
4.4.2	Verificação da segurança	41
5.	Modelação numérica	51
5.1	Introdução	51
5.1.1	Método de Newton-Raphson	52
5.1.2	Método Arc Length	54
5.2	Modelação.....	55
5.2.1	Modelação dos Pórticos.....	55
5.2.2	Tratamento de resultados	64
6.	Análise e interpretação de resultados	67
6.1	Pórtico 1	68
6.2	Pórtico 2	80
7.	Conclusões	92
	Referências	94

Índice de Figuras

Figura 3-1 - Estrutura de nós fixos e de nós móveis	8
Figura 3-2 - Comprimentos de encurvadura para diferentes condições de fronteira para elementos isolados	10
Figura 3-3 - Influência da esbelteza no comportamento de pilares	13
Figura 3-4 - Relação Extensão – Deformação do Betão	14
Figura 3-5 - Relação Extensão - Deformação do aço	15
Figura 4-1 - Pórtico tipo com acções base aplicadas	26
Figura 4-2 – Pórtico tipo com acções base de acordo com a combinação sísmica	27
Figura 4-3 - Pórtico tipo com rótula.....	28
Figura 4-4 - Pórtico tipo sem rótula	39
Figura 5-1 - Relação Força - Deslocamento	51
Figura 5-2 - Método de Newton-Raphson	52
Figura 5-3 - Método Arc Length	54
Figura 5-4 - Cálculo do rácio para a armadura transversal.....	56
Figura 5-5 - Critério do material de interface	59
Figura 5-6 - Representação de alguns parâmetros definidos no Atena	60
Figura 5-7 – Modelação da armadura.....	60
Figura 5-8 - Representação de LC1	61
Figura 5-9 - Representação de LC2	61
Figura 5-10 - Representação de LC4	62
Figura 5-11 - Representação de LC3	62
Figura 5-12 - Desenvolvimento do último passo da análise não linear	65
Figura 5-13 – Estado de deformação no carregamento antes do colapso do Pórtico 2, Modelo B, h=5.0m	65
Figura 5-14 – Estado de deformação no carregamento onde se dá o colapso do Pórtico 2, Modelo B, h=5.0m (MPa).....	66
Figura 6-1 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo A, Pórtico 1	69
Figura 6-2 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo B, Pórtico 1	71
Figura 6-3 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo C, Pórtico 1	72
Figura 6-4 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo D, Pórtico 1	73
Figura 6-5 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo E, Pórtico 1.....	75
Figura 6-6 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo F, Pórtico 1.....	76

Figura 6-7 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo G, Pórtico 1.....	78
Figura 6-8 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo H, Pórtico 1.....	79
Figura 6-9 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo A, Pórtico 2.....	81
Figura 6-10 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo B, Pórtico 2.....	83
Figura 6-11 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo C, Pórtico 2.....	84
Figura 6-12 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo D, Pórtico 2.....	86
Figura 6-13 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo E, Pórtico 2.....	87
Figura 6-14 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo F, Pórtico 2.....	88
Figura 6-15 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo G, Pórtico 2.....	90
Figura 6-16 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo H, Pórtico 2.....	91

Índice de Tabelas

Tabela 4-1 - Características do betão utilizado.....	25
Tabela 4-2 - Características do aço utilizado	25
Tabela 4-3 – Geometrias e esbeltezas dos pilares e viga dos pórticos simples.....	29
Tabela 4-4 - Geometrias e esbeltezas dos pilares dos pórticos parede.....	30
Tabela 4-5 - Percentagem de carga para cada pilar para pórtico simples.....	30
Tabela 4-6 - Percentagem de carga para cada pilar para pórtico parede	31
Tabela 4-7 – Reacções horizontais em cada pilar do pórtico simples	32
Tabela 4-8 - Reacções horizontais em cada pilar do pórtico parede.....	33
Tabela 4-9a - Cálculo dos esforços de primeira e segunda ordem do pórtico simples	33
Tabela 4-10 - Cálculo dos esforços de primeira e segunda ordem do pórtico parede.....	35
Tabela 4-11a - Esforços de dimensionamento e Armaduras do Pilar 1 do pórtico simples	35
Tabela 4-12 - Esforços de dimensionamento e Armaduras do Pilar 1 do pórtico parede.....	36
Tabela 4-13 - Esforços de dimensionamento e Armaduras do Pilar 2 do pórtico simples	37
Tabela 4-14 - Esforços de dimensionamento e Armaduras do Pilar 2 do pórtico parede.....	38
Tabela 4-15 - Esforços de dimensionamento e armaduras da Viga.....	38
Tabela 4-16a – Geometrias e esbeltezas dos pilares e viga do pórtico simples.....	40
Tabela 4-17 - Geometrias e esbeltezas dos pilares e viga do pórtico parede	41
Tabela 4-18 – Reacções horizontais em cada pilar do pórtico simples	42
Tabela 4-19 – Reacções horizontais em cada pilar	43
Tabela 4-20a - Cálculo dos esforços de primeira e segunda ordem do pórtico simples	43
Tabela 4-21 - Esforços de dimensionamento e Armaduras do Pilar 1 do pórtico simples	45
Tabela 4-22 - Esforços de dimensionamento e Armaduras do Pilar 1 do pórtico parede.....	46
Tabela 4-23 - Esforços de dimensionamento e Armaduras do Pilar 2 do pórtico parede.....	46
Tabela 4-24 - Esforços de dimensionamento e Armaduras do Pilar 2.....	47
Tabela 4-25a - Esforços de dimensionamento e armaduras da Viga.....	48
Tabela 5-1 - Parâmetros básicos do betão necessários à modelação no Atena.....	55
Tabela 5-2 - Parâmetros básicos do aço necessários à modelação no Atena	57
Tabela 5-3 - Rácio dos estribos do Pórtico 1.....	57
Tabela 5-4a - Rácio dos estribos do Pórtico 2.....	57
Tabela 5-5 - Propriedades gerais dos macros elementos	59
Tabela 5-6 - Definição das cargas e apoios	61
Tabela 5-7 - Valores das cargas aplicadas adequados à modelação no Atena.....	63

Tabela 6-1 - Legenda de alguns dados	67
Tabela 6-2 - Resultados do Modelo A, Pórtico 1	68
Tabela 6-3 - Resumo de dados do Modelo A - Pórtico 1	69
Tabela 6-4 - Resultados Modelo B, Pórtico 1	70
Tabela 6-5 - Resumo Modelo B - Pórtico 1	70
Tabela 6-6 - Resultados do Modelo C, Pórtico 1	71
Tabela 6-7 - Resumo Modelo C -Pórtico 1	72
Tabela 6-8 - Resultados Modelo D, Pórtico 1	72
Tabela 6-9 - Resumo Modelo D -Pórtico 1	73
Tabela 6-10 - Resultados Modelo E, Pórtico 1	74
Tabela 6-11 - Resumo Modelo E -Pórtico 1	74
Tabela 6-12 - Resultados Modelo F, Pórtico 1	75
Tabela 6-13 - Resumo Modelo F -Pórtico 1	76
Tabela 6-24 - Resultados Modelo G, Pórtico 1	77
Tabela 6-25 - Resumo Modelo G -Pórtico 1	77
Tabela 6-24 - Resultados ModeloH, Pórtico 1	78
Tabela 6-25 - Resumo Modelo H -Pórtico 1	79
Tabela 6-14 - Resultados Modelo A, Pórtico 2	80
Tabela 6-15 - Resumo Modelo A -Pórtico 2	80
Tabela 6-16 - Resultados Modelo B, Pórtico 2	82
Tabela 6-17 - Resumo Modelo B -Pórtico 2	82
Tabela 6-18 - Resultados Modelo C, Pórtico 2	83
Tabela 6-19 - Resumo Modelo C -Pórtico 2	84
Tabela 6-20 - Resultados Modelo D, Pórtico 2	85
Tabela 6-21 - Resumo Modelo D -Pórtico 2	85
Tabela 6-22 - Resultados Modelo E, Pórtico 2	86
Tabela 6-23 - Resumo Modelo E -Pórtico 2	87
Tabela 6-24 - Resultados Modelo F, Pórtico 2	87
Tabela 6-25 - Resumo Modelo F -Pórtico 2	88
Tabela 6-24 - Resultados Modelo G, Pórtico 2	89
Tabela 6-25 - Resumo Modelo G -Pórtico 2	89
Tabela 6-24 - Resultados ModeloH, Pórtico 2	90
Tabela 6-25 - Resumo Modelo H -Pórtico 2	91

1. Introdução

Neste trabalho pretende-se seguir a formulação proposta pelo Eurocódigo2 [12], incidindo essencialmente nas análises linear e não linear para os efeitos de segunda ordem em pilares em betão armado, através do método simplificado da curvatura nominal e do método geral, respectivamente.

Os efeitos de segunda ordem estão associados aos efeitos das deformações causadas por forças internas em estruturas ou elementos estruturais. Para elementos estruturais de betão armado, os efeitos de segunda ordem são geralmente associados ao aumento dos momentos flectores causados por forças de compressão em elementos esbeltos. A não contabilização dos efeitos de segunda ordem nos esforços de dimensionamento irá traduzir-se numa redução da capacidade de carga.

Os elementos estruturais considerados como isolados podem ser classificados como elementos robustos, com coeficiente de esbelteza menor que 40, ou esbeltos, com coeficiente de esbelteza maior que 40. Este valor é considerado um valor médio. Para os primeiros os efeitos de segunda ordem são desprezáveis sendo, por consequência, dimensionados recorrendo a uma análise de primeira ordem. No dimensionamento dos segundos deve ter-se em conta os agravamentos de esforços devidos aos efeitos de segunda ordem. O cálculo é feito através de uma aproximação, corrigindo-se a excentricidade de primeira ordem, e_0 dos efeitos geométricos causados pela curvatura através de uma excentricidade de segunda ordem e_2 , que resulta da própria deformação do pilar na eminência de curvatura. A excentricidade total do esforço axial passa então a ser:

$$e_{tot} = e_0 + e_2 \quad (1-1)$$

O principal objectivo do trabalho é avaliar os efeitos de segunda ordem de pilares através dos métodos dispostos no EC2 e estabelecer uma comparação entre os resultados obtidos. Neste contexto, procedeu-se a uma análise para a contabilização dos efeitos de segunda ordem em vários modelos, recorrendo-se ao programa de elementos finitos ATENA [2] para as análises não lineares. A análise paramétrica incidiu essencialmente na esbelteza dos pilares, onde pretendeu-se avaliar a diferença de resultados entre as análises lineares e não lineares e determinar se haveria alguma relação com a esbelteza dos pilares.

A importância deste trabalho do ponto de vista científico é essencialmente para verificar em que situações se podem desprezar os efeitos de segunda ordem e mostrar as vantagens de uma análise não linear.

Esta tese está dividida da seguinte forma:

No capítulo 2 é feito um breve levantamento do estado de arte relativamente ao tema deste trabalho. São indicados alguns autores que já trabalharam nesta área e apresentadas algumas conclusões relativos aos estudos efectuados nos seus trabalhos.

No capítulo 3 é apresentado alguns conceitos teóricos sobre os efeitos de segunda ordem, essenciais para uma melhor compreensão desta matéria. São abordados os métodos preconizados no EC2 para o cálculo dos efeitos de segunda ordem, com maior ênfase os métodos adoptados para a realização deste trabalho. São explicados sucintamente todos os procedimentos adoptados no dimensionamento dos pórticos estudados.

No capítulo 4 descreve-se o dimensionamento dos pórticos, assim como todos os cálculos efectuados para cada um dos exemplos estudados. São apresentadas as geometrias dos pilares em todos os pórticos analisados, assim como os materiais e as acções aplicadas.

No capítulo 5 é efectuado a modelação das estruturas no Atena. São indicados os parâmetros considerados nesta modelação, assim como alguns conceitos teóricos da análise computacional utilizados na análise não linear no Atena, para uma melhor compreensão dos métodos utilizados.

No capítulo 6 apresenta-se os resultados obtidos das modelações efectuadas aos pórticos apresentados no capítulo anterior. São feitas comparações aos resultados obtidos dos capítulos anteriores pelas duas análises efectuadas em todos os pórticos, assim como toda a sua interpretação e respectivas análises.

No capítulo 7 são apresentadas as conclusões gerais ao trabalho.

2. Estado de Arte

Ao longo dos anos, houve sempre a preocupação de perceber de que modo os efeitos de segunda ordem numa estrutura influenciam o seu dimensionamento. Neste contexto são apresentados alguns estudos efectuados por autores que realizaram uma comparação entre os diversos métodos de análise para a consideração dos efeitos de segunda ordem.

Em 2010, Charles [8] efectuou um estudo comparativo entre três diferentes pórticos, cujo principal objectivo foi a verificação da importância dos efeitos de segunda ordem em estruturas de betão armado correntes, utilizando o método simplificado, e posteriormente compará-lo com os resultados obtidos no método geral, através de uma análise não linear. Charles [8] modelou três pórticos, num software de elementos finitos para análise não linear denominado Atena como também efectuou os cálculos para cada um dos pórticos para análise linear através do método baseado na curvatura nominal. Charles comparou reacções, deslocamentos e esforços. No primeiro pórtico, utilizou uma estrutura simples com dois pilares e uma viga, no segundo pórtico utilizou por base o primeiro pórtico acrescentado um nível. No terceiro pórtico, utilizou a mesma estrutura do primeiro pórtico, alterando um dos pilares para uma parede.

Nas suas conclusões, afirma que a consideração dos efeitos de segunda ordem, através do método baseado na curvatura nominal, não é condicionante para o dimensionamento ao estado limite último das estruturas, causando alguns sobredimensionamentos. Em todos os casos, devido a não linearidade física dos materiais, permitia uma redistribuição dos esforços das zonas mais afectadas para as zonas menos afectadas. A nível geométrico Charles [8], verificou que o deslocamento horizontal máximo para a carga de dimensionamento é inferior à excentricidade de segunda ordem, calculada pelo método simplificado. Charles [8] verificou assim, com o resultado do seu trabalho, que a forma mais correcta para a verificação da importância dos efeitos de segunda ordem, é através de uma análise não linear da estrutura. O uso do método simplificado, segundo Charles [8], é o ideal e o mais aproximado ao de uma análise não linear para elementos isolados esbeltos, como torres, chaminés de torres e pilares de pontes, pois são situações em que não temos um esforço normal actuante muito grande.

Em 2006, Carla Marchão [19], estudou os efeitos de segunda ordem em pilares esbeltos de betão armado, como são o caso dos pilares de pontes. A autora criou e desenvolveu um modelo e um programa de cálculo automático, para realizar a análise não linear. O modelo desenvolvido consistia num tabuleiro de um viaduto apoiado em três pilares. Apesar deste trabalho não estar directamente relacionado com o presente trabalho, em termos de estrutura, a verdade é que, os regulamentos existentes destinam-se à análise

de elementos isolados. Nos casos de elementos inseridos em estruturas, os regulamentos permitem a análise dos elementos como isolados. Tal como Charles [8], Marchão [19] concluiu que através do método baseado na curvatura nominal, os momentos finais de dimensionamento são muito superiores em relação aos obtidos através da análise não linear. Segundo a autora, o método baseado na curvatura, conduz a um elevado sobredimensionamento dos pilares, sobrestimando a curvatura dos elementos, devido ao facto de os comprimentos de encurvadura utilizados, não funcionarem em conjunto com os restantes elementos estruturais, pois estes são analisados como isolados. Nas análises efectuadas, verificou que os métodos simplificados estão como seria de esperar do lado da segurança. As mesmas conclusões, obteve Águas (2009) [1], num trabalho sobre a aplicabilidade dos métodos simplificados do EC2, na verificação da segurança em pilares de pontes de betão armado.

Em 1998, Valente [25] efectuou um estudo experimental da encurvadura em micro pilares de betão armado, que tinha como principal objectivo a análise do comportamento de pilares esbeltos de betão armado, isolado ou associados em pórticos de dois pilares. Foram realizados ensaios até a rotura sobre modelos reduzidos, comparando depois os resultados experimentais com os obtidos através de um programa de análise não linear. Assim foi possível verificar nos pórticos ensaiados experimentalmente que os pórticos constituídos por pilares mais esbeltos apresentam maior capacidade de deformação, apresentando um valor de carga axial última de menor valor do que o estipulado sendo a sua rotura mais dúctil do que em pilares menos esbeltos. Da análise numérica Valente [25] verificou que o comportamento dos modelos numéricos foi mais rígido que os comportamentos dos modelos experimentais na primeira fase de carregamento, no entanto, os valores das cargas de rotura assemelham-se com os resultantes do ensaio experimental. Tanto na análise experimental como na análise numérica a rotura do pórtico por colapso do pilar mais carregado deu-se numa secção localizada a altura intermédia.

Em 1997, Vinagre [27] estudou o comportamento não linear de estruturas porticadas de betão armado, tendo como objectivo analisar a influência dos efeitos de segunda ordem. Segundo o modelo desenvolvido foi possível diferenciar as regiões críticas das restantes regiões do elemento (zonas de maior e menor esforços). Concluiu que a inclusão dos efeitos de segunda ordem na verificação da segurança requer a aplicação de métodos de análise sofisticados, tendo em conta as propriedades geométricas e mecânicas dos elementos, o tipo e intensidade das acções e os recursos informáticos disponíveis. A classificação das estruturas é dependente da contabilização do impedimento ao deslocamento lateral, ou seja é efectuada a partir do modo de deformação que estas apresentam por acção do carregamento. Do estudo dos seus modelos, Vinagre [27] considerou que os limites de esbelteza propostos pelo EC2 [12] e o método de quantificação dos efeitos de segunda ordem, estão ajustados, realçando o facto de os limites propostos conduzirem a valores do lado da segurança. Vinagre [27]

concluiu que os métodos propostos pelos regulamentos, em comparação com as análises paramétricas efectuadas com recurso a um programa de análise não linear, são bastante fiáveis, afirmando que as disposições do EC2 [12], são as que melhor se adaptam aos resultados obtidos relativamente aos restantes regulamentos utilizados.

Segundo Guerra [15], em 1997, o facto de se repartir a carga por vários incrementos mas sem actualizar a geometria, numa análise não linear geométrica, conduz aos mesmos resultados se utilizasse um incremento apenas com a carga total. A única vantagem de se utilizar vários incrementos é o facto de obter possivelmente uma melhor convergência de resultados.

Em 1992, Vila Pouca [26], efectuou um estudo sobre a influência dos deslocamentos das estruturas de betão armado na análise à encurvadura, onde desenvolveu um modelo que permitiu considerar os efeitos de segunda ordem, mesmo que de forma aproximada, considerando a rigidez das vigas na deformabilidade da estrutura. Através de aplicações numéricas, Vila Pouca [26] avaliou a importância da rigidez das vigas em relação ao deslocamento das estruturas de betão armado na análise à curvatura, verificando que esta influência traduzia acréscimos significativos da carga crítica das estruturas. Verificou que esta carga crítica diminuía com o aumento de níveis da estrutura.

3. Conceitos Teóricos

3.1 Introdução

Os pilares são elementos estruturais que transmitem as cargas da estrutura para a fundação. Uma das acções principais nos edifícios tem o sentido vertical (peso). Por isso, o esforço solicitante nos pilares é constituído essencialmente pela força normal de compressão. Outras acções como, por exemplo, a do vento ou a do sismo, introduzem solicitações transversais nos pilares. Como a força normal de compressão pode ser elevada, deve-se ainda considerar os efeitos provenientes dos processos construtivos (geometria do elemento), da indefinição do ponto de aplicação das cargas e dos deslocamentos apresentados pelos pilares (efeitos de segunda ordem).

Por esse facto, devido à importância dos pilares na estrutura, é necessário verificar correctamente o dimensionamento das armaduras e a execução dos mesmos.

Na fase do dimensionamento destes elementos estruturais, um dos problemas com que os projectistas se deparam é a contabilização ou não dos efeitos de segunda ordem. Na maior parte dos dimensionamentos de elementos estruturais verticais apenas são tidos em consideração os esforços de primeira ordem, ou seja, é efectuado o equilíbrio na posição indeformada da estrutura. De acordo com o EC2 [12], os esforços de primeira ordem correspondem às acções e aos efeitos das imperfeições geométricas. Estas imperfeições são quantificadas através de uma força horizontal equivalente. Nestes esforços de primeira ordem não estão contabilizados os acréscimos de esforços associados à deformação, o que pode originar uma solução construtiva com uma capacidade resistente inferior à pretendida no projecto. Nos esforços ou momentos de primeira ordem não estão contabilizados o acréscimo de esforço causado pela deformação verificada no elemento.

Tal como já foi referido por Vinagre [27] a contabilização dos esforços de segunda ordem originados pela deformação no dimensionamento de elementos esbeltos, inclui três passos fundamentais:

1. Classificação das estruturas do modo de deformação a que elas irão ficar sujeita devido ao carregamento;
2. Verificação da necessidade, ou não, de inclusão dos efeitos de segunda ordem no dimensionamento (esta verificação é, geralmente efectuada por processos indirectos definidos a partir da classificação da estrutura, ou dos seus elementos, e pressupõe a definição de um erro considerado aceitável);
3. Caso os efeitos de segunda ordem não possam ser desprezados, torna-se necessário proceder à sua avaliação e inclusão no dimensionamento dos elementos (caso

contrário, o dimensionamento é efectuado com base nos esforços obtidos numa análise de primeira ordem).

Segundo Guerra [15], são ainda contabilizados, mesmo que de forma aproximada, alguns efeitos não previstos nas teorias clássicas, tais como:

1. Imperfeições geométricas iniciais;
2. Deformações decorridas no tempo de vida da estrutura;
3. Fadigas dos materiais, por efeito de ciclos de carga e descarga;
4. Alteração das condições de ligação dos elementos estruturais ou comportamento das fundações.

Os parâmetros que afectam o comportamento dos pilares são:

- Esbelteza e nível de esforço normal actuante;
- Tipos de acções, duração e magnitude das acções permanentes;
- Condições de fronteira;
- Propriedades dos materiais;
- Quantidade e distribuição das armaduras.

3.2 Efeitos de segunda ordem

Segundo o EC2 [12], no capítulo [5.1.4] os efeitos de segunda ordem devem ser considerados nos casos em que a estabilidade global da estrutura seja significativamente afectada ou então nos casos em que se preveja ser atingido o estado limite último nas secções críticas.

Nos casos em que os efeitos de segunda ordem tenham de ser contabilizados em estruturas com pilares com diferentes esbeltezas, a análise dos pilares de forma isolada, não é a mais correcta. Isto deve-se ao facto de a análise de pilares isolados provocar excentricidades diferentes, o que numa estrutura, com outros elementos estruturais, tais como vigas e lajes, obriga a que os deslocamentos horizontais sejam os mesmos em todos os pilares. Daí que se deverá considerar no cálculo a mesma excentricidade de segunda ordem em todos os pilares. A excentricidade a utilizar no cálculo será a do pilar condicionante.

3.2.1 Classificação das estruturas

As estruturas podem ser classificadas como contraventadas ou não contraventadas. As contraventadas são estruturas com elementos verticais de grande rigidez com capacidade resistente para absorver grande parte das acções horizontais, enquanto as estruturas não contraventadas não possuem elementos de contraventamento significativos, permitindo assim deslocamentos muito superiores [20].

De acordo com Delgado [10] a existência de vigas de ligação entre os diversos elementos verticais, como parte integrante dos pórticos resistentes em cada uma das direcções, contribui de forma significativa para a redução da mobilidade transversal da estrutura. Esta redução da mobilidade transversal permitiu classificar estruturas de nós fixos em vez de nós móveis.

A classificação de uma estrutura em nós fixos ou nós móveis depende da sensibilidade aos efeitos de segunda ordem devidos a deslocamentos laterais. Uma estrutura é classificada por nós fixos quando se pode desprezar a influência dos deslocamentos dos nós sobre os esforços de cálculo. A Figura 3-1 apresenta as deformações correspondente à estabilidade da estrutura para o caso de ela ser de nós fixos e nós móveis:

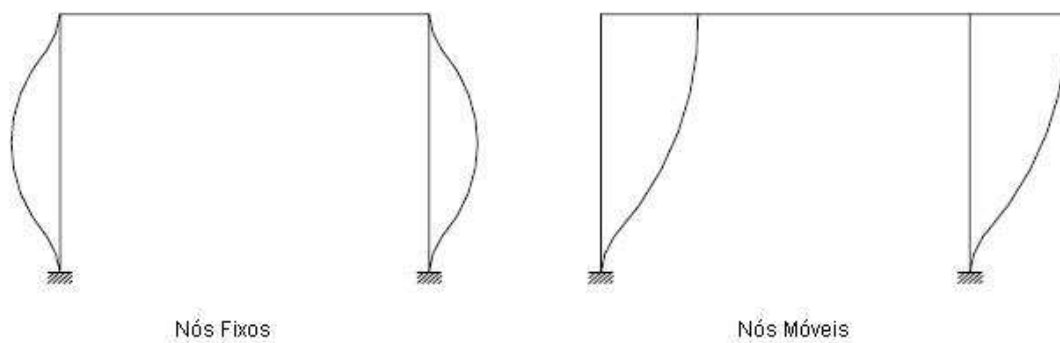


Figura 3-1 - Estrutura de nós fixos e de nós móveis

3.2.2 Comprimento de Encurvadura

O comprimento de encurvadura é definido pela distância entre os pontos de momento nulos, na distribuição final de momentos ao longo do pilar. Este comprimento pode ser determinado pela expressão

$$L_0 = \eta L \quad (3-1)$$

onde L representa o comprimento livre do elemento e η é um factor que depende das condições de ligação das extremidades do elemento [20].

O comprimento de encurvadura ou efectivo, como definido no EC2 [12], é o comprimento utilizado para traduzir a forma da deformada.

O método de calcular o comprimento de encurvadura de elementos estruturais verticais é diferente para um elemento isolado e para uma estrutura global. No caso de uma estrutura global, constituída pelos elementos estruturais principais, vigas, pilares e lajes, o comprimento de encurvadura dos elementos verticais são calculados com base na rigidez dos elementos estruturais que se ligam ao elemento vertical.

Para uma estrutura global, é necessário calcular o factor η . Este factor η pode ser calculado consoante o tipo de estrutura. No caso de estruturas contraventadas é calculado através da seguinte expressão:

$$\eta = \begin{cases} 0,7 + 0,05(\alpha_1 + \alpha_2) \\ 0,85 + 0,05\alpha_{\min} \\ 1,0 \end{cases} \quad (3-2)$$

No caso de estruturas não contraventadas é calculado através da seguinte expressão:

$$\eta = \begin{cases} 1,0 + 0,15(\alpha_1 + \alpha_2) \\ 2,0 + 0,3\alpha_{\min} \end{cases} \quad (3-3)$$

Os parâmetros α_1 e α_2 correspondem a relação entre a rigidez das vigas e dos pilares, nas extremidades do elemento em estudo.

$$\alpha_i = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_{\text{pilares}}}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_{\text{vigas}}} \quad (3-4)$$

Na Figura 3-2, pode-se observar os vários comprimentos de encurvadura para elementos isolados, dados pelo EC2 [12] consoante as suas condições de fronteira. É de notar ainda que os elementos a), b), c) são utilizados para elementos contraventados, onde $l_0 \leq L$. Os elementos d) e e) correspondem a elementos não contraventados, em que $l_0 \geq L$.

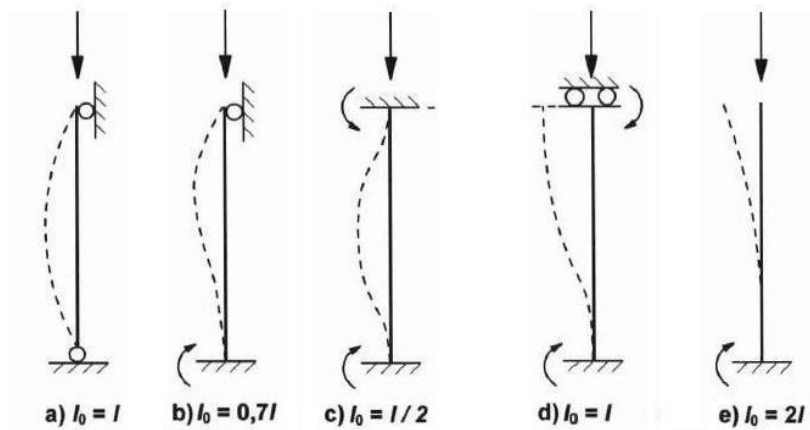


Figura 3-2 - Comprimentos de encurvadura para diferentes condições de fronteira para elementos isolados

3.2.3 Critério para a verificação dos efeitos segunda ordem

Para dispensar os efeitos de segunda ordem no dimensionamento de pilares, é necessário efectuar uma comparação entre a esbelteza do pilar e a esbelteza limite. Assim a esbelteza de um pilar é dada pela equação

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (3-5)$$

em que l_0 é o comprimento de encurvadura e i é o raio de giração. O comprimento de encurvadura é calculado através das fórmulas apresentadas no capítulo 0. O raio de giração corresponde à secção de betão não fendilhada, sendo calculado através da equação

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (3-6)$$

em que I e A representam respectivamente a inércia e área da secção. A esbelteza influencia de uma forma proporcional os efeitos de segunda ordem.

O EC2 [12] estabelece que para os efeitos de segunda ordem sejam considerados no dimensionamento, a esbelteza tem que ser superior à esbelteza limite. O valor da esbelteza limite é dado pela equação:

$$\lambda \leq \lambda_{lim} = \frac{20.A.B.C}{\sqrt{n}} \quad (3-7)$$

Os parâmetros A , B , C e n dependem respectivamente da fluência, da percentagem de armadura, da razão de momentos das extremidades do pilar e do esforço normal reduzido. O cálculo destes parâmetros poderá ser encontrados no capítulo 5.8.3.1 (1) do EC2 [12].

Se a condição $\lambda \leq \lambda_{lim}$ for respeitada, os efeitos de segunda ordem poderão ser desprezados, utilizando-se para o dimensionamento os esforços de primeira ordem.

3.3 Métodos de análise dos efeitos de segunda ordem de acordo com o EC2

No EC2 [12] existem dois métodos de análise para a inclusão dos efeitos de segunda ordem nos esforços de dimensionamento:

- a) Método geral
- b) Métodos simplificados
 - i. Método baseado na rigidez nominal
 - ii. Método baseado na curvatura nominal

O primeiro baseia-se numa análise não linear de segunda ordem, na qual considera a não linearidade geométrica e física (comportamento dos materiais). A segunda possibilidade baseia-se numa análise linear, e divide-se em dois métodos. O primeiro consiste numa análise da estrutura considerando o estado fendilhado na rigidez dos seus elementos, a não linearidade do comportamento do betão e do aço e a fluência do betão. O segundo incide na determinação de um deslocamento, baseado no comprimento efectivo e na estimativa da curvatura máxima dos elementos [18].

Para este trabalho apenas serão abordados os conceitos fundamentais dos métodos utilizados para a elaboração deste trabalho, que foram o método geral e o método simplificado baseado na curvatura nominal.

3.3.1 Método geral

O método geral consiste numa análise não linear de segunda ordem. Neste tipo de análise deve ser tido em conta as relações constitutivas dos materiais adequados para a análise global. Como neste trabalho pretende-se efectuar um estudo do ponto de vista de dimensionamento, deve-se utilizar os valores das resistências de cálculo dos materiais. Assim, o módulo de elasticidade do betão, expresso no EC2 [12], é dado pela expressão $E_{cd}=E_{cm}/\gamma$, e o f_{cm} substituído por f_{cd} , valor de cálculo da resistência à compressão.

Segundo Azevedo [6], através duma análise não linear de uma estrutura é possível:

- Analisar tensões e deformações em estruturas com comportamento não linear, dependente ou não do tempo;
- Determinar as cargas últimas de estruturas complexas;

- Analisar o comportamento dinâmico das estruturas;
- Analisar a propagação de fendas;
- Optimizar estruturas.

A principal vantagem deste método, é poder visualizar em tempo real, o comportamento não linear das estruturas, modelando a forma de trabalho dos materiais, tentando de alguma forma substituir a deformação da estrutura através de ensaios laboratoriais.

Contudo, devido à grande complexidade a que obriga a modelação do comportamento conjunto betão-aço, este método é pouco utilizado na prática e está restringido a casos de estruturas muito simples. Hoje, embora em termos mais académicos, ou em projectos de grande importância e delicadeza (situações novas), com o desenvolvimento dos programas de cálculo já é possível estender o mesmo a estruturas mais complexas, de análises conjuntas não lineares dos materiais e geométricas [16].

O comportamento não linear das estruturas resulta da consideração das deformações de segunda ordem ou do facto de os materiais possuírem leis constitutivas não lineares. Estes dois tipos de não linearidade designam-se respectivamente por não linearidade geométrica e não linearidade material. Um modelo que contemple estes dois tipos de não linearidade, implica que o carregamento da estrutura seja feito de forma incremental.

Estes dois tipos de não linearidade já foram estudados de forma mais aprofundada, por diversos autores, entre eles Delgado [9], Marchão [19], Oliveira [22] e Vinagre [27].

3.3.1.1 Não linearidade geométrica

A não proporcionalidade entre acções e esforços, resultante da influência da configuração deformada da estrutura na sua avaliação, corresponde à não linearidade geométrica. É possível relacionar a não linearidade geométrica com a influência da esbelteza no comportamento de pilares de betão armado. Na Figura 3-3 pode-se verificar como a esbelteza influencia o comportamento de pilares de betão armado através da não linearidade geométrica:

- Na relação 1 é possível observar que a relação entre os esforços é linear. Neste caso os efeitos geometricamente não lineares são desprezáveis, ou por outras palavras os efeitos de segunda ordem são desprezáveis. Este facto também pode ser perceptível através do valor da esbelteza. Um valor de esbelteza reduzido anula a não linearidade geométrica.

- A relação 2 é caracterizada por um valor de esbelteza médio. Neste caso os efeitos geometricamente não lineares já são relevantes, onde o estado limite último é definido pela rotura na secção mais desfavorável (é esta situação corrente em estruturas de betão armado).
- Na relação 3 os efeitos geometricamente não lineares são muito importantes, dado que os elementos estruturais que caracterizam esta relação são muito esbeltos. O estado limite último é definido pela carga de instabilidade da coluna.

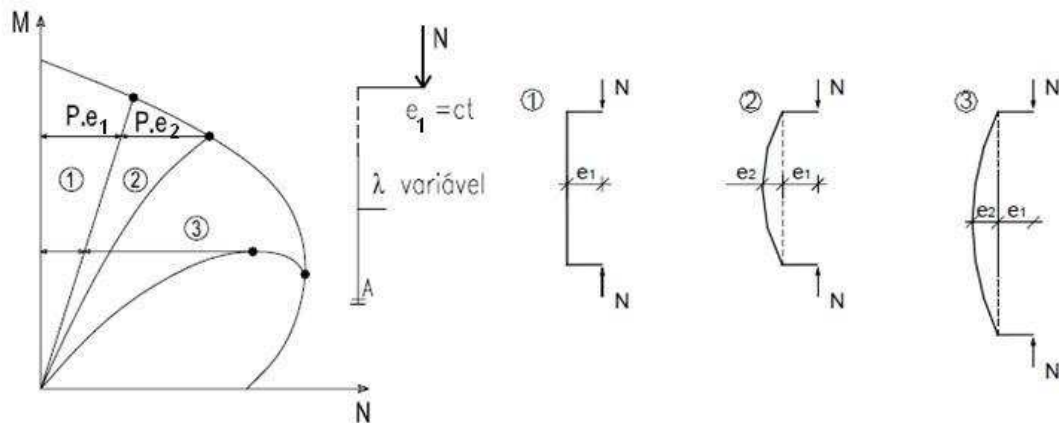


Figura 3-3 - Influência da esbelteza no comportamento de pilares

Da análise feita anteriormente é possível concluir que em elementos verticais curtos (com λ pequeno), verifica-se a rotura da secção mais desfavorável e em elementos verticais esbeltos (com λ grande), verifica-se a instabilidade do elemento antes de se atingir a rotura das secções.

Segundo Dias [11], uma forma de considerar os efeitos geometricamente não lineares na análise de estruturas está relacionada com os aspectos geométricos a ter em conta na determinação das equações de equilíbrio com base na configuração deformada da estrutura. Ainda segundo Dias [11], alguns dos aspectos geométricos normalmente considerados são os seguintes:

- i. A consideração do deslocamento Δ de uma extremidade do elemento estrutural em relação à outra.
- ii. A deformação axial devido às tensões axiais e/ou à encurvadura do elemento estrutural.
- iii. Instabilidades locais das secções, locais das barras e globais do pórtico.

3.3.1.2 Não linearidade física

Os efeitos fisicamente não lineares são correspondentes aos materiais e são caracterizados através das suas relações constitutivas não lineares. A configuração não linear destas leis constitutivas implica que as características de rigidez das peças se alterem ao longo do processo de carregamento e deformação da estrutura [9]. De uma outra forma, o comportamento não linear das estruturas é tido em conta efectuando análises elásticas lineares, mantendo-se os esforços obtidos.

Na Figura 3-4, é apresentado o diagrama de extensão – deformação de compressão do betão, onde é visível o comportamento não-linear.

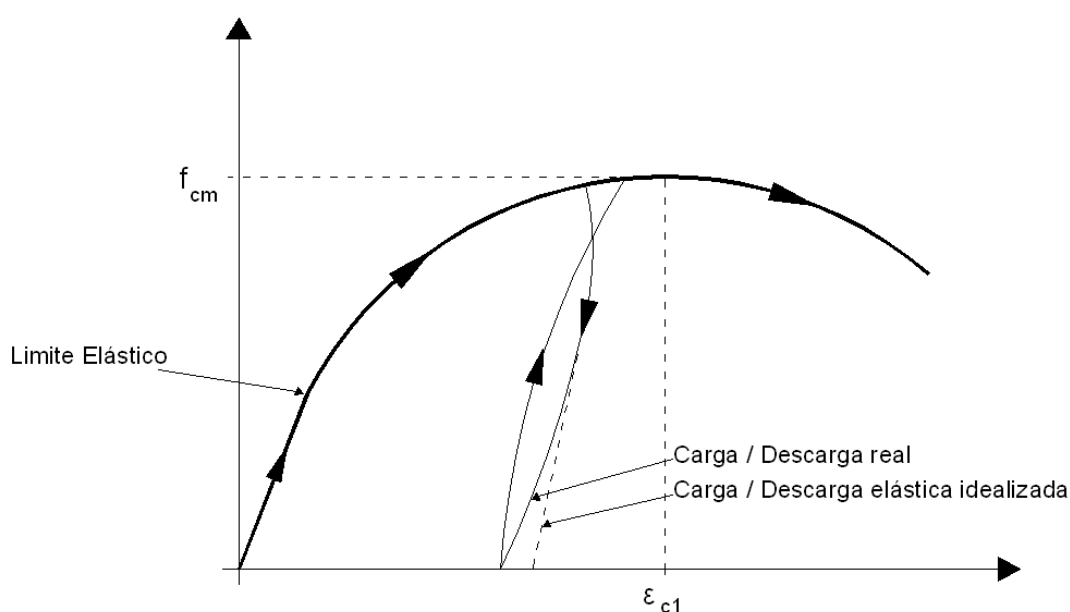


Figura 3-4 - Relação Extensão – Deformação do Betão

A relação extensão – deformação, caracteriza-se por apresentar inicialmente um pequeno troço linear ascendente, até cerca de 40% do valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, f_{cm} , mantendo-se ascendente até atingir 100% de f_{cm} , mas desta vez, num troço não linear. A partir deste ponto, decresce de forma não linear. Segundo Castro [7], quando o betão é comprimido tem inicialmente um comportamento elástico¹. Sempre que ocorre um descarregamento e posterior novo carregamento é possível admitir que o betão faça este movimento de forma elástica, embora na realidade não seja totalmente verdade, nomeadamente na zona da curva descendente, como é possível verificar na Figura 3-4.

Relativamente ao aço, o diagrama extensão – deformação adoptado, caracteriza-se por ter um comportamento bilinear, onde é possível definir o primeiro troço de inclinação do valor do módulo de elasticidade do aço, E_s , com uma deformação inicial elástica até

¹ Corresponde ao troço inicial linear.

uma determinada tensão de cedência, f_{ys} , seguido de outro troço com inclinação de valor do módulo de elasticidade após cedência, E_{s1} .

Na Figura 3-5 pode-se verificar o comportamento bilinear do aço.

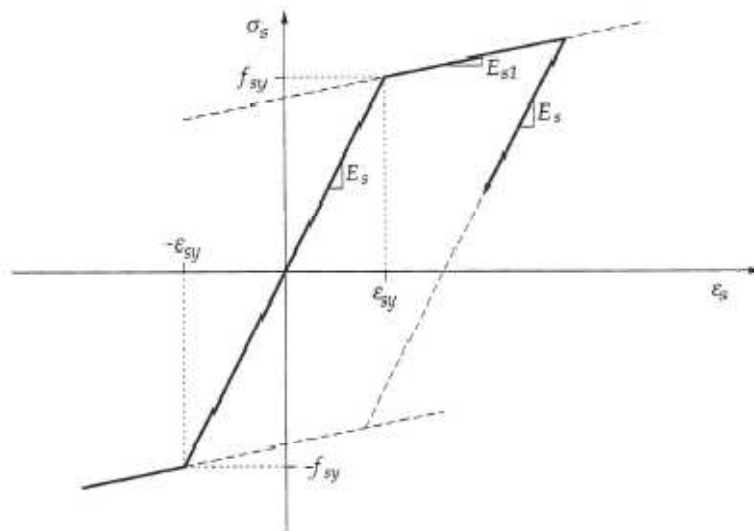


Figura 3-5 - Relação Extensão - Deformação do aço

O segundo troço, corresponde a um patamar de endurecimento, que acontece após a cedência, pode conduzir a um aumento dos esforços resistente da secção e, conseqüentemente a um aumento da capacidade resistente da estrutura em relação às hipóteses usuais de cálculo [27].

Em estruturas de betão armado, a não linearidade física depende dos seguintes fenómenos:

- Fendilhação do betão
- Comportamento não linear do betão comprimido
- Comportamento elasto-plástico do aço

3.3.1.3 Vantagens/desvantagens de uma análise não linear

Como já foi referido no capítulo 3.3.1, a principal vantagem da utilização de uma análise não linear é poder visualizar o comportamento não linear das estruturas. No entanto, segundo Henriques [17], existem outras vantagens na utilização deste método, como por exemplo:

- Através da redistribuição de esforços, explora as reservas de resistência em estruturas estaticamente indeterminadas, resultando em muitos casos, numa

economia dos materiais aplicados e simplificação de projecto (na forma das secções e na pormenorização das armaduras).

- Permite estimar a capacidade resistente residual de estruturas danificadas e a interpretação das causas do colapso.
- Permite identificar com clareza as roturas não dúcteis.

Ainda segundo o mesmo autor, de algumas desvantagens na utilização desta análise, destaca-se a impossibilidade de aplicar o princípio da sobreposição dos efeitos e, obrigando dessa forma, a necessidade de considerar um grande número de condições de carregamento distintos, exigindo cálculos mais complexos e demorados.

3.3.2 Método baseado na curvatura nominal

Este método é principalmente utilizado no dimensionamento de elementos isolados sujeitos a uma força normal e com um comprimento de encurvadura definido, dando um momento nominal de segunda ordem baseado na configuração deformada. As principais vantagens da consideração dos efeitos de segunda ordem por este método, é que possibilitam a análise dos elementos verticais da estrutura e permitindo a simplificação do dimensionamento desses mesmos elementos.

A formulação deste método está descrita no capítulo 5.8.8 do EC2 [12].

4. Exemplos para análise

4.1 Considerações Prévias

A escolha dos modelos utilizados neste trabalho, baseou-se em escolher modelos estruturais simples. Como este trabalho incide essencialmente numa análise paramétrica e que tem como objectivo verificar a influência da esbelteza em pórticos de betão armado, todos os outros parâmetros, que influenciam o comportamento estrutural dos pórticos, tais como materiais e cargas, foram determinados de forma aleatória. Assim criou-se dois pórticos tipos, na qual são analisados noventa e seis pórticos, onde setenta e dois são pórticos simples e vinte e quatro são pórticos parede.

Todos os pórticos apresentam uma estrutura simples, constituída por dois elementos verticais, pilar ou parede, e um elemento horizontal, viga. Os noventa e seis pórticos são divididos em dois grupos. Um grupo em que a ligação entre pilar viga é rotulada e o outro grupo onde a ligação é rígida. Dentro de cada grupo é definido oito conjuntos de pórticos cuja diferença entre eles reside na percentagem de carga que cada um dos elementos verticais suporta, sendo estas características iguais para os dois grupos. Cada conjunto é constituído por seis pórticos em que é variada a esbelteza.

Para cada pórtico considerado, serão apresentados os materiais adoptados, a sua geometria, a carga aplicada e o dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais. Todos os cálculos adicionais, para introdução de dados no programa de cálculo não linear, serão igualmente apresentados no respectivo capítulo.

4.2 Formulação adoptada

Neste subcapítulo são apresentados os cálculos dos esforços de dimensionamento para a determinação das armaduras, comuns aos dois pórticos tipos. Sempre que alguma formula não seja aplicada aos dois pórticos de forma igual será mencionado. Em relação ao dimensionamento das paredes, é praticamente igual ao dimensionamento dos pilares. No caso em que seja necessário uma formula diferente essa será referenciada.

Importa referir que o pilar 1 corresponde ao elemento vertical à esquerda e o pilar 2 ao elemento vertical à direita.

Começou-se por calcular os esforços de primeira ordem, tendo em conta que os esforços de dimensionamento adoptados foram os esforços de segunda ordem. Os esforços de segunda ordem foram calculados através do método baseado na curvatura nominal. Assim para os esforços de primeira ordem, é necessário calcular a carga vertical

total, a força horizontal equivalente aos efeitos das imperfeições geométricas e o valor da força horizontal que vai para cada pilar, definida no capítulo 4.2.2.

- Carga vertical total:

$$N = N_{P1} + N_{P2} \quad (4-1)$$

N_{P1} – Carga vertical no Pilar 1

N_{P2} – Carga vertical no Pilar 2

As cargas verticais de cada pilar nos dois pórticos tipo, foram calculadas de acordo com a combinação adoptada para este trabalho.

- Força horizontal equivalente:

$$H_i = N\theta_i \quad (4-2)$$

θ_i - Valor correspondente às imperfeições geométricas

Para calcular o valor da reacção horizontal para cada pilar é necessário definir a percentagem de carga que cada pilar irá receber. Esta percentagem de carga depende da relação da rigidez elástica entre os dois pilares.

$$C_{P1} = \frac{\frac{E_c I_{P1}}{L_{P1}^3}}{\frac{E_c I_{P1}}{L_{P1}^3} + \frac{E_c I_{P2}}{L_{P2}^3}} \quad (4-3)$$

$$C_{P2} = \frac{\frac{E_c I_{P2}}{L_{P2}^3}}{\frac{E_c I_{P1}}{L_{P1}^3} + \frac{E_c I_{P2}}{L_{P2}^3}} \quad (4-4)$$

C_{P1} – Percentagem de carga que o pilar 1 irá receber

C_{P2} – Percentagem de carga que o pilar 2 irá receber

E_c – Módulo de elasticidade do betão

I_{pi} – Inércia da secção de cada pilar

L_{pi} – Comprimento do pilar

- Valor da reacção horizontal para cada pilar:

$$R_{HP1} = C_{P1} \times H_i \quad (4-5)$$

$$R_{HP2} = C_{P2} \times H_i \quad (4-6)$$

De referir que a formulação apresentada até este ponto é a mesma para os modelos adoptados e que serão apresentados no capítulo seguinte. Desta forma para o modelo com rótula os esforços de primeira ordem são os seguintes:

- Em relação ao esforço transversal este é dado por

$$V_{1,sd,P1} = C_{P1} \times E \times \gamma_E \quad (4-7)$$

$$V_{1,sd,P2} = E \times \gamma_E - V_{1,sd,P1} \quad (4-8)$$

$V_{1,sd,Pi}$ – Esforço transversal de cada pilar devido à acção do sismo

E – Valor da acção do sismo

γ_E – Coeficiente de majoração para a acção do sismo

- Relativamente ao esforço normal actuante este será igual ao esforço calculado segundo a combinação adoptada

$$N_{sd,P1} = N_{P1} \quad (4-9)$$

$$N_{sd,P2} = N_{P2} \quad (4-10)$$

$N_{sd,Pi}$ – Valor de cálculo do esforço normal actuante em cada pilar

- Os momentos de primeira ordem são dados por:

$$M_{1,sd,P1} = V_{1,sd,P1} \times L_{P1} + R_{HP1} \times L_{P1} \quad (4-11)$$

$$M_{1,sd,P2} = V_{1,sd,P2} \times L_{P2} + R_{HP2} \times L_{P2} \quad (4-12)$$

$M_{0sd,Pi}$ – Valor de cálculo do momento flector actuante de primeira ordem

Para o modelo rígido, por ser uma estrutura hiperestática, os esforços de primeira ordem foram calculados no Ftool [14]. A estes esforços foram adicionados os efeitos geométricos através da força horizontal equivalente. Assim os esforços de primeira ordem para o modelo rígido são:

$$V_{1,sd,P1} = V_{1,P1} + R_{HP1} \quad (4-13)$$

$$V_{1,sd,P2} = V_{1,P2} + R_{HP2} \quad (4-14)$$

$V_{1,Pi}$ – Esforço transversal calculado no Ftool [14]

No caso do esforço actuante em cada pilar este será o mesmo que obtido no Ftool [14].

$$N_{sd,P1} = N_{P1} \quad (4-15)$$

$$N_{sd,P2} = N_{P2} \quad (4-16)$$

O momento flector actuante será calculado por:

$$M_{1,sd,P1} = M_{1,P1} + H_i \times C_{P1} \times L_{P1} \quad (4-17)$$

$$M_{1,sd,P2} = M_{1,P2} + H_i \times C_{P2} \times L_{P2} \quad (4-18)$$

$M_{1,Pi}$ – Momento flector retirado do Ftool [14]

Para os esforços de dimensionamento de segunda ordem, é necessário calcular primeiro a excentricidade de segunda ordem. Esta excentricidade de segunda ordem corresponde ao deslocamento do elemento e é condicionada pelo pilar mais rígido, pois para um determinado deslocamento horizontal o pilar mais rígido é o que atinge primeiro a cedência. O pilar mais rígido será o que absorver maior carga da total aplicada na estrutura, ou seja, o pilar que tiver maior valor de C_{Pi} , será o mais rígido.

O cálculo da excentricidade de segunda ordem, foi feito de acordo com o capítulo 5.8.8.3 do EC2 [12].

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{l_0^2}{c} \quad (4-19)$$

onde $\frac{1}{r}$ é curvatura, l_0 o comprimento de encurvadura e c o coeficiente dependente da distribuição da curvatura.

Calculada a excentricidade de segunda ordem, é necessário quantificar a força horizontal adicional. Esta força adicional será utilizada para o cálculo dos esforços de segunda ordem.

- Força horizontal adicional

$$\Delta H = \frac{2Ne_2}{l_0} \quad (4-20)$$

- Momentos de segunda ordem

$$M_{2,P1} = C_{P1} \times \Delta H \times L_{P1} \quad (4-21)$$

$$M_{2,P2} = C_{P2} \times \Delta H \times L_{P2} \quad (4-22)$$

A estes momentos de segunda ordem são adicionados os momentos de primeira ordem, obtendo-se o momento flector final:

$$M_{Pi,sd} = M_{1,sd,Pi} + M_{2,Pi} \quad (4-23)$$

O esforço axial N_{sd} é o mesmo já calculado anteriormente nas equações (4-15) e (4-16).

Ao esforço transversal de primeira ordem é também adicionado o efeito da força horizontal adicional, de modo a obtermos um esforço transversal de segunda ordem, mas apenas no caso do modelo rígido, que é calculado da seguinte forma:

$$V_{sd,Pi} = V_{1,sd,Pi} + C_{Pi} \times \Delta H \quad (4-24)$$

Para o modelo com rótula o esforço transversal de segunda ordem é dado por:

$$V_{sd,Pi} = \frac{M_{Pi,sd}}{L_{Pi}} \quad (4-25)$$

Para a viga também foram calculados os esforços de dimensionamento. Para o caso do modelo com rótulas, os esforços foram os seguintes:

- Esforço Transverso

$$V_{viga,sd} = \frac{pL_{viga}}{2} \quad (4-26)$$

- Momento flector actuante

$$M_{viga,sd} = \frac{pL_{viga}^2}{8} \quad (4-27)$$

Para o caso do modelo rígido, sem rótulas os esforços de dimensionamento para a viga foram retirados do Ftool [14].

Com os esforços de dimensionamento dos pilares e da viga é possível determinar as armaduras. Para os pilares é necessário determinar o momento reduzido e o esforço normal reduzido.

- Momento reduzido

$$\mu = \frac{M_{Pi,sd}}{bh^2f_{cd}} \quad (4-28)$$

- Esforço normal reduzido

$$v = \frac{N_{sd}}{bhf_{cd}} \quad (4-29)$$

onde b é a largura efectiva e d a altura útil da secção. f_{cd} corresponde à tensão de rotura do betão à compressão.

Para a viga apenas é necessário calcular o momento reduzido. A equação (4-28) utilizada nos pilares é aplicada igualmente na viga, substituindo apenas $M_{Pi,sd}$ por $M_{viga,sd}$.

O valor da percentagem mecânica de armadura, ω_{TOT} , é avaliado com base nas Tabelas [28], dependendo da relação d_1/h , onde h é a altura total da secção e d_1 é a diferença entre $h-d$, e dos valores do momento reduzido e do esforço normal reduzido.

Assim o valor da armadura longitudinal é determinado pela seguinte fórmula:

$$A_s = \omega_{TOT} b d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4-30)$$

em que f_{yd} é o valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço.

Nos casos cujo elemento vertical é uma parede, são definidos pilares equivalentes no interior das extremidades da parede, sendo colocada toda a armadura necessária para resistir aos esforços actuantes. Os pilares equivalentes possuem uma secção quadrada cujas dimensões corresponde a menor dimensão da parede. Assim é calculada uma força (T) que relaciona os esforços actuantes com o braço (z).

$$T = \frac{M_{Pi,sd}}{z} - \frac{N_{sd}}{2} \quad (4-31)$$

Assim a armadura longitudinal a utilizar nos pilares equivalentes é a seguinte:

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} \quad (4-32)$$

Em relação à restante largura da parede, adoptou-se 25% da armadura longitudinal de cada pilar equivalente da parede, sendo esta dividida pela largura restante da parede.

A equação (4-30) é também aplicada no cálculo da armadura longitudinal da viga. No entanto o valor da percentagem mecânica de armadura é calculado através da seguinte equação:

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,42\mu}}{1,21} \quad (4-33)$$

Para o cálculo da armadura transversal, é necessário determinar o esforço transverso. Para o caso da viga já foi referido como é calculado o esforço transverso. Para os pilares o esforço transverso é dado por:

$$V_{Pi,sd} = \frac{M_{Pi,sd}}{L_{Pilar}} \quad (4-34)$$

L_{Pilar} – Altura do pilar

A armadura transversal é calculada de forma diferente para a viga como para os pilares. Enquanto para a viga é calculada através de

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{viga,sd} - z \cot \theta \times p}{z \cot \theta f_{yd}} \quad (4-35)$$

Para o pilar é calculado por

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Pi,sd}}{z \cot \theta f_{yd}} \quad (4-36)$$

Onde $z=0.9d$ e que corresponde ao braço das forças interiores, e θ é o ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga.

A armadura transversal calculada na equação (4-36), quando aplicada à parede, é distribuída pelos pilares equivalentes e na restante largura da parede, de modo a não ficar varões não cintados afastados 15cm do varão cintado mais próximo.

As armaduras longitudinais mínimas e máximas utilizadas para os pilares e para as vigas estão presentes no capítulo 9 do EC2 [12]. Assim para as vigas as armaduras mínimas e máximas foram as seguintes:

$$A_{s,min} = \frac{0.26f_{ctm}b_t d}{f_{yk}} \quad (4-37)$$

f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples

b_t - Largura média da zona traccionada

f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço

$$A_{s,máx} = 0.04A_c \quad (4-38)$$

A_c – Área da secção transversal do betão

Para os pilares as armaduras mínimas e máximas foram as seguintes:

$$A_{s,min} = 0.002A_c \quad (4-39)$$

$$A_{s,máx} = 0.04A_c \quad (4-40)$$

Relativamente às armaduras transversais mínimas ou máximas de pilares, o EC2 [12] apenas refere que estas não devem ter um diâmetro inferior a 6mm ou a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais. Em relação às vigas, apenas é definida a armadura transversal mínima que é a seguinte:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0.08 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yd}} \times b \quad (4-41)$$

De salientar que não foram efectuadas quaisquer dispensas de armaduras, quer nos pilares quer nas vigas, ou seja, as armaduras ao longo do elemento de forma a facilitar a modelação efectuada no Atena [2].

4.2.1 Propriedades dos materiais

Os materiais utilizados nos pórticos, com rótula e sem rótula, foram os mesmos. Por esse facto são apresentados neste capítulo os materiais utilizados, assim como as

características consideradas para a verificação à segurança do pórtico. Em todas as alterações das esbeltezas dos pilares, manteve-se os materiais utilizados. Sendo assim, o betão utilizado nesta análise foi o C25/30. Na Tabela 4-1 é apresentada as características do betão utilizadas na análise:

Tabela 4-1 - Características do betão utilizado

C25/30	
f_{cd}	16.7 MPa
f_{ck}	25.0 MPa
f_{ctm}	2.6 MPa
$E_{c,28}$	31.0 MPa
ϵ_c	-3.5E-3
γ	25 kN/m ³

Relativamente ao aço adoptado, foi o A500. Na Tabela 4-2 são apresentadas as características do aço utilizadas na análise:

Tabela 4-2 - Características do aço utilizado

A500	
f_{yd}	435 MPa
ϵ_{yd}	2.175 MPa
E_s	200 GPa
γ	78.5 kN/m ³

A opção por estes materiais deveu-se ao facto de estes serem correntemente utilizados na execução de estruturas de betão armado.

4.2.2 Acções

As acções adoptadas para as análises dos modelos foram as mesmas para os pórticos estudados. Apesar de na Figura 4-1 estar representado o pórtico com rótulas, as acções adoptadas no pórtico rígido sem rótulas foram dispostas da mesma forma como está exemplificado na Figura 4-1. São aplicadas duas cargas pontuais (G_1 e G_2) verticais como acção permanente, uma em cada pilar, uma carga pontual horizontal que simula a acção do sismo (E) e duas cargas distribuídas ao longo da viga, uma de acção permanente (g) e outra de acção variável (q).

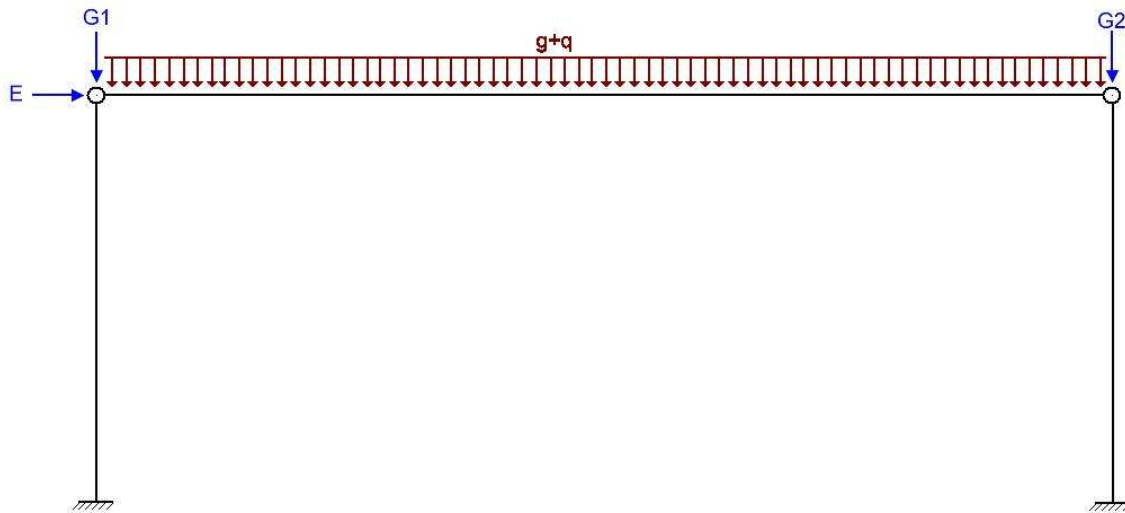


Figura 4-1 - Pórtico tipo com acções base aplicadas

De acordo com o RSA [23], o valor de cálculo do esforço actuante para a verificação da segurança, com a acção variável de base, o sismo é dada pela seguinte expressão:

$$S_d = G + \psi_2 Q \pm \gamma_E E \quad (4-42)$$

onde G corresponde às cargas permanentes, ψ_2 é o coeficiente de combinação para acções sísmicas de valor 0,4 e Q corresponde às sobrecargas.

No caso da força horizontal que simula a acção do sismo, E , esta é multiplicada por um coeficiente de segurança relativo à acção variável, γ_E de valor 1,5.

Assim no topo do pilar 1, foram aplicadas uma carga permanente de valor 500 kN e uma carga horizontal majorada de valor 150 kN. No pilar 2 é aplicada apenas uma carga permanente de valor 900 kN. A carga distribuída sob a viga foi calculada pela combinação acima descrita. Com uma carga permanente distribuída de valor 20 kN/m e uma sobrecarga distribuída de valor 15 kN/m, o valor da acção distribuída para a combinação sísmica é calculado da seguinte forma:

$$p = g + \psi_2 q \Leftrightarrow p = 20 + 0.4 \times 15 \Leftrightarrow p = 26.0 \text{ kN/m}$$

Na Figura 4-2 pode-se observar o pórtico tipo com os valores das acções aplicadas.

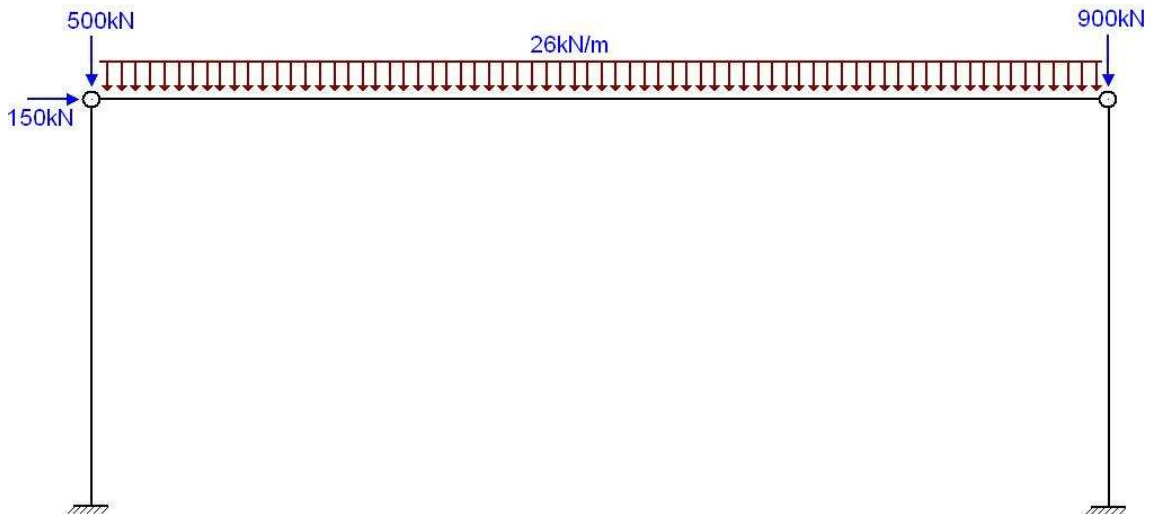


Figura 4-2 – Pórtico tipo com acções base de acordo com a combinação sísmica

O valor da carga vertical total ou nível de esforço axial, com base na combinação sísmica, é calculado da seguinte forma:

$$N = G_1 + G_2 + p \times L_{\text{Viga}} \Leftrightarrow N = 500 + 900 + 26 \times 10 \Leftrightarrow N = 1660 \text{ kN}$$

4.3 Pórtico 1

4.3.1 Descrição do pórtico

O pórtico inicial é constituído por dois pilares de igual altura, ligados entre si através de uma viga, conforme é apresentado na Figura 4-3. O nó onde se dá a ligação viga-pilar é rotulado. A viga encontra-se apoiada nos eixos dos pilares e possui uma secção de $0.30 \times 0.60 \text{ m}^2$ e com um comprimento de 10.0 m.

Dentro deste pórtico são analisados dois tipos de pórticos: pórtico simples e pórtico parede.

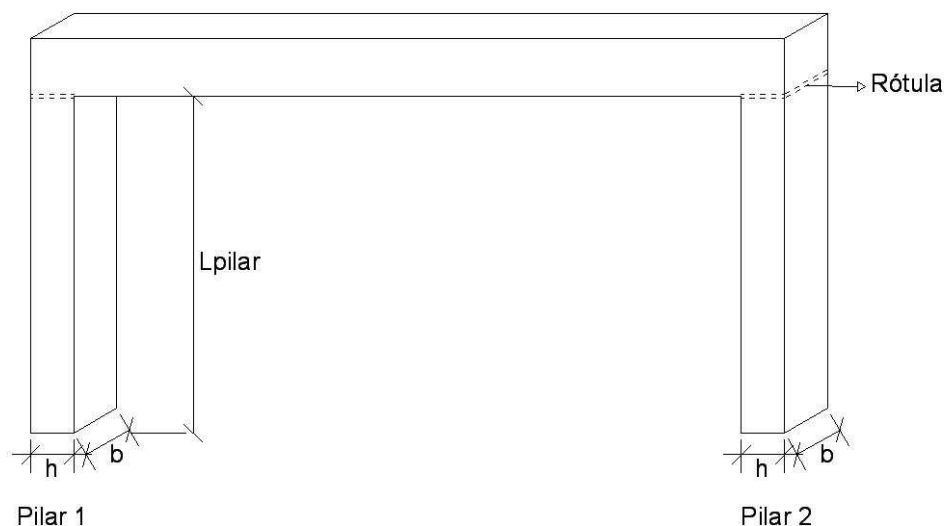


Figura 4-3 - Pórtico tipo com rótula

O pórtico é classificado como uma estrutura não contraventada e na base dos pilares é considerado um encastramento total. No caso do pórtico parede, cuja maior dimensão da parede está orientado no mesmo sentido que a acção horizontal, é classificado como estrutura contraventada.

A adopção deste pórtico como ponto de partida deste trabalho, deveu-se ao facto de ser um pórtico simples, o que facilitaria a primeira análise dos resultados. Tendo em conta que o objectivo do trabalho é efectuar uma análise paramétrica à esbelteza dos pilares, a adopção de pórticos com uma estrutura mais complexa numa fase inicial, iria complicar a análise. Assim foram mantidos todos os outros parâmetros, variando apenas de modelo para modelo e em cada modelo o parâmetro da esbelteza.

Para variar a esbelteza, foram alteradas as dimensões das secções do pilar, de modelo para modelo, bem como o seu comprimento até atingir uma variação de valores aceitáveis. Para cada um dos pórticos definiu-se vários valores de esbelteza dos pilares, e manteve-se a geometria da viga, os materiais utilizados e as cargas aplicadas.

Na Tabela 4-3 e Tabela 4-4 são apresentadas as geometrias de cada pilar e da viga do pórtico 1. A variação da esbelteza em cada modelo efectuou-se alterando a altura do pilar mantendo a secção do pilar, obtendo várias esbeltezas em cada um dos modelos, podendo assim analisar a influência da esbelteza no dimensionamento de estruturas.

Tabela 4-3 – Geometrias e esbeltezas dos pilares e viga dos pórticos simples

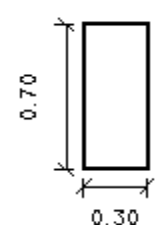
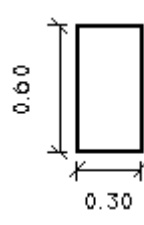
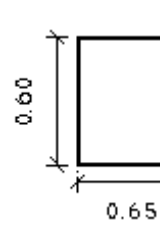
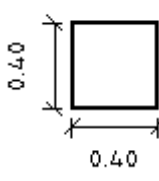
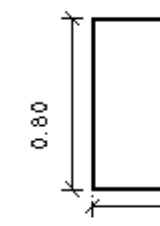
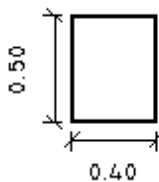
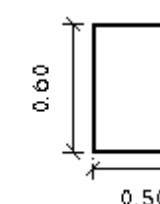
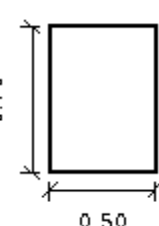
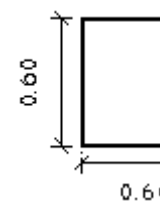
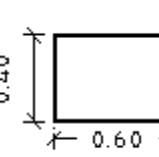
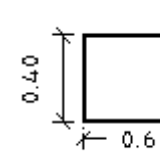
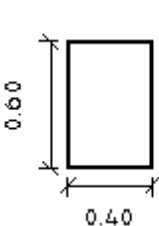
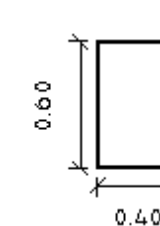
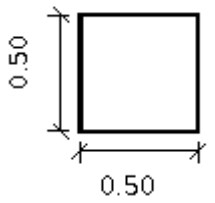

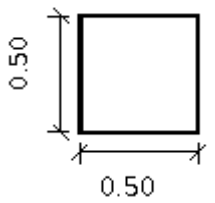
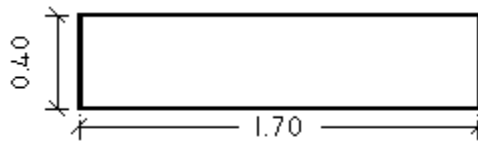
Modelo	Pilar 1			Viga	Pilar 2		
	Dimensões [m]	L_{pilar}	λ		Dimensões [m]	L_{pilar}	λ
A		2,5	58			2,5	27
		3,0	69			3,0	32
		4,0	92			4,0	43
		5,0	115			5,0	53
		6,0	139			6,0	64
		7,0	162			7,0	75
B		2,5	43			2,5	35
		3,0	52			3,0	42
		4,0	69			4,0	55
		5,0	87			5,0	69
		6,0	104			6,0	83
		7,0	121			7,0	97
C		2,5	43		2,5	35	
		3,0	52		3,0	42	
		4,0	69		4,0	55	
		5,0	87		5,0	69	
		6,0	104		6,0	83	
		7,0	121		7,0	97	
D		2,5	35		2,5	29	
		3,0	42		3,0	35	
		4,0	55		4,0	46	
		5,0	69		5,0	58	
		6,0	83		6,0	69	
		7,0	97		7,0	81	
E		2,5	29		2,5	29	
		3,0	35		3,0	35	
		4,0	46		4,0	46	
		5,0	58		5,0	58	
		6,0	69		6,0	69	
		7,0	81		7,0	81	
F		2,5	43		2,5	43	
		3,0	52		3,0	52	
		4,0	69		4,0	69	
		5,0	87		5,0	87	
		6,0	104		6,0	104	
		7,0	121		7,0	121	

Tabela 4-4 - Geometrias e esbeltezas dos pilares dos pórticos parede

Modelo	Pilar 1			Pilar 2		
	Dimensões [m]	L_{pilar}	λ	Dimensões [m]	L_{pilar}	λ
G		2,5	35		2,5	43
		3,0	42		3,0	52
		4,0	55		4,0	69
		5,0	69		5,0	87
		6,0	83		6,0	104
		7,0	97		7,0	121
H		2,5	35		2,5	10
		3,0	42		3,0	12
		4,0	55		4,0	16
		5,0	69		5,0	20
		6,0	83		6,0	24
		7,0	97		7,0	29

As dimensões da viga são as mesmas que estão na Tabela 4-3. As dimensões dos pilares do pórtico simples foram obtidas de modo a criar um padrão entre os modelos, ou seja, através da percentagem de carga para cada pilar em cada modelo definidas nas equações (4-3) e (4-4), deu-se valores às dimensões dos pilares de modo a obter as seguintes percentagens de carga em cada pilar:

Tabela 4-5 - Percentagem de carga para cada pilar para pórtico simples

Modelo	Pilar 1			Pilar 2		
	$b \times h$	Inércia [m ⁴]	C_{P1} [%]	$b \times h$	Inércia [m ⁴]	C_{P2} [%]
A	0,70 x 0,30	0,00158	0,10	0,60 x 0,65	0,01373	0,90
B	0,40 x 0,40	0,00213	0,20	0,80 x 0,50	0,00833	0,80
C	0,50 x 0,40	0,00267	0,30	0,60 x 0,50	0,00625	0,70
D	0,70 x 0,50	0,00729	0,40	0,60 x 0,60	0,01080	0,60
E	0,40 x 0,60	0,00720	0,50	0,40 x 0,60	0,00720	0,50
F	0,60 x 0,40	0,00320	0,50	0,60 x 0,40	0,00320	0,50

Como se pode observar na Tabela 4-5, com as dimensões dadas, aumentou-se 10% de percentagem de carga de modelo para modelo no pilar 1, e diminui-se 10% no pilar 2, até atingir os 50%.

O facto de o Modelo E e F apresentarem a mesma percentagem de carga, prende-se pelo facto de se querer observar a influência da mudança de orientação dos pilares, já que estes apresentam as mesmas dimensões mas com orientação diferente como se verificou na Tabela 4-3. Outra situação possível observar na Tabela 4-5, é que não se aumentou, no caso do pilar 1 além dos 50%, pois pretendeu-se manter sempre o pilar 2 como o pilar condicionante, apesar de no caso dos Modelos E e F, tanto o pilar 1 e o pilar 2 são condicionantes, pois têm a mesma percentagem de carga.

Relativamente à esbelteza calculada na Tabela 4-3, foi necessário definir o tipo de encurvadura associado a este pórtico. Como o Pórtico 1 possui rótulas, permite-nos que se analise cada pilar dissociado da restante estrutura. Assim, de acordo com a Figura 3-2 pode definir-se o exemplo e) para o cálculo do comprimento de encurvadura para este pórtico.

Para o pórtico parede manteve-se o critério do pilar mais condicionante ser o pilar 2. Os modelos analisados para o pórtico parede possuem as mesmas dimensões, mudando apenas a orientação do pilar 2.

Tabela 4-6 - Percentagem de carga para cada pilar para pórtico parede

Modelo	Pilar 1			Pilar 2		
	b × h	Inércia [m ⁴]	C _{P1} [%]	b × h	Inércia [m ⁴]	C _{P2} [%]
G	0,50 x 0,50	0,00521	0,36	1,70 x 0,40	0,00907	0,64
H	0,50 x 0,50	0,00521	0,03	0,40 x 1,70	0,16377	0,97

4.3.2 Verificação da segurança

Neste capítulo é efectuada a verificação da segurança ao estado último de encurvadura. Apenas serão apresentados os valores calculados e as necessárias verificações. Devido à simplicidade geométrica deste pórtico, a determinação dos esforços de cálculo e das armaduras a adoptar fez-se de forma analítica. Com base na formulação apresentada no capítulo 4.2, os esforços utilizados para a determinação das armaduras foram os esforços determinados nas equações (4-9), (4-10), (4-23) e (4-25).

Assim para determinar o pilar condicionante, pois será este a influenciar o dimensionamento da estrutura, calculou-se o valor da reacção horizontal através da equação (4-5) e (4-6), assim os restantes parâmetros necessários para o cálculo do mesmo:

Tabela 4-7 – Reacções horizontais em cada pilar do pórtico simples

Modelo	L_{pilar} [m]	N [kN]	θ_i [-]	H_i [kN]	Pilar 1		Pilar 2					
					R_H [kN]	$V_{1,sd}$ [kN]	R_H [kN]	$V_{1,sd}$ [kN]				
A	2,5	1660	0,0043	7,14	0,73	15	6,41	135				
	3,0											
	4,0											
	5,0								0,0039	6,47	0,67	5,80
	6,0								0,0035	5,81	0,60	4,63
	7,0								0,0033	5,48	0,56	4,36
B	2,5	1660	0,0043	7,14	1,46	31	5,68	119				
	3,0											
	4,0											
	5,0								0,0039	6,47	1,32	5,15
	6,0								0,0035	5,81	1,18	4,63
	7,0								0,0033	5,48	1,12	4,36
C	2,5	1660	0,0043	7,14	2,14	45	5,00	105				
	3,0											
	4,0											
	5,0								0,0039	6,47	1,93	4,54
	6,0								0,0035	5,81	1,74	4,07
	7,0								0,0033	5,48	1,64	3,84
D	2,5	1660	0,0043	7,14	2,88	60	4,26	90				
	3,0											
	4,0											
	5,0								0,0039	6,47	2,61	3,86
	6,0								0,0035	5,81	2,34	3,47
	7,0								0,0033	5,48	2,21	3,27
E	2,5	1660	0,0043	7,14	3,57	75	3,57	75				
	3,0											
	4,0											
	5,0								0,0039	6,47	3,24	3,24
	6,0								0,0035	5,81	2,91	2,91
	7,0								0,0033	5,48	2,74	2,74
F	2,5	1660	0,0043	7,14	3,57	75	3,57	75				
	3,0											
	4,0											
	5,0								0,0039	6,47	3,24	3,24
	6,0								0,0035	5,81	2,91	2,91
	7,0								0,0033	5,48	2,74	2,74

Tabela 4-8 - Reações horizontais em cada pilar do pórtico parede

Modelo	L_{pilar} [m]	N [kN]	θ_i [-]	H_i [kN]	Pilar 1		Pilar 2					
					R_H [kN]	$V_{1,sd}$ [kN]	R_H [kN]	$V_{1,sd}$ [kN]				
G	2,5	1660	0,0043	7,14	2,61	55	4,53	95				
	3,0											
	4,0											
	5,0								0,0039	6,47	2,36	4,11
	6,0								0,0035	5,81	2,12	3,69
	7,0								0,0033	5,48	2,00	3,48
H	2,5	1660	0,0043	7,14	0,22	5	6,92	145				
	3,0											
	4,0											
	5,0								0,0039	6,47	0,20	6,27
	6,0								0,0035	5,81	0,18	5,63
	7,0								0,0033	5,48	0,17	5,31

Apesar de haver alguns exemplos dos modelos que não necessitavam da consideração dos efeitos de segunda ordem no dimensionamento, optou-se por considerar, pois esses exemplos não tinham muita influência e não causavam alterações significativas no dimensionamento.

Na Tabela 4-9 são apresentados os resultados do cálculo dos esforços de primeira e segunda ordem. Nesta mesma tabela, são também apresentados os valores das excentricidades de segunda ordem e força horizontal adicional, calculadas para o pilar condicionante que é o Pilar 2 em todos os modelos, excepto o caso dos Modelos E e F, que têm a mesma percentagem de carga para os dois pilares, calculando assim para ambos os pilares.

Tabela 4-9a - Cálculo dos esforços de primeira e segunda ordem do pórtico simples

Modelo	L_{pilar} [m]	e_2 [m]	ΔH [kN]	Pilar 1			Pilar 2		
				N_{sd} [kN]	$M_{1,sd}$ [kNm]	M_2 [kNm]	N_{sd} [kN]	$M_{1,sd}$ [kNm]	M_2 [kNm]
A	2,5	0,021	13,8	630,0	40,4	3,6	1030,0	352,4	31,0
	3,0	0,030	16,5		48,5	5,1		422,9	44,5
	4,0	0,053	21,9		64,7	9,0		563,9	78,4
	5,0	0,082	27,1		80,5	13,9		701,8	121,5
	6,0	0,117	32,2		96,2	19,9		838,7	173,5
	7,0	0,158	37,4		112,0	27,0		976,4	235,1

Tabela 4-9b - Cálculo dos esforços de primeira e segunda ordem do pórtico simples

Modelo	L _{pilar} [m]	e ₂ [m]	ΔH [kN]	Pilar 1			Pilar 2		
				N _{sd} [kN]	M _{1,sd,P1} [kNm]	M _{2,P1} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{1,sd,P2} [kNm]	M _{2,P2} [kNm]
B	2,5	0,028	18,3	630,0	80,1	9,3	1030,0	312,8	36,5
	3,0	0,040	21,9		96,1	13,4		375,3	52,2
	4,0	0,070	28,9		128,1	23,5		500,4	92,0
	5,0	0,108	35,7		159,5	36,4		622,9	142,2
	6,0	0,155	42,8		190,5	52,3		744,3	204,4
	7,0	0,211	49,9		221,8	71,2		866,5	278,2
C	2,5	0,028	18,3	630,0	117,5	13,7	1030,0	275,4	32,1
	3,0	0,040	21,9		141,0	19,6		330,4	46,0
	4,0	0,070	28,9		188,0	34,5		440,6	81,0
	5,0	0,108	35,7		234,0	53,4		548,4	125,2
	6,0	0,155	42,8		279,6	76,8		655,3	180,0
	7,0	0,211	49,9		325,5	104,5		762,9	244,9
D	2,5	0,023	15,1	630,0	158,3	15,2	1030,0	234,5	22,5
	3,0	0,033	18,0		190,0	21,7		281,4	32,2
	4,0	0,057	23,8		253,3	38,3		375,2	56,8
	5,0	0,089	29,4		315,3	59,3		467,0	87,9
	6,0	0,127	35,1		376,8	84,8		558,1	125,6
	7,0	0,172	40,8		438,7	115,2		649,7	179,7
E	2,5	0,023	15,1	630,0	196,4	18,8	1030,0	196,4	18,8
	3,0	0,033	17,5		235,7	26,3		235,7	26,3
	4,0	0,057	23,3		314,3	46,7		314,3	46,7
	5,0	0,089	29,2		391,2	72,9		391,2	72,9
	6,0	0,127	35,0		467,4	105,0		467,4	105,0
	7,0	0,172	40,8		544,2	143,0		544,2	143,0
F	2,5	0,035	23,4	630,0	196,4	29,3	1030,0	196,4	29,3
	3,0	0,050	27,5		235,7	41,3		235,7	41,3
	4,0	0,089	36,7		314,3	73,4		314,3	73,4
	5,0	0,138	45,8		391,2	114,6		391,2	114,6
	6,0	0,199	55,0		467,4	165,1		467,4	165,1
	7,0	0,271	64,2		544,2	224,7		544,2	224,7

Tabela 4-10 - Cálculo dos esforços de primeira e segunda ordem do pórtico parede

Modelo	L_{pilar} [m]	e_2 [m]	ΔH [kN]	Pilar 1			Pilar 2		
				N_{sd} [kN]	$M_{1,sd}$ [kNm]	M_2 [kNm]	N_{sd} [kN]	$M_{1,sd}$ [kNm]	M_2 [kNm]
G	2,5	0,035	23,4	630,0	143,3	21,4	1030,0	249,5	37,2
	3,0	0,050	27,9		172,0	30,5		299,4	53,2
	4,0	0,089	36,7		229,3	53,6		399,2	93,3
	5,0	0,138	45,9		285,4	83,6		496,9	145,6
	6,0	0,199	55,0		341,1	120,4		593,8	209,7
	7,0	0,271	64,2		397,1	163,9		691,3	285,4
H	2,5	0,008	5,1	630,0	12,1	0,4	1030,0	380,7	12,3
	3,0	0,011	6,1		14,5	0,6		456,9	17,7
	4,0	0,020	8,1		19,4	1,0		609,2	31,4
	5,0	0,030	10,1		24,1	1,6		758,2	48,8
	6,0	0,043	12,0		28,8	2,2		906,0	69,9
	7,0	0,059	14,0		33,5	3,0		1054,8	94,7

Os valores de N_{sd} no Pilar 1 como no Pilar 2, mantêm-se inalterados em todos os modelos, pois como já foi referido, manteve-se as mesmas cargas aplicadas em todos os exemplos, e também ao facto de não haver distribuição de esforços entre os pilares e a viga devido à existência das rótulas.

Na Tabela 4-11 e Tabela 4-13 são apresentados os esforços de dimensionamento de segunda ordem assim como as respectivas armaduras. O valor de M_{sd} e V_{sd} para os pilares é calculado pelas equações (4-23) e (4-25) e para a viga os esforços foram calculados através das equações (4-26) e (4-27):

Tabela 4-11a - Esforços de dimensionamento e Armaduras do Pilar 1 do pórtico simples

Modelo	L_{pilar} [m]	$b \times h$ [m x m]	Pilar 1								
			N_{sd} [kN]	$M_{P1,sd}$ [kNm]	μ [-]	ν [-]	A_s [cm ²]	A_s Adopt.	$V_{sd,pi}$ [kN]	A_s/S [cm ² /m]	A_s/S Adopt.
A	2,5	0,70x0,30	630,0	44,0	0,042	0,180	4,2	8Ø10*	17,6	2,8	Ø8//.175
	3,0			53,6	0,051				17,9		
	4,0			73,7	0,070				18,4		
	5,0			94,4	0,090		7,3	8Ø12	18,9		
	6,0			116,1	0,110		8,9	19,3			
	7,0			139,0	0,132		14,5	8Ø16	19,9		
B	2,5	0,40x0,40	630,0	89,4	0,084	0,236	3,2	6Ø12*	35,8	1,6	Ø6//.15
	3,0			109,5	0,102				36,5		
	4,0			151,7	0,142				9,2		
	5,0			195,9	0,183		16,6	6Ø20	39,2		
	6,0			242,9	0,227		23,3	6Ø25	40,5		
	7,0			293,1	0,274		28,9		41,9		

Tabela 4-11b - Esforços de dimensionamento e Armaduras do Pilar 1 do pórtico simples

Modelo	L _{pilar} [m]	b x h [m x m]	Pilar 1								
			N _{sd} [kN]	M _{P1,sd} [kNm]	μ [-]	v [-]	A _s [cm ²]	A _s Adopt.	V _{sd,Pi} [kN]	A _s /S [cm ² /m]	A _s /S Adopt.
C	2,5	0,50x0,40	630,0	131,2	0,098	0,189	6,1	6Ø12	52,5	2,0	Ø8//.25
	3,0			160,6	0,120		11,5	6Ø16	53,5		
	4,0			222,5	0,167		18,4	6Ø20	55,6		
	5,0			287,4	0,215		27,6	6Ø25	57,5		
	6,0			356,4	0,267		38,4	8Ø25	59,4		
	7,0			430,0	0,322		47,6	10Ø25	61,4		
D	2,5	0,70x0,50	630,0	158,3	0,054	0,108	7,0	8Ø12 *	63,3	2,8	Ø8//.175
	3,0			190,0	0,065		18,8	10Ø16	72,9		
	4,0			291,7	0,100		28,2	10Ø20	74,9		
	5,0			374,7	0,128		39,0	8Ø25	76,9		
	6,0			461,6	0,158		51,1	12Ø25	79,1		
	7,0			553,9	0,190						
E	2,5	0,40x0,60	630,0	196,4	0,082	0,157	6,4	8Ø12	78,6	1,6	Ø8//.25
	3,0			235,7	0,098		9,2	6Ø16			
	4,0			361,0	0,150		19,3	8Ø20	90,2		
	5,0			464,1	0,193		31,3	8Ø25	92,8		
	6,0			572,5	0,238		38,7	12Ø20	95,4		
	7,0			687,1	0,286		51,6	12Ø25	98,2		
F	2,5	0,60x0,40	630,0	225,7	0,141	0,157	18,4	8Ø20	90,3	2,4	Ø8//.20
	3,0			277,0	0,173		25,8	6Ø25	92,3		
	4,0			387,6	0,242		40,5	14Ø20	96,9		
	5,0			505,8	0,315		57,1	12Ø25	101,2		
	6,0			632,5	0,395		77,4	16Ø25	105,4		
	7,0			768,8	0,480		87,5	18Ø25	109,8		

Tabela 4-12 - Esforços de dimensionamento e Armaduras do Pilar 1 do pórtico parede

Modelo	L _{pilar} [m]	b x h [m x m]	Pilar 1								
			N _{sd} [kN]	M _{P1,sd} [kNm]	μ [-]	v [-]	A _s [cm ²]	A _s Adopt.	V _{sd,Pi} [kN]	A _s /S [cm ² /m]	A _s /S Adopt.
G	2,5	0,50x0,50	630,0	143,3	0,069	0,151	5,00	6Ø12*	57,3	0,81	Ø8//.25
	3,0			202,5	0,097		11,52	6Ø16	67,5	0,96	
	4,0			283,0	0,136		21,11	8Ø20	70,7	1,00	
	5,0			369,1	0,177		35,51	8Ø25	73,8	1,04	
	6,0			461,5	0,221		44,15	10Ø25	76,9	1,09	
	7,0			561,0	0,269		51,83	12Ø25	80,1	1,13	
H	2,5	0,50x0,50	630,0	12,1	0,006	0,151	5,00	6Ø12*	4,8	0,07	Ø8//.25
	3,0			15,1	0,007				5,0		
	4,0			20,4	0,010				5,1		
	5,0			25,7	0,012				5,1		
	6,0			31,0	0,015				5,2		
	7,0			36,6	0,018				7,68		

Tabela 4-13 - Esforços de dimensionamento e Armaduras do Pilar 2 do pórtico simples

Modelo	L_{pilar} [m]	$b \times h$ [m x m]	Pilar 2								
			N_{sd} [kN]	$M_{P1,sd}$ [kNm]	μ [-]	ν [-]	A_s [cm ²]	A_s Adopt.	$V_{sd,Pi}$ [kN]	A_s/S [cm ² /m]	A_s/S Adopt.
A	2,5	0,60x0,65	1030,0	352,4	0,083	0,158	13,5	8Ø16	141,0	2,4	Ø8//.20
	3,0			422,9	0,100		16,5	6Ø20	141,0		
	4,0			642,3	0,152		37,4	8Ø25	160,6		
	5,0			823,3	0,194		52,4	12Ø25	164,7		
	6,0			1012,2	0,239		67,4	14Ø25	168,7		
	7,0			1211,5	0,286		67,4	14Ø25	173,1		
B	2,5	0,80x0,50	1030,0	312,8	0,094	0,154	16,9	10Ø16	125,1	3,2	Ø8//.15
	3,0			427,6	0,128		30,7	10Ø20	142,5		
	4,0			592,4	0,177		47,6	10Ø25	148,1		
	5,0			765,1	0,229		63,0	14Ø25	153,0		
	6,0			948,7	0,284		82,9	18Ø25	158,1		
	7,0			1144,8	0,343		107,5	22Ø25	163,5		
C	2,5	0,60x0,50	1030,0	307,5	0,123	0,206	17,3	6Ø20	123,0	2,4	Ø8//.20
	3,0			376,4	0,150		20,7	8Ø20	125,5		
	4,0			521,5	0,208		34,6	8Ø25	130,4		
	5,0			673,5	0,269		55,3	12Ø25	134,7		
	6,0			835,2	0,333		71,4	16Ø25	139,2		
	7,0			1007,8	0,402		92,1	20Ø25	144,0		
D	2,5	0,60x0,60	1030,0	234,5	0,065	0,171	7,2	8Ø12 *	93,8	2,4	Ø8//.20
	3,0			281,4	0,078		7,2	8Ø12 *	93,8		
	4,0			432,0	0,120		18,0	10Ø16	108,0		
	5,0			554,9	0,154		29,0	10Ø20	111,0		
	6,0			683,6	0,190		41,5	10Ø25	113,9		
	7,0			820,4	0,227		55,3	12Ø25	117,2		
E	2,5	0,40x0,60	1030,0	215,2	0,090	0,257	4,8	6Ø12 *	86,1	1,6	Ø8//.25
	3,0			262,0	0,109		4,8	6Ø12 *	87,3		
	4,0			361,0	0,150		15,7	10Ø16	90,2		
	5,0			464,1	0,193		24,9	6Ø25	92,8		
	6,0			572,5	0,238		34,1	12Ø20	95,4		
	7,0			687,1	0,286		46,1	10Ø25	98,2		
F	2,5	0,60x0,40	1030,0	225,7	0,141	0,257	13,8	6Ø20	90,3	2,4	Ø8//.20
	3,0			277,6	0,173		20,3	6Ø25	92,5		
	4,0			387,8	0,242		34,1	8Ø25	96,9		
	5,0			505,8	0,315		51,6	12Ø25	101,2		
	6,0			632,5	0,395		71,9	16Ø25	105,4		
	7,0			768,8	0,480		85,7	18Ø25	109,8		

Para as armaduras do pilar 2 do pórtico parede, não é necessário calcular os parâmetros do momento reduzido e esforço normal reduzido, μ e v respectivamente. Por sua vez, calculou-se uma força que relaciona os esforços actuantes e o braço expressa pela equação (4-31).

Tabela 4-14 - Esforços de dimensionamento e Armaduras do Pilar 2 do pórtico parede

Modelo	L_{pilar} [m]	$b \times h$ [m x m]	Pilar 2							
			N_{sd} [kN]	$M_{\text{P1,sd}}$ [kNm]	T [kN]	A_s [cm ²]	A_s Adopt.	$V_{\text{sd,Pi}}$ [kN]	A_s/S [cm ² /m]	A_s/S Adopt.
G	2,5	1,70x0,40	1030,0	249,5	108,8	13,60*	8Ø16	110,1	2,00	Ø8//.15
	3,0			352,6	233,5			113,0	2,06	
	4,0			492,6	483,1			118,6	2,16	
	5,0			642,5	727,3	16,72	10Ø16	124,4	2,26	Ø8//.125
	6,0			803,4	969,4	22,29	8Ø20	130,2	2,37	
	7,0			976,6	1213,2	27,89	10Ø20	136,0	2,47	
H	2,5	0,40x1,70	1030,0	380,7	-222,1	13,60*	8Ø16	150,3	0,58	Ø8//.25
	3,0			456,9	-163,5			151,3	0,58	
	4,0			609,2	-46,4			153,2	0,59	
	5,0			758,2	68,3			155,1	0,60	
	6,0			906,0	182,0			157,0	0,61	
	7,0			1054,8	296,4			158,9	0,61	

As armaduras assinaladas com um asterisco (*), na Tabela 4-11, Tabela 4-12, Tabela 4-13 e Tabela 4-14 correspondem aos casos em que foi apenas necessário as armaduras mínimas.

Tabela 4-15 - Esforços de dimensionamento e armaduras da Viga

Modelo	L_{viga} [m]	$b \times h$ [m x m]	Viga							
			$M_{\text{viga,sd}}$ [kNm]	μ [-]	ω [-]	A_s [cm ²]	A_s Adopt.	$V_{\text{viga,sd}}$ [kN]	A_s/S [cm ² /m]	A_s/S Adopt.
A	10,0	0,30x0,60	325,0	0,180	0,206	14,22	3Ø25	130,0	1,51	Ø8//.25
B										
C										
D										
E										
F										
G										
H										

Como se pode verificar na Tabela 4-15, foi utilizada a mesma armadura em todos os modelos. Este facto deve-se aos valores de M_{sd} e V_{sd} da viga se manterem constantes

em todos os exemplos, devido à existência de rótulas nas suas extremidades e de se ter mantido as suas características geométricas.

A viga deste pórtico, por ser uma viga isostática, não possui momentos negativos, o que teoricamente só necessitava de uma armadura superior construtiva, na qual foi adoptada a armadura mínima. No entanto, a existência das cargas G_1 e G_2 , originou momentos negativos nas extremidades da viga, uma vez que funcionam como encastramentos impedindo as livres rotações. Estes momentos negativos de valor significativo só foram detectados nas primeiras análises não lineares no Atena [2]. Como o objectivo deste trabalho é analisar os pilares de pórticos de betão armado, optou-se por aumentar a armadura superior em detrimento da armadura mínima, de forma a suportar os momentos negativos que se estavam a surgir na viga. Por esse facto, adoptou-se para armadura superior $3\varnothing 25$, que foi utilizada em todos os modelos, em que se verificou ser suficiente para que a rotura do pórtico não se desse na viga.

4.4 Pórtico 2

4.4.1 Descrição do pórtico

Este pórtico possui a mesma geometria que o Pórtico 1. É igualmente constituído por dois pilares de igual altura, ligados entre si através de uma viga, conforme é apresentado na Figura 4-4. Por sua vez, o nó onde se dá a ligação viga-pilar não é rotulado. A viga encontra-se apoiada nos eixos dos pilares e possui uma secção de $0,30 \times 0,60 \text{ m}^2$ e com um comprimento de 10,0 m.

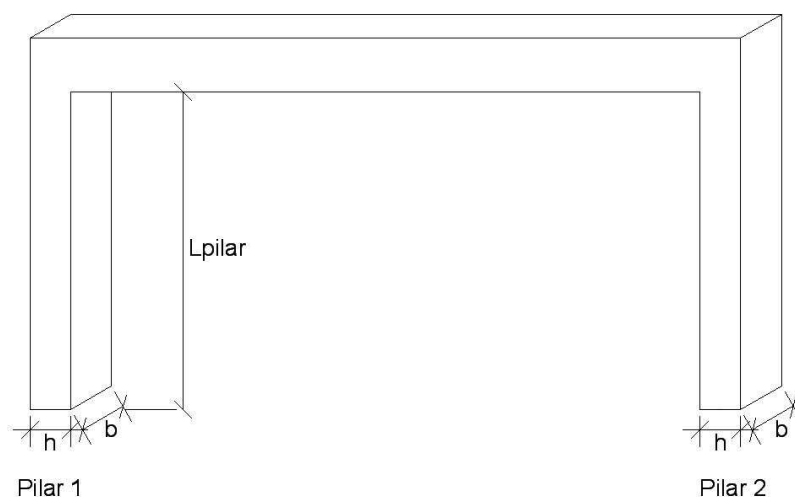


Figura 4-4 - Pórtico tipo sem rótula

A adopção deste pórtico semelhante ao Pórtico 1 serve essencialmente para perceber um pouco a influência da introdução de rótulas no pórtico, nos efeitos de segunda ordem, tendo assim uma estrutura “mais real”. Optou-se por manter as geometrias,

quer dos pilares quer da viga, e por sua vez a distribuição de cargas para os pilares. Os materiais e cargas adoptadas no Pórtico 1 são igualmente utilizados neste pórtico.

Na Tabela 4-3 e Tabela 4-4, referente ao Pórtico 1, estão apresentadas as geometrias dos pilares e da viga associados ao Pórtico 2. Assim na Tabela 4-16, podemos verificar as novas esbeltezas e os comprimentos de encurvadura, que variam devido a ligação rígida entre pilar e viga. Neste Pórtico não foi possível calcular o comprimento de encurvadura de cada pilar de acordo com a Figura 3-2, pois sendo uma estrutura rígida, é necessário contabilizar a rigidez provocada pela viga e pelos pilares em simultâneo.

Tabela 4-16a – Geometrias e esbeltezas dos pilares e viga do pórtico simples

Modelo	Pilar 1					Viga	Pilar 2				
	Dimensões	L_{pilar} [m]	η [-]	l_0 [m]	λ [-]		Dimensões	Dimensões	L_{pilar} [m]	η [-]	l_0 [m]
A	0,70x0,30	2,5	1,33	3,31	38	0,30x0,60	0,60x0,65	2,5	2,30	5,75	31
		3,0		3,98	46			3,0		6,90	37
		4,0		5,30	61			4,0		9,20	49
		5,0		6,63	76			5,0		11,50	61
		6,0		7,95	92			6,0		13,80	74
		7,0		9,28	107			7,0		16,10	86
B	0,40x0,40	2,5	1,39	3,47	30		0,80x0,50	2,5	2,08	5,19	36
		3,0		4,16	36			3,0		6,23	43
		4,0		5,55	48			4,0		8,30	58
		5,0		6,94	60			5,0		10,38	72
		6,0		8,32	72			6,0		12,46	86
		7,0		9,71	84			7,0		14,53	101
C	0,50x0,40	2,5	1,45	3,62	31		0,60x0,50	2,5	1,84	4,61	32
		3,0		4,34	38			3,0		5,53	38
		4,0		5,79	50			4,0		7,38	51
		5,0		7,23	63			5,0		9,22	64
		6,0		8,68	75			6,0		11,07	77
		7,0		10,12	88			7,0		12,91	89
D	0,70x0,50	2,5	1,96	4,90	34	0,60x0,60	2,5	2,30	5,75	33	
		3,0		5,88	41		3,0		6,90	40	
		4,0		7,84	54		4,0		9,20	53	
		5,0		9,80	68		5,0		11,50	66	
		6,0		11,76	81		6,0		13,80	80	
		7,0		13,72	95		7,0		16,10	93	
E	0,40x0,60	2,5	1,95	4,88	28	0,40x0,60	2,5	1,95	4,88	28	
		3,0		5,85	34		3,0		5,85	34	
		4,0		7,80	45		4,0		7,80	45	
		5,0		9,75	56		5,0		9,75	56	
		6,0		11,70	68		6,0		11,70	68	
		7,0		13,65	79		7,0		13,65	79	

Tabela 4-16b – Geometrias e esbeltezas dos pilares e viga do pórtico simples

Modelo	Pilar 1					Viga	Pilar 2				
	Dimensões	L_{pilar} [m]	η [-]	l_0 [m]	λ [-]		Dimensões	L_{pilar} [m]	η [-]	l_0 [m]	λ [-]
F	0,60x0,40	2,5	1,51	3,76	33	0,30x0,60	0,60x0,40	2,5	1,51	3,76	33
		3,0		4,52	39			4,52		39	
		4,0		6,02	52			6,02		52	
		5,0		7,53	65			7,53		65	
		6,0		9,03	78			9,03		78	
		7,0		10,54	91			10,54		91	

Tabela 4-17 - Geometrias e esbeltezas dos pilares e viga do pórtico parede

Modelo	Pilar 1					Viga	Pilar 2				
	Dimensões	L_{pilar} [m]	η [-]	l_0 [m]	λ [-]		Dimensões	L_{pilar} [m]	η [-]	l_0 [m]	λ [-]
G	0,50x0,50	2,5	1,73	4,32	30	0,30x0,60	1,70x0,40	2,5	2,16	5,39	47
		3,0		5,19	36			6,47		56	
		4,0		6,91	48			8,63		75	
		5,0		8,64	60			10,79		93	
		6,0		10,37	72			12,94		112	
		7,0		12,10	84			15,10		131	
H	0,50x0,50	2,5	1,73	4,32	30	0,30x0,60	0,40x1,70	2,5	2,30	5,75	12
		3,0		5,19	36			6,90		14	
		4,0		6,91	48			9,20		19	
		5,0		8,64	60			11,50		23	
		6,0		10,37	72			13,80		28	
		7,0		12,10	84			16,10		33	

Como as dimensões dos pilares são as mesmas, as percentagens de carga em cada pilar também são as mesmas dispostas nas Tabela 4-5 e 4.6.

4.4.2 Verificação da segurança

Tal como no capítulo referente ao Pórtico 1, efectua-se a verificação da segurança ao estado limite último de encurvadura. Apenas serão apresentados os valores calculados e as necessárias verificações. Ao contrário do Pórtico1, a determinação dos esforços de cálculo não foi realizada totalmente de forma analítica. Por este Pórtico ser uma estrutura hiperestática, foi necessário recorrer a um programa de análise linear Ftool [14], de modo a retirar os esforços de primeira ordem. Com base na formulação apresentada no capítulo 4.2, os esforços utilizados para a determinação das armaduras foram os esforços determinados nas equações (4-9), (4-10), (4-23) e (4-24).

Assim para a determinação do pilar mais rígido, que será este a influenciar o dimensionamento da estrutura, calculou-se o valor da reacção horizontal através da equação (4-5) e (4-6), assim como os restantes parâmetros necessários para o cálculo do mesmo:

Tabela 4-18 – Reacções horizontais em cada pilar do pórtico simples

Modelo	L _{pilar} [m]	N [kN]	θ_i [-]	H _i [kN]	Pilar 1			Pilar 2		
					R _H [kN]	V _{1,P1} [kN]	V _{1,sd,P1}	R _H [kN]	V _{1,P2} [kN]	V _{1,sd,P2}
A	2,5	1660	0,0043	7,14	0,73	-52,0	52,7	6,41	202,0	208,4
	3,0					-35,9	36,6		185,9	192,3
	4,0					-15,4	16,1		165,4	171,8
	5,0		0,0039	6,47	0,67	-3,5	4,2	5,80	153,5	159,3
	6,0		0,0035	5,81	0,60	4,1	4,7	5,21	145,9	151,1
	7,0		0,0033	5,48	0,56	9,1	9,7	4,92	140,9	145,8
B	2,5	1660	0,0043	7,14	1,46	-49,0	50,5	5,68	199,0	204,7
	3,0					-31,4	32,8		181,4	186,9
	4,0					-8,7	10,1		158,7	164,2
	5,0		0,0039	6,24	1,27	4,7	6,0	4,97	145,3	150,3
	6,0		0,0035	5,60	1,14	13,4	14,5	4,46	136,6	141,1
	7,0		0,0033	5,28	1,08	19,2	20,3	4,20	130,8	135,0
C	2,5	1660	0,0043	7,14	2,14	-44,5	46,6	5,00	194,5	199,5
	3,0					-26,2	28,3		176,2	181,0
	4,0					-2,5	4,6		152,5	157,3
	5,0		0,0039	6,24	1,87	11,7	13,6	4,37	138,3	142,7
	6,0		0,0035	5,60	1,67	20,9	22,6	3,93	129,1	133,0
	7,0		0,0033	5,28	1,58	27,3	28,9	3,70	122,7	126,4
D	2,5	1660	0,0043	7,14	2,88	-43,9	46,8	4,26	193,9	198,2
	3,0					-27,1	29,9		177,1	181,2
	4,0					-3,5	6,3		153,5	157,6
	5,0		0,0039	6,24	2,51	11,6	14,1	3,73	138,4	142,1
	6,0		0,0035	5,60	2,26	21,9	24,2	3,34	128,1	131,4
	7,0		0,0033	5,28	2,13	29,3	31,4	3,15	120,7	123,9
E	2,5	1660	0,0043	7,14	3,57	-34,9	38,5	3,57	184,9	188,5
	3,0					-17,5	20,9		167,5	170,9
	4,0					6,2	9,6		143,8	147,2
	5,0		0,0039	6,24	3,12	21,2	24,3	3,12	128,8	131,9
	6,0		0,0035	5,60	2,80	31,3	34,1	2,80	118,7	121,5
	7,0		0,0033	5,28	2,64	38,5	41,1	2,64	111,5	114,1
F	2,5	1660	0,0043	7,14	3,57	-27,7	31,3	3,57	177,7	181,3
	3,0					-8,9	12,3		158,9	162,3
	4,0					15,2	18,6		134,8	138,2
	5,0		0,0039	6,24	3,12	29,8	32,9	3,12	120,2	123,3
	6,0		0,0035	5,60	2,80	39,3	42,1	2,80	110,7	113,5
	7,0		0,0033	5,28	2,64	46,0	48,6	2,64	104,0	106,6

Tabela 4-19 – Reacções horizontais em cada pilar

Modelo	L _{pilar} [m]	N [kN]	θ _i [-]	H _i [kN]	Pilar 1			Pilar 2		
					R _H [kN]	V _{1,P1} [kN]	V _{1,sd,P1}	R _H [kN]	V _{1,P2} [kN]	V _{1,sd,P2}
G	2,5	1660	0,0043	7,14	2,61	-43,8	46,4	4,53	195,8	200,3
	3,0					-28,1	30,7		178,1	182,6
	4,0					-4,1	6,7		154,1	158,6
	5,0		0,0039	6,47	2,36	11,0	13,4	4,11	139,0	143,1
	6,0		0,0035	5,81	2,12	21,1	23,2	3,69	128,9	132,6
	7,0		0,0033	5,48	2,00	28,3	30,3	3,48	121,7	125,2
H	2,5	1660	0,0043	7,14	0,22	-78,0	78,2	6,92	228,0	234,9
	3,0					-55,1	55,3		215,1	222,0
	4,0					-45,4	45,6		195,4	202,3
	5,0		0,0039	6,47	0,20	-32,3	32,5	6,27	182,3	188,6
	6,0		0,0035	5,81	0,18	-23,2	23,4	5,63	173,2	178,8
	7,0		0,0033	5,48	0,17	-16,7	16,9	5,31	166,7	172,0

Tal como no Pórtico 1, o pilar condicionante da estrutura em cada exemplo é o que tiver maior valor de reacção horizontal. Apesar de haver alguns exemplos dos modelos que não necessitavam da consideração dos efeitos de segunda ordem no dimensionamento, optou-se por considerar, pois nesses exemplos não tinham muita influência e não causava alterações significativas no dimensionamento.

Na Tabela 4-20 são apresentados os resultados do cálculo dos esforços de primeira e segunda ordem. Nesta mesma tabela, são também apresentados os valores das excentricidades de segunda ordem e força horizontal adicional, calculadas para o pilar condicionante que é o Pilar 2 em todos os modelos, como podemos verificar na Tabela 4-18.

Tabela 4-20a - Cálculo dos esforços de primeira e segunda ordem do pórtico simples

Modelo	L _{pilar} [m]	e ₂ [m]	ΔH [kN]	Pilar 1			Pilar 2		
				N _{sd} [kN]	M _{1,sd,P1} [kNm]	M _{2,P1} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{1,sd,P2} [kNm]	M _{2,P1} [kNm]
A	2,5	0,045	25,7	613,1	101,8	6,61	1046,9	286,0	57,6
	3,0	0,060	27,9	610,4	87,8	8,62	1049,6	299,8	75,2
	4,0	0,093	32,5	605,1	61,1	13,38	1054,9	379,3	116,7
	5,0	0,125	34,7	599,6	36,0	17,86	1060,4	458,9	155,7
	6,0	0,153	35,6	594,0	36,9	21,96	1066,0	536,6	191,5
	7,0	0,209	41,5	588,2	54,6	29,89	1071,8	614,7	260,6
B	2,5	0,030	19,1	614,2	110,1	9,73	1045,8	278,8	38,0
	3,0	0,061	31,5	611,2	93,5	19,25	1048,8	294,1	75,2
	4,0	0,090	34,8	604,9	61,1	28,41	1055,1	350,2	111,0
	5,0	0,116	35,7	598,4	53,0	36,36	1061,6	412,7	142,0
	6,0	0,167	42,8	591,9	78,8	52,35	1068,1	473,6	204,5
	7,0	0,227	49,9	585,2	104,3	71,26	1074,8	534,9	278,4

Tabela 4-20b - Cálculo dos esforços de primeira e segunda ordem do pórtico simples

C	2,5	0,024	17,0	615,2	116,5	12,68	1044,8	272,2	29,7
	3,0	0,051	29,6	612,0	98,5	26,52	1048,0	286,9	62,2
	4,0	0,078	33,9	605,3	62,7	40,57	1054,7	328,0	95,1
	5,0	0,102	35,5	598,5	85,2	53,12	1061,5	380,7	124,5
	6,0	0,132	38,0	591,5	116,9	68,25	1068,5	431,8	160,0
	7,0	0,179	44,4	584,5	148,5	92,90	1075,5	483,4	217,7
D	2,5	0,030	17,2	620,1	156,3	17,37	1039,9	258,6	25,7
	3,0	0,064	29,5	617,3	141,8	35,68	1042,7	283,4	52,8
	4,0	0,097	33,7	611,3	111,0	54,40	1048,7	343,8	80,6
	5,0	0,126	35,2	605,0	135,4	70,87	1055,1	395,5	105,0
	6,0	0,167	38,8	598,3	173,2	93,85	1061,7	443,7	139,0
	7,0	0,228	45,3	591,6	211,5	127,73	1068,5	491,0	189,2
E	2,5	0,021	14,6	620,2	155,0	18,25	1039,8	252,9	18,2
	3,0	0,049	26,7	617,2	138,9	40,00	1042,8	266,7	40,0
	4,0	0,077	31,5	610,9	130,1	63,06	1049,1	306,3	63,1
	5,0	0,105	34,4	604,2	174,1	85,97	1055,8	349,4	86,0
	6,0	0,127	34,7	597,4	217,5	104,05	1062,6	389,7	104,1
	7,0	0,164	38,4	590,4	261,2	134,35	1069,6	429,5	134,3
F	2,5	0,020	17,7	616,6	118,4	22,08	1043,4	252,0	22,1
	3,0	0,043	30,7	613,2	97,1	46,03	1046,8	265,5	46,0
	4,0	0,066	35,2	606,0	115,8	70,30	1054,0	294,5	70,3
	5,0	0,086	36,7	598,8	160,0	91,83	1061,2	323,3	91,8
	6,0	0,113	39,9	591,5	203,3	119,76	1068,5	352,7	119,8
	7,0	0,153	46,6	584,1	246,7	163,00	1075,9	383,8	163,0

Ao contrário do que sucede no Pórtico 1, os valores de N_{sd} no Pilar 1 e no Pilar 2, não se mantêm constantes em todos os modelos. Isto deve-se à redistribuição de esforços entre pilar e viga.

Importa referir que os valores dos esforços obtidos do Ftool [14], correspondem sempre à secção mais condicionante, isto é, nos pilares como temos a secção de topo do pilar e a secção de base do pilar, os esforços máximos não estavam sempre na mesma secção. Teve-se por esse mesmo facto, o cuidado de retirar o esforço máximo referente a cada pilar.

Nas Tabela 4-21, Tabela 4-22, Tabela 4-23 e Tabela 4-24 são apresentados os esforços de dimensionamento de segunda ordem assim como as respectivas armaduras. O valor de M_{sd} e V_{sd} para os pilares é calculado pelas equações (4-23) e (4-25) e para a viga os esforços foram calculados através das equações (4-26) e (4-27):

Tabela 4-21 - Esforços de dimensionamento e Armaduras do Pilar 1 do pórtico simples

Modelo	L _{pilar} [m]	b x h [m x m]	Pilar 1								
			N _{sd} [kN]	M _{P1,sd} [kNm]	μ [-]	v [-]	A _s [cm ²]	A _s Adopt.	V _{sd,Pi} [kN]	A _s /S [cm ² /m]	A _s /S Adopt.
A	2,5	0,70x0,30	613,1	108,4	0,103	0,175	6,45	6Ø12	55,4	1,41	Ø8//.25
	3,0		610,4	96,4	0,092	0,174	4,84		39,5	1,01	
	4,0		605,1	74,5	0,071	0,173	1,61	6Ø12 *	19,5	0,50	
	5,0		599,6	53,9	0,051	0,171	1,38		7,7	0,20	
	6,0		594,0	58,8	0,056	0,169	1,37		8,3	0,21	
	7,0		588,2	84,5	0,080	0,168	4,03		13,9	0,35	
B	2,5	0,40x0,40	614,2	119,9	0,112	0,230	4,30	6Ø12	54,3	0,99	Ø8//.25
	3,0		611,2	112,8	0,105	0,229	3,07	6Ø12 *	39,2	0,71	
	4,0		604,9	89,5	0,084	0,226	1,39		17,2	0,31	
	5,0		598,4	89,3	0,084	0,224	1,38	13,2	0,24		
	6,0		591,9	131,2	0,123	0,222	7,37	8Ø12	23,3	0,42	
	7,0		585,2	175,6	0,164	0,219	13,51	8Ø16	30,5	0,55	
C	2,5	0,50x0,40	615,2	129,2	0,097	0,184	5,37	6Ø12	51,7	0,94	Ø6//.15
	3,0		612,0	125,0	0,094	0,183	5,37		37,1	0,67	
	4,0		605,3	103,3	0,077	0,181	1,54	6Ø12 *	14,7	0,27	
	5,0		598,5	138,4	0,104	0,179	6,14	6Ø12	24,2	0,44	
	6,0		591,5	185,2	0,139	0,177	11,52	6Ø16	34,0	0,62	
	7,0		584,5	241,4	0,181	0,175	21,50	8Ø20	42,2	0,77	
D	2,5	0,70x0,50	620,1	173,7	0,059	0,106	2,69	8Ø12 *	53,7	0,76	Ø6//.15
	3,0		617,3	177,5	0,061	0,106	5,37		41,8	0,59	
	4,0		611,3	165,4	0,057	0,105	4,03		19,9	0,28	
	5,0		605,0	206,2	0,071	0,104	10,75	10Ø12	28,3	0,40	
	6,0		598,3	267,1	0,091	0,102	14,78	8Ø16	39,8	0,56	
	7,0		591,6	339,2	0,116	0,101	24,19	8Ø20	49,7	0,70	
E	2,5	0,40x0,60	620,2	173,3	0,072	0,155	3,69	6Ø12 *	45,8	0,53	Ø6//.15
	3,0		617,2	178,9	0,074	0,154	3,69		34,3	0,40	
	4,0		610,9	193,1	0,080	0,152	5,53	6Ø12	25,4	0,29	
	5,0		604,2	260,1	0,108	0,151	9,21	6Ø16	41,5	0,48	
	6,0		597,4	321,6	0,134	0,149	14,74	8Ø16	51,4	0,60	
	7,0		590,4	395,5	0,164	0,147	20,27	8Ø20	60,3	0,70	
F	2,5	0,60x0,40	616,6	140,5	0,088	0,154	5,53	6Ø12	40,1	0,73	Ø6//.15
	3,0		613,2	143,2	0,089	0,153	5,53		27,7	0,50	
	4,0		606,0	186,1	0,116	0,151	12,90	8Ø16	36,2	0,66	
	5,0		598,8	251,8	0,157	0,149	20,27	8Ø20	51,3	0,93	
	6,0		591,5	323,1	0,202	0,148	30,41	10Ø20	62,1	1,13	
	7,0		584,1	409,7	0,256	0,146	41,46	10Ø25	71,9	1,31	

Tabela 4-22 - Esforços de dimensionamento e Armaduras do Pilar 1 do pórtico parede

Modelo	L _{pilar} [m]	b × h [m x m]	Pilar 1								
			N _{sd} [kN]	M _{P1,sd} [kNm]	μ [-]	v [-]	A _s [cm ²]	A _s Adopt.	V _{sd,Pi} [kN]	A _s /S [cm ² /m]	A _s /S Adopt.
G	2,5	0,50x0,50	613,1	108,4	0,103	0,175	6,45	6Ø12	55,4	1,41	Ø8//.25
	3,0		610,4	96,4	0,092	0,174	4,84		39,5	1,01	
	4,0		605,1	74,5	0,071	0,173	1,61	6Ø12 *	19,5	0,50	
	5,0		599,6	53,9	0,051	0,171	1,38		7,7	0,20	
	6,0		594,0	58,8	0,056	0,169	1,37		8,3	0,21	
	7,0		588,2	84,5	0,080	0,168	4,03		13,9	0,35	
H	2,5	0,50x0,50	614,2	119,9	0,112	0,230	4,30	6Ø12	54,3	0,99	Ø8//.25
	3,0		611,2	112,8	0,105	0,229	3,07	6Ø12 *	39,2	0,71	
	4,0		604,9	89,5	0,084	0,226	1,39		17,2	0,31	
	5,0		598,4	89,3	0,084	0,224	1,38		13,2	0,24	
	6,0		591,9	131,2	0,123	0,222	7,37	8Ø12	23,3	0,42	
	7,0		585,2	175,6	0,164	0,219	13,51	8Ø16	30,5	0,55	

Tabela 4-23 - Esforços de dimensionamento e Armaduras do Pilar 2 do pórtico parede

Modelo	L _{pilar} [m]	b × h [m x m]	Pilar 2							
			N _{sd} [kN]	M _{P1,sd} [kNm]	T [kN]	A _s [cm ²]	A _s Adopt.	V _{sd,Pi} [kN]	A _s /S [cm ² /m]	A _s /S Adopt.
G	2,5	1,70x0,40	1041,7	304,6	-724,4	13,60*	8Ø16	216,3	3,94	Ø10//.175
	3,0		1044,7	352,6	-739,0			206,3	3,75	Ø10//.20
	4,0		1051,0	441,0	-787,4			183,8	3,34	
	5,0		1057,7	549,0	-830,3			174,5	3,18	Ø8//.15
	6,0		1064,5	666,8	-871,2			170,3	3,10	
	7,0		1071,4	796,7	-911,7			169,2	3,08	
H	2,5	0,40x1,70	1039,3	353,1	-259,0	13,60*	8Ø16	240,6	0,93	Ø8//.25
	3,0		1040,3	451,4	-202,3			234,7	0,91	
	4,0		1042,6	611,9	-100,5			218,5	0,84	
	5,0		1045,1	767,1	-7,7			208,1	0,80	
	6,0		1047,7	922,0	82,1			201,2	0,78	
	7,0		1050,3	1079,6	171,5			196,9	0,76	

Tabela 4-24 - Esforços de dimensionamento e Armaduras do Pilar 2

Modelo	L _{pilar} [m]	b x h [m x m]	Pilar 2								
			N _{sd} [kN]	M _{P1,sd} [kNm]	μ [-]	v [-]	A _s [cm ²]	A _s Adopt.	V _{sd,Pi} [kN]	A _s /S [cm ² /m]	A _s /S Adopt.
A	2,5	0,60x0,65	1046,9	343,6	0,081	0,161	5,99	8Ø12 *	231,5	2,46	Ø8//.20
	3,0		1049,6	375,0	0,089	0,161	8,98	8Ø12	217,1	2,30	
	4,0		1054,9	495,9	0,117	0,162	16,47	6Ø20	200,7	2,13	
	5,0		1060,4	614,6	0,145	0,163	28,45	10Ø20	190,2	2,02	Ø8//.25
	6,0		1066,0	728,1	0,172	0,164	41,92	10Ø25	182,8	1,94	
	7,0		1071,8	875,3	0,207	0,165	50,91	12Ø25	182,9	1,94	
B	2,5	0,80x0,50	1045,8	316,8	0,095	0,157	12,29	8Ø16	219,9	3,11	Ø8//.15
	3,0		1048,8	369,3	0,111	0,157	16,89	10Ø16	211,9	3,00	
	4,0		1055,1	461,2	0,138	0,158	26,11	6Ø25	191,9	2,72	
	5,0		1061,6	554,8	0,166	0,159	36,86	8Ø25	178,7	2,53	Ø8//.20
	6,0		1068,1	678,1	0,203	0,160	50,68	12Ø25	175,1	2,48	
	7,0		1074,8	813,3	0,243	0,161	66,03	14Ø25	174,8	2,47	
C	2,5	0,60x0,50	1044,8	301,9	0,121	0,209	13,82	8Ø16	211,4	2,99	Ø8//.15
	3,0		1048,0	349,0	0,139	0,209	17,28	6Ø20	201,7	2,85	Ø8//.20
	4,0		1054,7	423,1	0,169	0,211	28,79	6Ø25	181,1	2,56	
	5,0		1061,5	505,2	0,202	0,212	34,55	8Ø25	167,6	2,37	
	6,0		1068,5	591,7	0,236	0,213	42,61	10Ø25	159,7	2,26	Ø8//.20
	7,0		1075,5	701,1	0,280	0,215	57,59	12Ø25	157,5	2,23	
D	2,5	0,60x0,60	1039,9	284,3	0,079	0,173	2,76	8Ø12 *	208,5	2,41	Ø8//.20
	3,0		1042,7	336,3	0,093	0,173	6,91		198,8	2,30	
	4,0		1048,7	424,4	0,118	0,174	15,20		8Ø16	177,7	
	5,0		1055,1	500,5	0,139	0,175	23,50	8Ø20	163,1	1,89	Ø8//.25
	6,0		1061,7	582,7	0,162	0,177	30,41	10Ø20	154,6	1,79	
	7,0		1068,5	680,2	0,189	0,178	40,08	10Ø25	150,9	1,75	
E	2,5	0,40x0,60	1039,8	271,2	0,113	0,259	3,69	6Ø12 *	195,8	2,27	Ø8//.20
	3,0		1042,8	306,7	0,128	0,260	8,29	8Ø12	184,3	2,13	
	4,0		1049,1	369,3	0,154	0,262	14,74	8Ø16	163,0	1,89	
	5,0		1055,8	435,4	0,181	0,263	21,19	8Ø20	149,1	1,73	Ø8//.25
	6,0		1062,6	493,8	0,205	0,265	26,72	6Ø25	138,8	1,61	
	7,0		1069,6	563,8	0,234	0,267	33,17	8Ø25	133,3	1,54	
F	2,5	0,60x0,40	1043,4	274,1	0,171	0,260	18,43	6Ø20	190,1	3,46	Ø8//.125
	3,0		1046,8	311,6	0,194	0,261	22,11	8Ø20	177,7	3,23	Ø8//.15
	4,0		1054,0	364,8	0,228	0,263	33,17	8Ø25	155,8	2,83	
	5,0		1061,2	415,1	0,259	0,265	38,70		141,7	2,58	
	6,0		1068,5	472,5	0,295	0,267	47,91	10Ø25	133,5	2,43	Ø8//.20
	7,0		1075,9	546,8	0,341	0,268	57,13	12Ø25	129,9	2,36	

Tal como no Pórtico 1, as armaduras assinaladas com um asterisco (*), nas tabelas anteriores, correspondem às armaduras mínimas em que foi necessário utilizar.

A Tabela 4-25 apresenta os esforços de dimensionamento actuantes na viga e as respectivas armaduras. Para este pórtico, já foi necessário considerar uma armadura superior de acordo com os esforços obtidos e não admitir uma construtiva como se fez no Pórtico 1.

Tabela 4-25a - Esforços de dimensionamento e armaduras da Viga

Modelo	h [m]	Viga									
		A _s	M _{viga,sd} [kNm]	μ [-]	ω [-]	A _{s2} [cm ²]	A _s Adopt.	V _{viga,sd} [kN]	A _s /S [cm ² /m]	A _s /S Adopt.	
A	2.5	Sup	270,0	0,178	0,203	12,87	3Ø25	147,0	1,67	Ø8//.25	
		Inf	145,6	0,096	0,102	6,49	3Ø20				
	3.0	Sup	281,3	0,186	0,213	13,50	3Ø25	149,6	1,71	Ø8//.20	
		Inf	148,8	0,098	0,105	6,64	3Ø20				
	4.0	Sup	307,1	0,203	0,236	14,98	3Ø25	154,9	1,78		
		Inf	154,2	0,102	0,109	6,90	3Ø20				
	5.0	Sup	336,5	0,222	0,264	16,74	4Ø25	160,4	1,85		
		Inf	158,1	0,104	0,112	7,09	3Ø20				
	6.0	Sup	369,2	0,244	0,297	18,81	4Ø25	166,0	1,93		
		Inf	160,8	0,106	0,114	7,22	3Ø20				
	7.0	Sup	404,6	0,267	0,335	21,21	5Ø25	171,8	2,00		
		Inf	162,8	0,107	0,115	7,32	3Ø20				
B	2.5	Sup	264,6	0,175	0,198	12,57	3Ø25	145,8	1,66		Ø8//.25
		Inf	144,3	0,095	0,101	6,43	3Ø20				
	3.0	Sup	277,7	0,183	0,210	13,30	3Ø25	148,8	1,70		
		Inf	148,3	0,098	0,104	6,62	3Ø20				
	4.0	Sup	306,5	0,202	0,236	14,94	5Ø20	155,1	1,78	Ø8//.20	
		Inf	156,1	0,103	0,110	6,99	3Ø20				
	5.0	Sup	338,4	0,223	0,266	16,86	4Ø25	161,6	1,87		
		Inf	163,5	0,108	0,116	7,35	3Ø20				
	6.0	Sup	373,1	0,246	0,301	19,07	5Ø25	168,1	1,95		
		Inf	170,5	0,113	0,121	7,69	3Ø20				
	7.0	Sup	410,0	0,271	0,341	21,59	5Ø25	174,8	2,04		
		Inf	177,5	0,117	0,127	8,04	3Ø20				

Tabela 4-25b - Esforços de dimensionamento e armaduras da Viga

Modelo	h [m]	Viga								
		A _s	M _{viga,sd} [kNm]	μ [-]	ω [-]	A _s [cm ²]	A _s Adopt.	V _{viga,sd} [kN]	A _s /s [cm ² /m]	A _s /s Adopt.
C	2.5	Sup	259,7	0,171	0,194	12,30	3Ø25	144,8	1,64	Ø8//.25
		Inf	144,1	0,095	0,101	6,42	3Ø20			
	3.0	Sup	272,4	0,180	0,205	13,00	3Ø25	148,0	1,69	
		Inf	148,9	0,098	0,105	6,65	3Ø20			
	4.0	Sup	301,3	0,199	0,231	14,64	3Ø25	154,7	1,78	
		Inf	158,8	0,105	0,112	7,12	3Ø20			
	5.0	Sup	332,7	0,220	0,261	16,51	5Ø20	161,5	1,87	
		Inf	169,0	0,112	0,120	7,62	3Ø20			
	6.0	Sup	366,3	0,242	0,294	18,62	4Ø25	168,5	1,96	
		Inf	179,6	0,119	0,128	8,14	3Ø20			
	7.0	Sup	401,7	0,265	0,332	21,00	5Ø25	175,5	2,05	
		Inf	190,7	0,126	0,137	8,69	3Ø20			
D	2.5	Sup	247,9	0,164	0,184	11,66	3Ø25	139,9	1,58	Ø8//.25
		Inf	128,3	0,085	0,090	5,67	3Ø16			
	3.0	Sup	260,1	0,172	0,195	12,32	3Ø25	142,7	1,61	
		Inf	131,2	0,087	0,092	5,81	3Ø16			
	4.0	Sup	286,5	0,189	0,218	13,79	3Ø25	148,7	1,69	
		Inf	138,5	0,091	0,097	6,15	3Ø20			
	5.0	Sup	315,0	0,208	0,244	15,44	4Ø25	155,0	1,78	
		Inf	147,3	0,097	0,104	6,57	3Ø20			
	6.0	Sup	345,0	0,228	0,273	17,27	4Ø25	161,8	1,87	
		Inf	157,6	0,104	0,112	7,06	3Ø20			
	7.0	Sup	376,3	0,248	0,304	19,28	5Ø25	168,4	1,96	
		Inf	169,4	0,112	0,121	7,64	3Ø20			
E	2.5	Sup	244,0	0,161	0,181	11,45	3Ø25	184,9	2,18	Ø8//.20
		Inf	131,8	0,087	0,092	5,83	3Ø16			
	3.0	Sup	256,4	0,169	0,191	12,12	3Ø25	142,8	1,62	
		Inf	135,6	0,089	0,095	6,01	2Ø20			
	4.0	Sup	282,6	0,186	0,214	13,57	3Ø25	149,1	1,70	
		Inf	145,0	0,096	0,102	6,46	3Ø20			
	5.0	Sup	310,4	0,205	0,240	15,17	4Ø25	155,8	1,79	
		Inf	156,3	0,103	0,111	7,00	3Ø20			
	6.0	Sup	339,3	0,224	0,267	16,91	4Ø25	162,6	1,88	
		Inf	169,3	0,112	0,120	7,63	3Ø20			
	7.0	Sup	369,2	0,244	0,297	18,81	4Ø25	169,6	1,97	
		Inf	184,2	0,122	0,132	8,37	3Ø20			

Tabela 4-25c - Esforços de dimensionamento e armaduras da Viga

Modelo	h [m]	Viga									
		A _s	M _{viga,sd} [kNm]	μ [-]	ω [-]	A _s [cm ²]	A _s Adopt.	V _{viga,sd} [kN]	A _s /s [cm ² /m]	A _s /s Adopt.	
F	2.5	Sup	243,1	0,160	0,180	11,40	3Ø25	143,4	1,62	Ø8//.25	
		Inf	152,1	0,100	0,107	6,80	3Ø20				
	3.0	Sup	255,2	0,168	0,190	12,05	3Ø25	146,8	1,67		
		Inf	159,5	0,105	0,113	7,16	3Ø20				
	4.0	Sup	280,7	0,185	0,213	13,46	3Ø25	154,0	1,77		Ø8//.20
		Inf	175,2	0,116	0,125	7,92	3Ø20				
	5.0	Sup	307,7	0,203	0,237	15,01	4Ø25	161,2	1,86		
		Inf	192,1	0,127	0,138	8,76	3Ø20				
	6.0	Sup	335,9	0,222	0,264	16,70	4Ø25	168,5	1,96		
		Inf	210,3	0,139	0,153	9,69	4Ø20				
	7.0	Sup	365,3	0,241	0,293	18,56	4Ø25	175,9	2,06		
		Inf	229,7	0,152	0,169	10,69	4Ø20				
G	2.5	Sup	253,3	0,167	0,189	11,95	3Ø25	141,7	1,60	Ø8//.25	
		Inf	132,8	0,088	0,093	5,88	3Ø16				
	3.0	Sup	266,3	0,176	0,200	12,66	3Ø25	144,7	1,94		
		Inf	136,3	0,090	0,095	6,05	3Ø20				
	4.0	Sup	293,9	0,194	0,224	14,21	3Ø25	151,0	2,02	Ø8//.20	
		Inf	144,7	0,095	0,102	6,44	3Ø20				
	5.0	Sup	323,8	0,214	0,252	15,97	4Ø25	157,7	2,11		
		Inf	154,5	0,102	0,109	6,91	3Ø20				
	6.0	Sup	354,9	0,234	0,282	17,89	4Ø25	164,5	2,21		
		Inf	165,4	0,109	0,117	7,44	3Ø20				
	7.0	Sup	387,5	0,256	0,316	20,03	5Ø25	171,4	2,30		
		Inf	177,6	0,117	0,127	8,04	3Ø20				
H	2.5	Sup	148,6	0,098	0,105	6,63	3Ø20	139,3	1,57	Ø8//.25	
		Inf	124,7	0,082	0,087	5,50	3Ø20				
	3.0	Sup	252,7	0,167	0,188	11,92	3Ø25	140,3	1,88	Ø8//.20	
		Inf	125,9	0,083	0,088	5,56	3Ø20				
	4.0	Sup	262,5	0,173	0,197	12,45	3Ø25	142,6	1,91		
		Inf	128,6	0,085	0,090	5,68	3Ø20				
	5.0	Sup	273,5	0,180	0,206	13,06	3Ø25	145,1	1,95		
		Inf	131,4	0,087	0,092	5,82	3Ø20				
	6.0	Sup	285,5	0,188	0,217	13,73	3Ø25	147,7	1,98		
		Inf	134,0	0,088	0,094	5,94	3Ø20				
	7.0	Sup	298,2	0,197	0,228	14,46	5Ø20	150,3	2,01		
		Inf	136,3	0,090	0,095	6,05	3Ø20				

5. Modelação numérica

5.1 Introdução

A utilização de um programa que permita analisar os elementos estruturais de forma não linear deve-se à necessidade de poder obter valores de diversos parâmetros, como é exemplo o das reacções, deslocamentos ou tensões, de uma forma muito mais realista e tendo sempre em consideração a sua posição deformada e anisotropia dos materiais, o que permite ter em conta efeitos que resultam de tal situação, como é o caso dos efeitos de segunda ordem, que não é possível considerar em análises elásticas lineares [8].

A modelação numérica consiste essencialmente num processo iterativo, em que é aplicado um carregamento em parcelas, de modo a que em cada etapa é possível considerar o deslocamento da etapa anterior e se necessário é definida a variação da rigidez ao longo da peça. Em cada etapa o procedimento é linear, e a carga última é alcançada quando a curva Carga vs Deslocamento atinge o seu máximo.

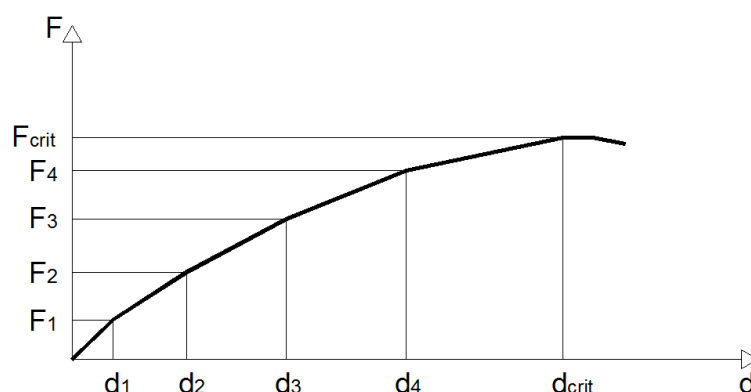


Figura 5-1 - Relação Força - Deslocamento

Com uma variedade de programas de análise não linear, a escolha recaiu sobre o software Atena [2], versão 4.2.6. A utilização deste software, deve-se ao facto de ser um software de fácil uso, e que permite uma análise bidimensional dos pórticos, facilitando em muito tanto na introdução de dados como na posterior análise. Outro dos motivos pela qual este software foi utilizado, deve-se ao facto de ser um programa de elementos finitos, desenvolvido especificamente para a análise de estruturas de betão armado, sendo comprovada a sua validade e objectividade através de simulações experimentais e de aplicações práticas.

Durante a modelação neste software, é possível verificar o comportamento da estrutura e de todos os parâmetros definidos, até se atingir o colapso da estrutura. Por cada incremento de carga, o software efectua uma modelação da deformada consoante os deslocamentos existentes.

Este software adopta dois métodos de cálculo iterativo: o Método de Newton-Raphson e o Método Arc Length. Estes dois métodos serão abordados de uma forma sucinta para uma fácil compreensão. Para um conhecimento mais aprofundado deve-se consultar os manuais teóricos deste software [3],[4] e [5] ou consultar outros trabalhos de autores [7], [13], [15], [21] e [27] que utilizaram estes métodos nos seus estudos.

5.1.1 Método de Newton-Raphson

O método de Newton-Raphson utiliza a matriz de rigidez tangente definida, para cada iteração, com base no incremento de deslocamentos e forças residuais da iteração anterior [24].

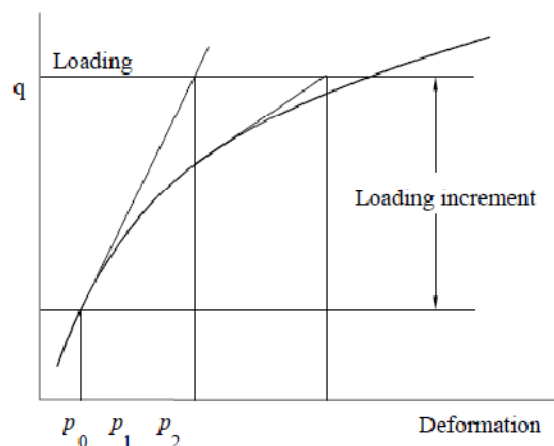


Figura 5-2 - Método de Newton-Raphson

O incremento de deslocamentos e forças residuais baseia-se numa análise de “step by step”, na qual a equação (5-1) representa as forças que não se encontram em equilíbrio, ou seja, o nível de carga total após o carregamento incremental menos a carga do step anterior.

$$K(\underline{p}) \Delta \underline{p} = \underline{q} - f(\underline{p}) \quad (5-1)$$

em que:

- $K(\underline{p})$ É a matriz de rigidez que relaciona os incrementos de carga com os incrementos de deformação
- \underline{p} Representa as deformações das estruturas antes do incremento de carga
- $\Delta \underline{p}$ É o incremento de deformação devido ao incremento de carga

- $f(\underline{p})$ É o vector das forças internas
- \underline{q} Corresponde ao vector de todas as cargas aplicadas

Os deslocamentos no final de cada iteração são actualizados através da adição dos incrementos de deslocamento obtidos nessa iteração e o processo termina logo que seja respeitado o critério de convergência adoptado [15].

No manual [3] é possível encontrar a dedução dos critérios de convergência necessários para definir quando as iterações satisfazem os limites de convergência.

Os critérios de convergência estão relacionados com a deformação e o não equilíbrio de forças. Assim as equações que definem os critérios de convergência são:

- Verificação da norma de alteração da deformação

$$\sqrt{\frac{\Delta p_i^T \times \Delta p_i}{p_i^T \times p_i}} \leq \varepsilon_{rel.disp} \quad (5-2)$$

- Verificação da norma das forças não equilibradas

$$\sqrt{\frac{(q - f(p_{i-1}))^T \times (q - f(p_{i-1}))}{f(p_i)^T \times f(p_i)}} \leq \varepsilon_{rel.force} \quad (5-3)$$

- Verificação da norma das forças não equilibradas durante a última iteração

$$\sqrt{\frac{\Delta p_i^T \times (q - f(p_{i-1}))}{(p_i)^T \times f(p_i)}} \leq \varepsilon_{rel.energy} \quad (5-4)$$

- Verificação das forças não equilibradas relativas aos seus componentes máximos

$$\sqrt{\frac{\max(q^k - f^k \times (p_{i-1})) \times \max(q^k - f^k \times (p_{i-1}))}{\max(f^k \times (p_i)) \times \max(f^k \times (p_i))}} \leq \varepsilon_{abs.force} \quad (5-5)$$

Os valores dos limites dos critérios de convergência das equações anteriores são os pré-definidos pelo programa, ou seja, 0.01 para os três primeiros e 0.0001 para o último limite.

5.1.2 Método Arc Length

Enquanto no Método de Newton-Raphson, é incrementada a carga obtendo-se a deformação, neste método passa-se exactamente ao contrário, ou seja, incrementa-se a deformação de modo a obter a carga correspondente. Desta forma a equação pela qual o Método de Arc Length se rege, é idêntica à do Método de Newton-Raphson, no entanto é adicionado um novo factor, como se verifica na equação (5-6):

$$K(\underline{p}) \Delta \underline{p} = \lambda \underline{q} - f(\underline{p}) \quad (5-6)$$

O factor λ corresponde ao grau de liberdade associado ao patamar de carga, que obriga à introdução desta nova restrição.

Este método consiste na aproximação do processo iterativo à curva carga - deslocamento através de uma superfície restritiva, sobre a qual é variado o carregamento até encontrar o ponto de equilíbrio com o deslocamento.

Os critérios de convergência adoptados no Método de Newton-Raphson também poderão ser utilizados neste método. Um aspecto a ter em consideração deste método é o facto de o vector \underline{q} não considerar o total do carregamento no final de cada step, podendo assumir valores múltiplos do carregamento, obtendo-se um valor de carga não real na estrutura. Na Figura 5-3 é exemplificado como funciona o Método de Arc Length.

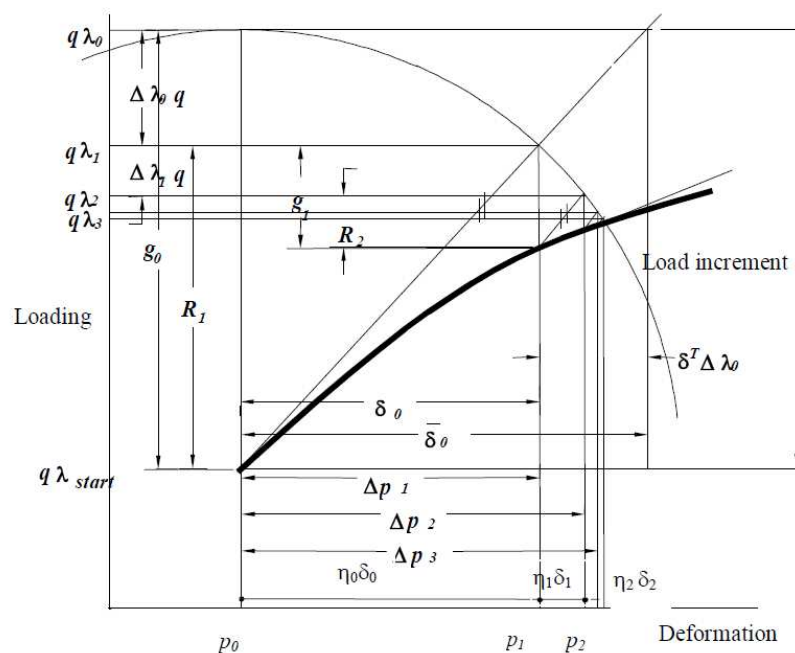


Figura 5-3 - Método Arc Length

5.2 Modelação

Como já foi referido, a modelação dos pórticos foi efectuada no Atena [2], e serão explicados todos os procedimentos tidos em conta quer na introdução de dados quer no tratamento de resultados. São apresentados neste capítulo todos os parâmetros que possuem a mesma definição para os pórticos dimensionados. Os restantes parâmetros serão abordados no respectivo capítulo.

5.2.1 Modelação dos Pórticos

Nesta fase, são inseridos todos os dados necessários à modelação dos pórticos, desde a geometria, passando pelos materiais até à definição dos métodos a adoptar em cada *step*. Entenda-se *step* por cada passo onde é definido o incremento de carga a aplicar.

O primeiro procedimento a efectuar nesta fase é adaptar os materiais definidos no capítulo 4.2.1., no separador *Materials*. Neste separador estão já por definição do programa, os parâmetros para o betão e para o aço.

No caso do betão é definido pelo *SBETA Material*, onde apresenta os valores por defeito do programa. No entanto ao seleccionar esta opção, para definir a classe do betão adoptado, o programa pede o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão, f_{ck} , e a partir deste parâmetro gera todos os outros necessários para definir o modelo constitutivo do betão. De acordo com o EC2 [12], para uma análise não linear devem ser utilizados os valores de cálculo. De modo a obtermos o correcto valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão, $f_c=16,7\text{MPa}$, de acordo com [3], é necessário efectuar o seguinte cálculo de modo a obter o correcto valor de f_{cu} :

$$f_{cu} = \frac{f_c}{0.85} \quad (5-7)$$

Os restantes parâmetros básicos definidos através da equação (5-7) encontram-se na Tabela 5-1:

Tabela 5-1 - Parâmetros básicos do betão necessários à modelação no Atena

Parâmetros do betão	
Módulo de Elasticidade - E	25,83 GPa
Coefficiente de Poisson - μ	0,20
Tensão de tracção do betão - f_t	1,75 MPa
Tensão à compressão do cubo - f_{cu}	19,65 MPa

Outros parâmetros são definidos automaticamente no betão, mas podem ser alterados de acordo com o utilizador. Esses parâmetros estão relacionados com a tracção, a compressão e o esforço transversal e ainda o peso específico e o coeficiente de expansão térmica do betão. Destes apenas foi alterado o parâmetro respeitante à extensão do betão à compressão, ϵ_c , que por definição do programa vem com o valor $-1,323E-3$, de acordo com o valor obtido da equação (5-7), sendo alterado para $-3,5E-3$. Todos os restantes parâmetros e condições foram mantidas.

Para o aço é necessário definir dois parâmetros, apesar de ser utilizado a mesma relação de extensão-tensão. Assim definiu-se um parâmetro para a armadura longitudinal através do *Reinforcement* e outro para a armadura transversal através do *Smeared Reinforcement*. De modo a que informação para este material fosse a mais completa adoptou-se a lei constitutiva do aço como bi-linear representado na Figura 3-5, pois só desta forma poderia introduzir o valor de cálculo do material, representando de forma correcta o comportamento considerado no dimensionamento dos pórticos. A introdução de dados nestes dois parâmetros é em tudo igual. O único ponto que difere é que no *Smeared Reinforcement* é colocado um valor que define a quantidade de estribos a utilizar definido por rácio. Este rácio corresponde à percentagem de armadura transversal efectiva por metro e pela largura do pilar representada na Figura 5-4 e é calculado pela equação (5-8):

$$\rho_w = \frac{A_{sw\ efec}}{1 \times b} \quad (5-8)$$

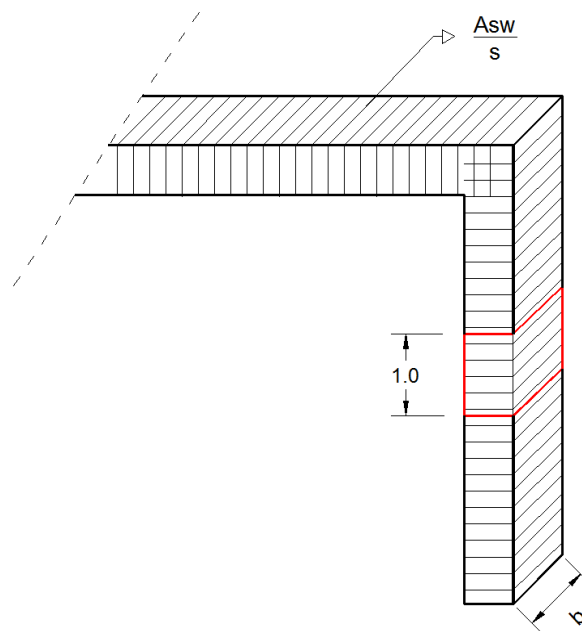


Figura 5-4 - Cálculo do rácio para a armadura transversal

Na Tabela 5-2 apresenta-se os parâmetros básicos do aço utilizados na modelação no Atena, e que são comuns aos dois materiais definidos para o aço.

Tabela 5-2 - Parâmetros básicos do aço necessários à modelação no Atena

Parâmetros do aço	
Módulo de Elasticidade - E	200 GPa
Tensão de cedência do aço - σ_y	435 MPa

Tal como no betão também é possível definir o valor do peso específico e o coeficiente de expansão térmica.

Na Tabela 5-3 e Tabela 5-4, estão os rácios calculados de acordo com a equação (5-8):

Tabela 5-3 - Rácio dos estribos do Pórtico 1

Modelo	L_{pilar} [m]	Pilar 1		Viga		Pilar 2	
		A_s/s eff [cm ² /m]	ρ_w [%]	A_s/s eff [cm ² /m]	ρ_w [%]	A_s/s eff [cm ² /m]	ρ_w [%]
A	Todos	2,87	0,0410	2,01	0,000670	2,51	0,0418
B		1,88	0,0470			3,35	0,0419
C		2,01	0,0402			2,51	0,0418
D		2,87	0,0410			2,51	0,0418
E		2,01	0,0503			2,01	0,0503
F		2,51	0,0418			2,51	0,0418
G		2,01	0,0402			2,00	0,0369
H		2,00	0,0402			1,60	0,2513

Tabela 5-4a - Rácio dos estribos do Pórtico 2

Modelo	L_{pilar} [m]	Pilar 1		Viga		Pilar 2		
		A_s/s eff [cm ² /m]	ρ_w [%]	A_s/s eff [cm ² /m]	ρ_w [%]	A_s/s eff [cm ² /m]	ρ_w [%]	
A	2,5	2,01	0,0287	2,01	0,0670	2,51	0,0418	
	3,0			2,51	0,0837			
	4,0							
	5,0							
	6,0							2,01
	7,0							
B	2,5	2,01	0,0503	2,01	0,0670	3,35	0,0419	
	3,0				0,0837			
	4,0							
	5,0							
	6,0							2,51
	7,0							

Tabela 5.4b - Rácio dos estribos do Pórtico 2

Modelo	L _{pilar} [m]	Pilar 1		Viga		Pilar 2	
		A _s /s _{eff} [cm ² /m]	ρ _w [%]	A _s /s _{eff} [cm ² /m]	ρ _w [%]	A _s /s _{eff} [cm ² /m]	ρ _w [%]
C	2,5	1,88	0,0376	2,01	0,0670	3,35	0,0558
	3,0						
	4,0			2,51	0,0837	2,51	0,0418
	5,0						
	6,0						
	7,0						
D	2,5	1,88	0,0269	2,01	0,0670	2,51	0,0418
	3,0						
	4,0			2,51	0,0837	2,01	0,0335
	5,0						
	6,0						
	7,0						
E	2,5	1,88	0,0470	2,51	0,0037	2,51	0,0628
	3,0			2,01	0,0670		
	4,0			2,51	0,0837	2,01	0,0503
	5,0						
	6,0						
	7,0						
F	2,5	1,88	0,0313	2,01	0,0670	4,02	0,0670
	3,0					3,35	0,0558
	4,0			2,51	0,0837		
	5,0						
	6,0						
	7,0						

Ao definir os rácios para os vários exemplos, é necessário definir para cada um dos elementos a direcção dos estribos através dum sistema de coordenadas (x,y). Assim para os pilares a direcção definida é (1,0) e para a viga (0,1).

No caso do Pórtico 1, é necessário definir um parâmetro que simule o efeito da rótula, *2D Interface*. Este parâmetro descreve as propriedades físicas do contacto entre duas superfícies, neste caso pilar e viga. Na definição das características deste material, é necessário ter em atenção algumas especificações descritas no manual [3].

Este material abrange as propriedades de fricção, definidas por esforço transversal de coesão, *c*, e pelo coeficiente de atrito, *φ*. Além das propriedades de esforço transversal existe também a coesão de tracção que representa a resistência à tracção da superfície de contacto.

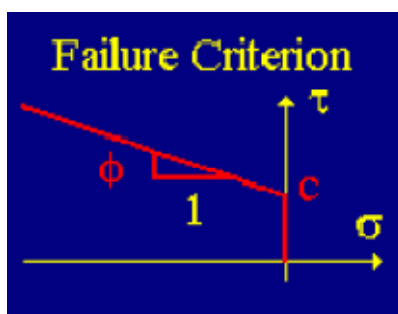


Figura 5-5 - Critério do material de interface

O modelo possui dois tipos de parâmetros. O primeiro conjunto de parâmetros descreve as propriedades físicas reais da superfície de interface: resistência à tracção, f_t , coesão de esforço transverso c , e coeficiente de atrito ϕ . Estes parâmetros devem corresponder às propriedades do material real. O segundo conjunto de parâmetros descreve os coeficientes de rigidez, que servem apenas para fins numéricos. Estes parâmetros podem ser consultados no Anexo.

Para verificar se os parâmetros deste material estavam a respeitar as condições pretendidas, modelou-se alguns exemplos, em que só era aplicada a carga distribuída, constatando-se que respeitava as condições, não criando momentos negativos nas extremidades da viga com valores significativos que pudessem influenciar o dimensionamento.

Definidos os materiais a utilizar na modelação, o próximo passo na introdução dos dados de entrada é a modelação geométrica do pórtico. São utilizados os separadores *Joints*, *Line* e *Macro-elements*. Em *Joints* são introduzidos as coordenadas de todos os pontos dos vértices do pórtico, assim como outros de apoio para a representação das cargas. Depois estes pontos são unidos através de linhas criando regiões fechadas, na qual são definidos os pilares e viga. Depois para cada um deles é seleccionado os materiais definidos, a espessura do elemento e o tamanho e forma dos elementos finitos.

Tabela 5-5 - Propriedades gerais dos macros elementos

Tipo de malha	Tamanho do elemento [m]		Material	Tipo de elemento
	Pilares	Vigas		
Quadrangular	0,10	0,20	C25/30	CCIsoQuad

Nos macros elementos é seleccionada a armadura transversal consoante o elemento estrutural seleccionado. Na Figura 5-6, pode observar-se o modo como é definido os parâmetros na modelação no Atena, onde é possível verificar a ligação entre pilar e viga, através do material interface.

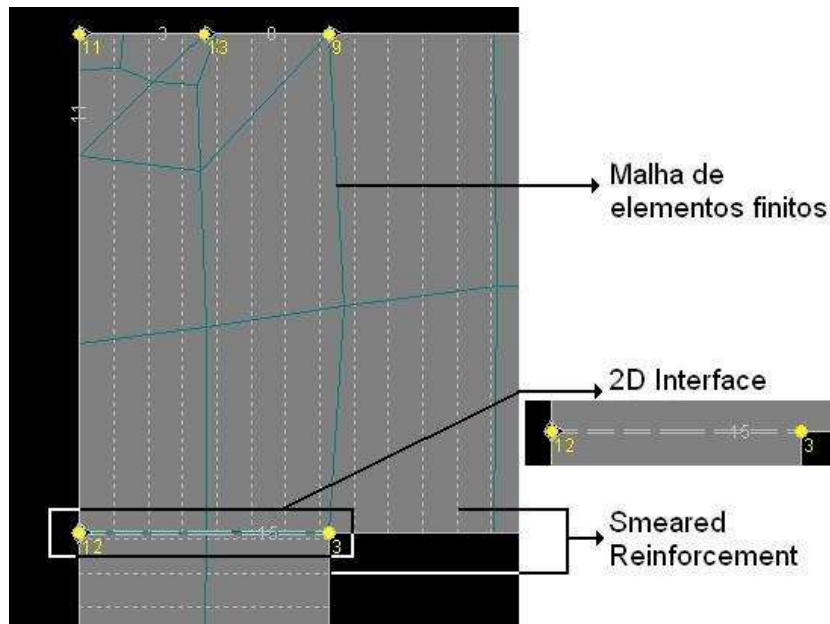


Figura 5-6 - Representação de alguns parâmetros definidos no Atena

No separador *Bar Reinforcement* define-se a posição e a área de armadura longitudinal. Tendo em conta que neste programa a análise é feita a duas dimensões, a referência à armadura longitudinal é feita em relação as coordenadas e quantidades de armadura numa direcção. Na Figura 5-7 é exemplificado como é introduzido os dados para a modelação da armadura.

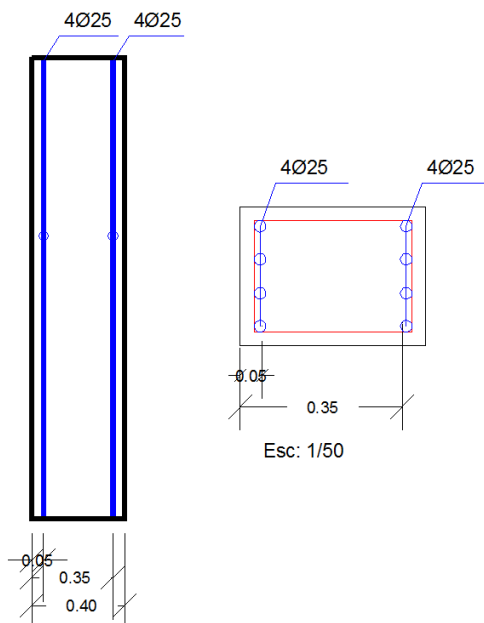


Figura 5-7 – Modelação da armadura

São inseridas as coordenadas correspondentes a cada alinhamento de varões, ou seja, as coordenadas de base e de topo. Depois é introduzido o valor da armadura para cada alinhamento.

O próximo procedimento é definir as cargas aplicadas no separador *Loads and Supports*. As cargas podem ser definidas sobre as linhas ou sobre os pontos. Como é possível observar na Tabela 5-6 as cargas pontuais e distribuídas são definidas como *Forces* enquanto para os apoios são definidos como *Supports*.

Tabela 5-6 - Definição das cargas e apoios

Carga	Load Case (LC)	Tipo
Carga pontual vertical	1	Forces
Carga distribuída vertical	2	Forces
Força Horizontal	3	Forces
Apoios	4	Supports

Nas seguintes figuras estão representadas o modo de aplicação de cada tipo de carregamento. As larguras de aplicação das cargas verticais variam consoante as dimensões dos pilares.

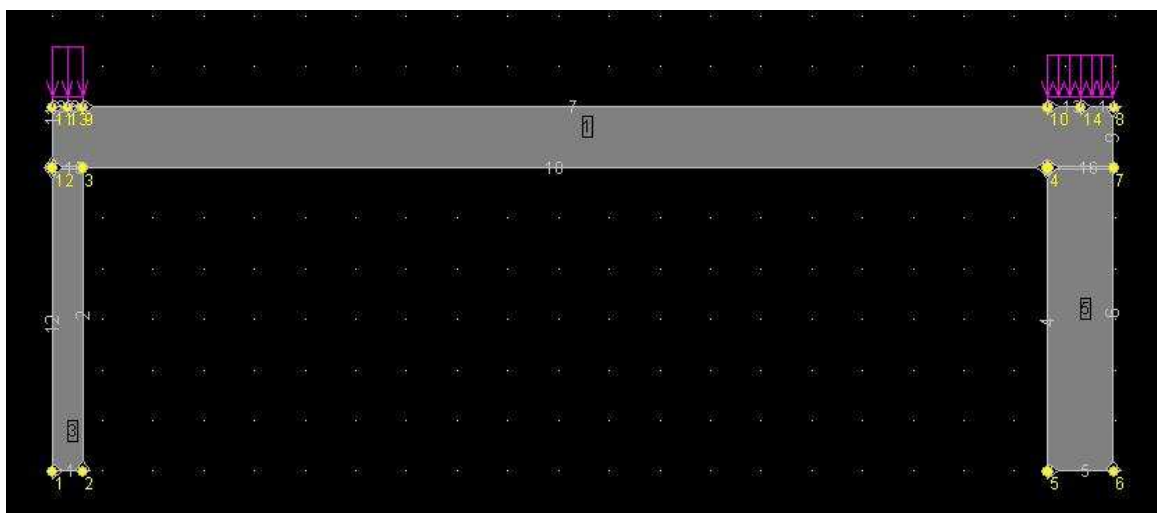


Figura 5-8 - Representação de LC1

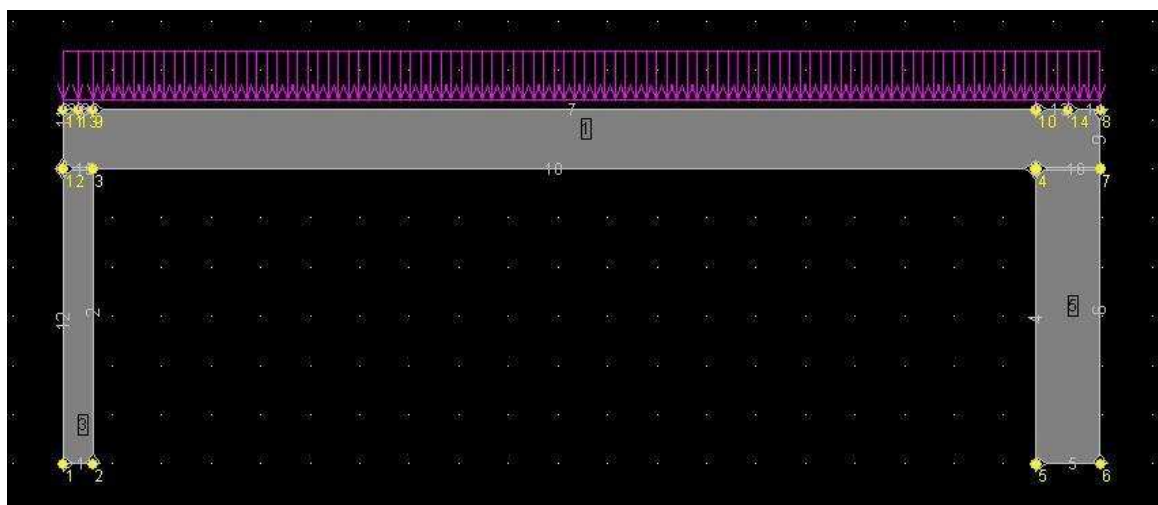


Figura 5-9 - Representação de LC2

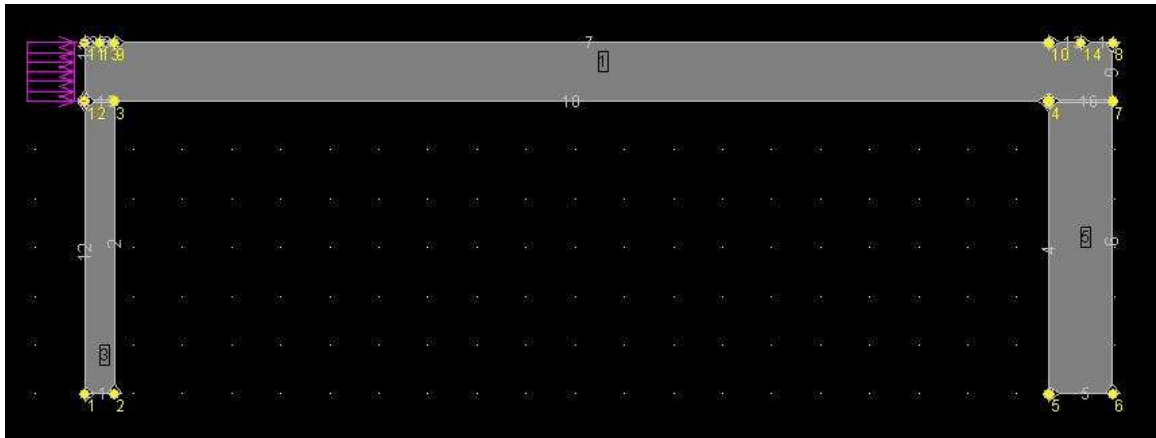


Figura 5-10 - Representação de LC3

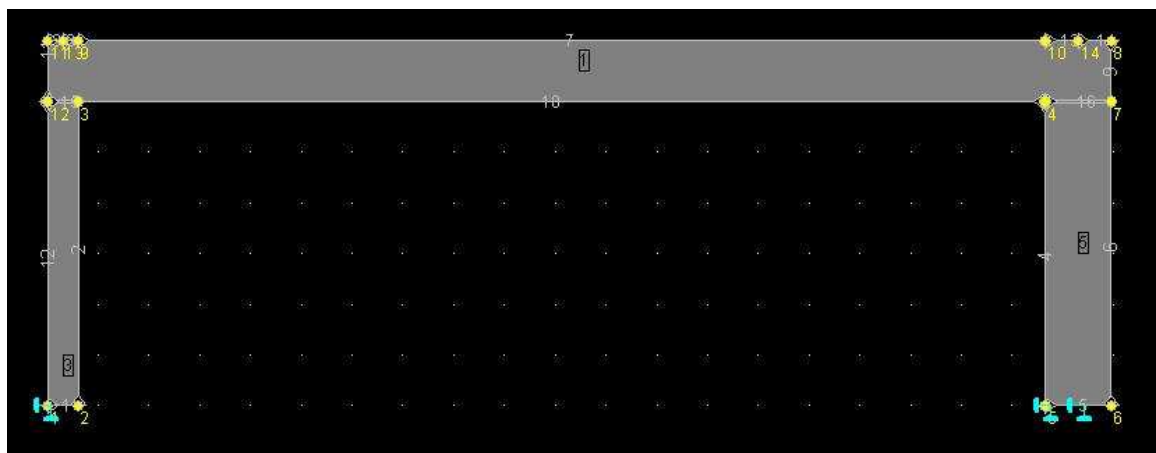


Figura 5-11 - Representação de LC4

No caso das cargas pontuais, estas são definidas sobre as linhas que definem o comprimento do elemento, no entanto é necessário calcular o valor da carga pontual para aquele comprimento. Em relação à carga distribuída aplicada sobre a viga, esta foi calculada para um comprimento de viga igual a 10 metros, mas o facto de no Atena não se poder trabalhar aos eixos dos pilares, teve-se que recalculer o valor da carga distribuída para cada modelo, consoante as dimensões dos pilares.

Em relação ao carregamento de carga 4, representada a azul na Figura 5-11, funciona como encastramento na base dos pilares. De modo a impedir os deslocamentos segundo x e y, escolheu-se a condição *Fixed*, em ambas as direcções, criando encastramentos em todos os nós que se situam na linha que define a base do pilar.

Na Tabela 5-7 apresenta-se os valores recalculados das cargas aplicadas, conforme descrito no capítulo 4.2.2. e exemplificado na Figura 4-2. Como as dimensões dos pilares são as mesmas no Pórtico 1 e no Pórtico 2, as novas cargas também são as mesmas em ambos os pórticos.

Tabela 5-7 - Valores das cargas aplicadas adequados à modelação no Atena

Modelo	Pilar 1			Viga				Pilar 2		
	Dimensões [m ²]	LC [-]	G ₁ [kN]	Dimensões [m ²]	L _{viga} [m]	LC [-]	p [kN/m]	Dimensões [m ²]	LC [-]	G ₁ [kN]
A	0,70x0,30	1	1667	0,30x0,60	10,475	2	24,82	0,60x0,65	1	1385
B	0,40x0,40		1250		10,45	2	24,88	0,80x0,50		1800
							3			
C	0,50x0,40		1250		10,45	2	24,88	0,60x0,50		1800
							3			
D	0,70x0,50		1000		10,55	2	24,64	0,60x0,60		1500
							3			
E	0,40x0,60	833	10,60	2	24,53	0,40x0,60	1500			
					3			250		
F	0,60x0,40	1250	10,40	2	25,00	0,60x0,40	2250			
					3			250		
G	0,50x0,50	1000	10,45	2	24,88	1,70x0,40	2250			
					3			250		
H	0,50x0,50	1000	11,10	2	23,42	0,40x1,70	529			
					3			250		

Calculadas correctamente as cargas, é necessário definir como se irá proceder a análise do pórtico. No separador *Analysis Steps* é escolhido o método de cálculo, assim como o número de iterações em cada passo e as combinações de cargas. Ainda dentro deste campo, é importante referir a forma como foi incrementada a carga, ou seja, carregou-se primeiro o pórtico com a totalidade da carga vertical total em incrementos de 10% da carga vertical total, perfazendo um total de 10 incrementos de carga até atingir os 100% da carga vertical total. A combinação de carregamento de carga utilizada para o carregamento vertical foi 1,2 e 4. Após aplicado o carregamento total da carga vertical, procedeu-se ao carregamento da força horizontal, com combinação de carregamento 3 e 4. O carregamento também foi efectuado com incrementos de 10%, exceptuando alguns casos, que devido a problemas de convergência foi necessário criar incrementos menores de modo a atingir os 100% da força horizontal.

De salientar que foi sempre utilizado o Método de Newton-Raphson até atingir os 100% tanto da carga vertical como da força horizontal, pois se fosse utilizado o Método de Arc Length, seria complicado controlar a percentagem de carga aplicada em cada passo. Atingida a carga total de dimensionamento, continuou-se a fazer incrementos de força

horizontal até à rotura do pórtico. Nesta fase, como os problemas de convergência acentuam já foi utilizada o Método de Arc Length em alguns modelos. O facto de se ter aplicado primeiro a totalidade da carga vertical e posteriormente a força horizontal, foi devido à força horizontal simular a acção do sismo e sendo esta uma acção variável fazia sentido ser aplicada quando no pórtico já estivessem aplicadas as restantes cargas.

É ainda possível definir linhas para determinar os esforços ao longo dos elementos assim como pontos, que nos pode dar informações acerca dos deslocamentos, tensões, deformações, etc. Estas informações são definidas nos parâmetros *Monitoring Points*, *Cuts* e *Moment Lines*.

No separador *Solution Parameters* é definido os modelos de análise. Por defeito, o programa já define os parâmetros dos métodos apresentados nos capítulos 5.1.1 e 5.1.2. Sendo possível alterar alguns destes parâmetros, optou-se por aumentar o número de iterações pré-definidas pelo programa de 40 para 300 iterações, assim como utilizar o *Line Search Method* com iterações de modo a acelerar a convergência em cada passo.

Após ter todos os parâmetros definidos correctamente, gerou-se a malha de elementos finitos e iniciou-se a análise de elementos finitos.

5.2.2 Tratamento de resultados

É nesta fase onde são tratados e verificados os resultados obtidos após concluída a análise não linear. O primeiro procedimento é verificar se todos os passos convergiram dentro dos limites definidos. Sempre que em algum passo não se verifica a convergência é necessário alterar a percentagem de incremento de carga ou o método de análise de modo a que o passo convirja dentro do número de iterações imposto. Apesar de ser possível aumentar o número de iterações em cada, esta opção levaria a que em cada análise efectuada demorasse muito mais tempo, tal como Charles [8] concluiu no seu estudo. Assim optou-se por manter o mesmo número de iterações e diminuir o incremento de carga no passo que não convergiu.

Como já foi referido o método utilizado até que se atingisse a carga de dimensionamento, foi o Método de Newton-Raphson. De referir que com este método, durante a análise, era possível observar uma certa lógica durante o carregamento da força horizontal, ou seja, durante as iterações em cada passo, o pórtico deslocava-se no sentido da força horizontal, ao contrário do que se sucedia no Método de Arc Length, em que durante as iterações deslocava-se tanto no sentido da força horizontal como no sentido contrário. Este fenómeno deve-se ao facto de este método procurar o equilíbrio entre a carga aplicada e o deslocamento, daí o facto de a estrutura se deslocar de um lado para outro. Este pormenor foi também registado por Charles [8].

Durante a análise do pórtico é possível observar o desenvolvimento da deformação do pórtico e também o desenvolvimento das tensões, deslocamentos e abertura de fendas até à sua rotura. Apesar de o programa não apresentar nenhuma informação clara de que o pórtico atingiu a rotura, aquele apenas abre janelas com mensagens de erro como é ilustrado na Figura 5-12, informando que os critérios de convergência falharam.

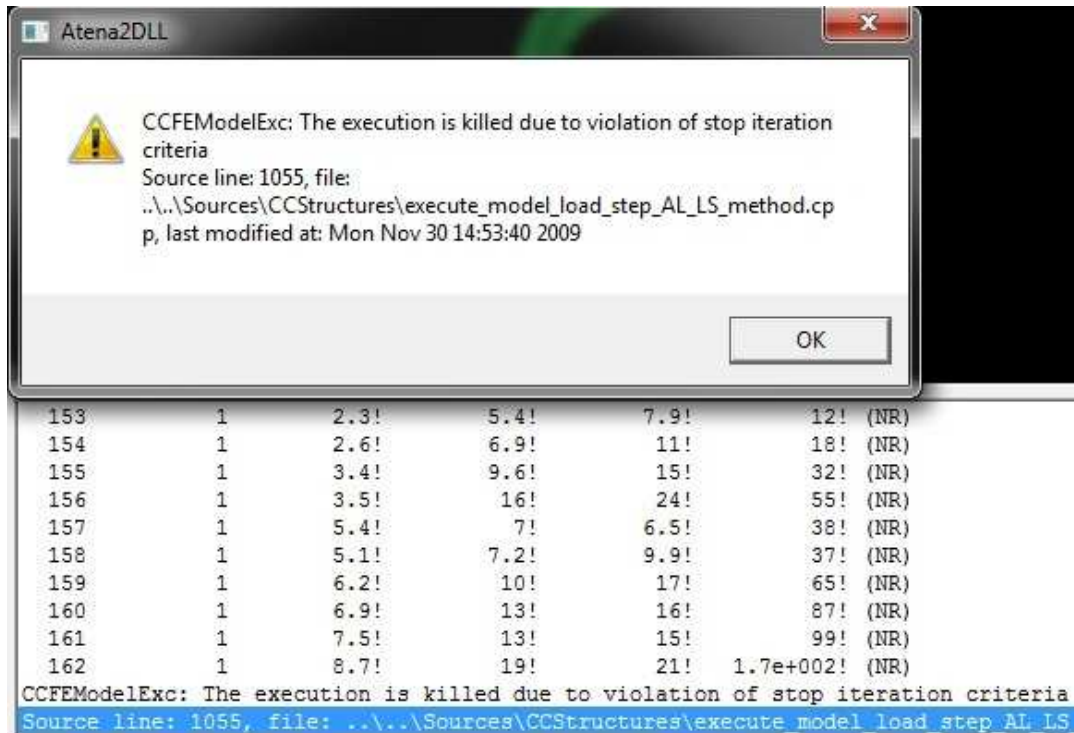


Figura 5-12 - Desenvolvimento do último passo da análise não linear

Ao verificar o desenvolvimento das iterações durante o último carregamento é possível observar que os limites de convergência atingem valores elevados.

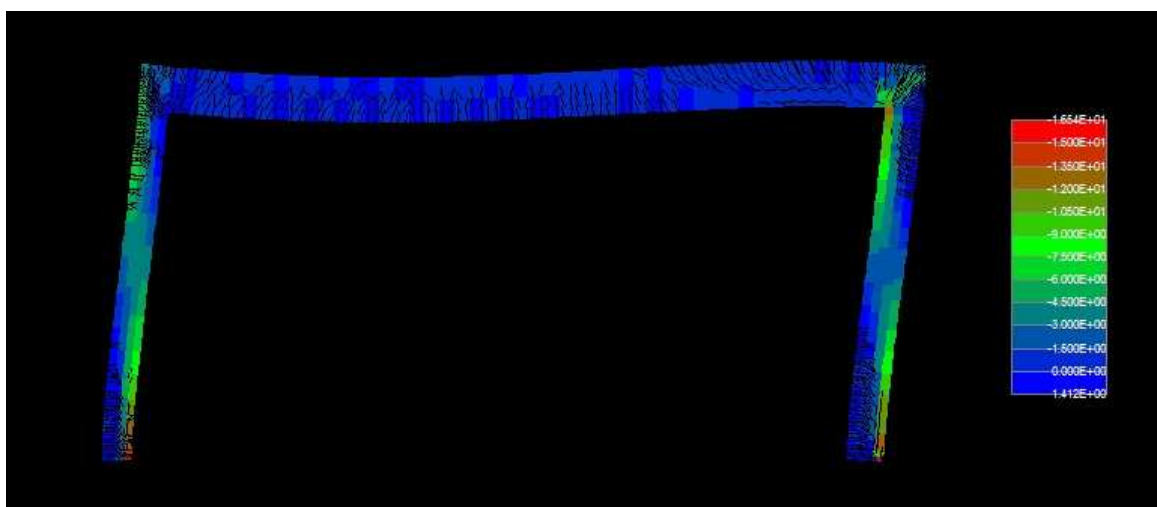


Figura 5-13 – Estado de deformação no carregamento antes do colapso do Pórtico 2, Modelo B, h=5.0m

Até mesmo ao controlar o valor de cálculo da resistência à compressão, f_{cd} , era possível verificar que além de atingir o valor definido, este era muito elevado, chegando a atingir em alguns casos valores elevadíssimos, por exemplo 100MPa, quando o valor definido era 16,7MPa. Esse valor elevado deve-se a erros numéricos do programa. Na Figura 5-13, pode-se observar o estado de deformação do Modelo B do Pórtico 2, com altura de pilares, $h=5,0m$, no passo anterior ao colapso, onde é possível constatar o valor de $f_{cd}=16,6MPa$ (representado a vermelho na secção de base dos pilares), muito próximo do valor utilizado no dimensionamento.

Na Figura 5-14, verifica-se o estado de deformação do Modelo B do Pórtico 2, com altura de pilares, $h=5,0m$, no passo onde se dá o colapso da estrutura. Este colapso acontece quando o desenvolvimento das iterações é semelhante ao representado na Figura 5-12, e mesmo que se diminua o incremento de carga neste passo, ou se altere o método de análise, este atingirá sempre este estado de colapso.

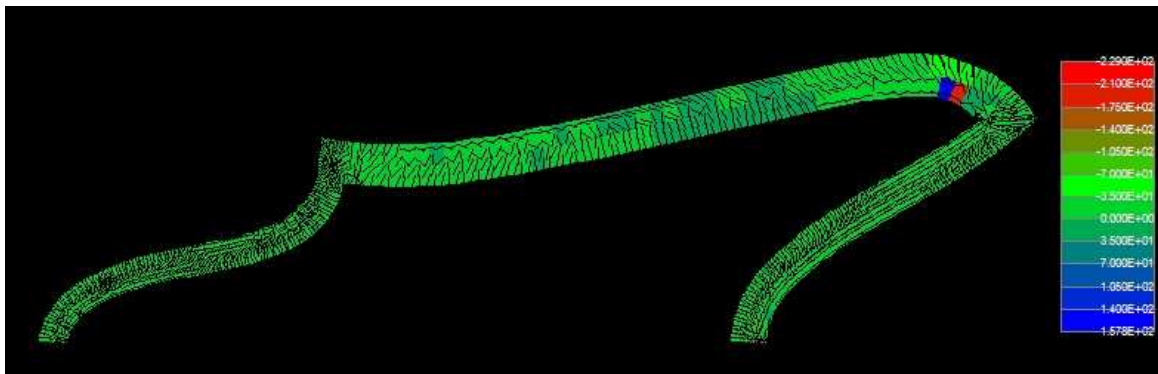


Figura 5-14 – Estado de deformação no carregamento onde se dá o colapso do Pórtico 2, Modelo B, $h=5,0m$ (MPa)

Tendo a análise não linear concluída e depois de se ter verificado todos os limites e outros parâmetros se tinham sido respeitados, procedeu-se à extracção dos dados importantes para a análise paramétrica. Os dados obtidos foram os valores das reacções, os valores de cálculo do aço e do betão, nos passos em que se deu o carregamento total da carga vertical, no que deu o carregamento total da força horizontal e no passo imediatamente anterior ao passo que atingiu a rotura. Os valores das reacções serviram essencialmente para averiguar se a modelação das cargas tinha sido correcta e também para verificar o máximo valor de carga atingido antes da rotura.

6. Análise e interpretação de resultados

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos da análise não linear efectuada no Atena. Importa referir que os resultados apresentados são os resultados finais, ou seja, já foram tratados de modo a apresentar a informação essencial para a análise dos mesmos. Serão também apresentadas tabelas resumo para cada modelo com dados que juntamente com os resultados obtidos, auxiliam a análise dos mesmos.

O tratamento dos resultados, incidiu essencialmente em averiguar quais os nós que estavam sobre a linha que definia a base do pilar, pois a partir daí era possível retirar as reacções, e em que passo se atingia as cargas de dimensionamento, vertical e horizontal, e a carga última ou máxima. Então para uma melhor percepção das tabelas seguintes, apresenta-se alguma informação em forma de legenda:

Tabela 6-1 - Legenda de alguns dados

FV	Corresponde ao passo em que foi atingido a carga vertical total definida no dimensionamento
FH	Corresponde ao passo em que foi atingido a carga horizontal total definida no dimensionamento
FHM	Corresponde ao passo onde se atingiu a carga horizontal máxima, geralmente corresponde ao carregamento anterior ao que se deu o colapso
$F_M/F_{P, EC2}$	É a relação entre a carga máxima atingida na modelação e a carga horizontal de dimensionamento de projecto de acordo com o EC2
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
ΣF_x	É o somatório das reacções horizontais do Pilar 1 e Pilar 2
ΣF_y	É o somatório das reacções verticais do Pilar 1 e Pilar 2

6.1 Pórtico 1

- Modelo A

Tabela 6-2 - Resultados do Modelo A, Pórtico 1

h [m]	Passo	f_{cd} [MPa]	f_{yd} [MPa]	P1		P2		ΣF_x [kN]	$F_M/F_{P, EC2}$ [-]	ΣF_y [kN]
				Rh [kN]	Rv [kN]	Rh [kN]	Rv [kN]			
2,5	FV	9,9	192,2	61	614	-61	1047	0	2,53	1661
	FH	8,5	100,2	45	610	-195	1050	-150		1659
	FHM	16,7	435,0	-52	583	-327	1103	-378		1686
3,0	FV	10,6	121,7	50	612	-50	1047	0	2,18	1659
	FH	9,9	129,4	32	608	-181	1051	-150		1660
	FHM	16,9	435,0	-42	584	-285	1092	-327		1676
4,0	FV	9,4	91,0	36	613	-36	1047	0	1,99	1661
	FH	10,7	143,1	14	604	-164	1056	-150		1660
	FHM	16,5	435,0	-31	583	-267	1101	-298		1684
5,0	FV	8,6	56,8	27	613	-27	1047	0	1,88	1660
	FH	11,2	152,0	4	600	-154	1061	-150		1660
	FHM	16,5	435,0	-28	582	-254	1105	-282		1687
6,0	FV	8,1	64,3	22	613	-22	1047	0	1,62	1660
	FH	11,8	178,6	-4	594	-146	1066	-150		1661
	FHM	16,3	434,2	-19	584	-223	1077	-242		1661
7,0	FV	7,9	74,2	19	614	-19	1046	0	1,27	1660
	FH	13,1	237,6	-10	588	-140	1070	-150		1658
	FHM	15,5	387,8	-14	589	-176	1072	-191		1661

Como se pode verificar as tensões de cálculo do aço e do betão, apesar de em alguns exemplos como os pórticos com alturas de seis e sete metros, não atingiram os valores definidos, significando que só atingiram os valores definidos no carregamento em que se dá o colapso do pórtico. Tal como explicado no capítulo anterior e ilustrado na Figura 5-14, estes atingem valores de tensão de cálculo do betão muito superiores aos definidos. Noutros pórticos o que sucede é o facto de o valor da tensão de cálculo após atingir o seu limite tende a diminuir até que se dê o colapso. Este facto deve-se em muito às características aço, que após atingir a sua cedência, ainda possui capacidade para absorver carga, devido à sua relação constitutiva bilinear. Ainda em relação às tensões de cálculo, importa referir que os passos onde se atinge a carga vertical total, os valores apresentados situam-se no pilar 1, enquanto nos passos onde se atinge a carga horizontal total e a carga última, estes foram atingidos no pilar 2.

Através dos resultados obtidos é possível verificar o quase correcto dimensionamento dos pórticos ao nível do carregamento. Se em relação à carga horizontal de dimensionamento foi atingida correctamente, em relação à carga vertical total, esta não atingiu sempre o valor exacto definido no dimensionamento. Se nos passos em que se atinge a totalidade da carga vertical e horizontal este valor variou $\pm 2\text{kN}$, no passo em que se atinge a carga última há casos que se atinge mais 27kN do que o esperado.

Sendo assim este valor não é suficientemente grande para influenciar os resultados, pois corresponde a cerca de 1.5%. Esta diferença deve-se a erros numéricos, não controlados pelo autor.

Tabela 6-3 - Resumo de dados do Modelo A - Pórtico 1

h [m]	P1				P2				$F_M/F_{P, EC2}$
	b x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A_s	b x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A_s	
2,5	0,70x0,30	0,00158	58	8Ø10	0,60x0,65	0,01373	27	8Ø16	2,53
3,0			69	8Ø10			32	6Ø20	2,18
4,0			92	8Ø10			43	8Ø25	1,99
5,0			115	8Ø12			53	12Ø25	1,88
6,0			139	8Ø12			64	14Ø25	1,62
7,0			162	8Ø16			75	14Ø25	1,27

Como se pode verificar, a relação da carga última com a carga de dimensionamento, é sempre superior a 1, ou que significa com que o pórtico suporta muito mais carga do que o previsto, o que é bom, pois como é óbvio é importante estar sempre do lado da segurança. Um dado que salta logo à vista é o facto de no Pórtico com pilares com 2,5m de altura, ter suportado mais 150% da carga horizontal.

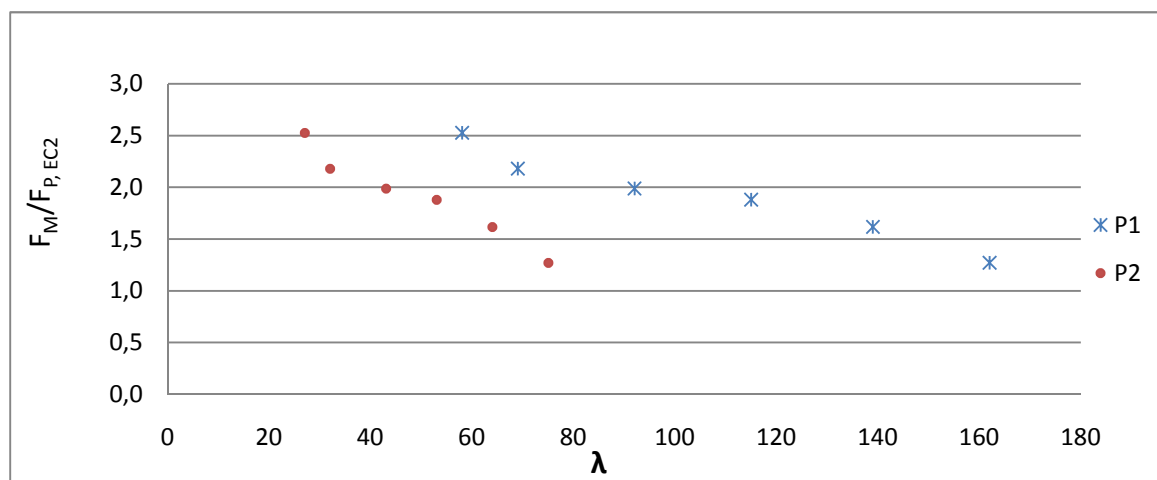


Figura 6-1 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo A, Pórtico 1

- Modelo B

Tabela 6-4 - Resultados Modelo B, Pórtico 1

h [m]	Passo	f _{cd} [MPa]	f _{yd} [MPa]	P1		P2		ΣF _x [kN]	F _M /F _{P, EC2} [-]	ΣF _y [kN]
				Rh [kN]	Rv [kN]	Rh [kN]	Rv [kN]			
2,5	FV	11,8	187,7	80	620	-80	1040	0	1,91	1660
	FH	11,8	166,4	40	615	-190	1041	-150		1655
	FHM	16,3	430,9	-42	602	-244	1054	-286		1656
3,0	FV	11,4	148,1	64	620	-64	1040	0	1,80	1660
	FH	12,9	187,2	23	614	-173	1046	-150		1660
	FHM	17,1	435,0	-42	601	-228	1078	-270		1680
4,0	FV	10,2	86,5	46	620	-46	1040	0	1,69	1660
	FH	13,7	219,4	0	612	-150	1044	-150		1655
	FHM	16,4	435,0	-51	601	-203	1092	-254		1693
5,0	FV	9,6	50,1	36	620	-36	1040	0	1,62	1660
	FH	14,3	244,8	-10	609	-140	1051	-150		1660
	FHM	17,5	435,0	-49	594	-194	1094	-243		1688
6,0	FV	9,0	26,7	30	619	-30	1040	0	1,45	1660
	FH	14,7	256,0	-17	606	-133	1054	-150		1660
	FHM	17,1	422,5	-43	595	-175	1065	-217		1660
7,0	FV	9,0	24,6	25	620	-25	1040	0	1,15	1660
	FH	15,1	270,7	-22	602	-128	1058	-150		1660
	FHM	16,0	328,3	-30	598	-143	1062	-172		1660

Tal como no Modelo A, a relação da carga última com a carga de dimensionamento, é superior a 1. Apesar de possuir valores mais baixos, devido a um maior equilíbrio de esbeltezas dos pilares, o pórtico que suportou mais carga atingiu mais 91% que o previsto. Relativamente à localização dos valores da tensão de cálculo, o passo onde se atinge a carga vertical total localiza-se no pilar 1 em todos os exemplos. No passo FH e FHM, a tensão de cálculo do betão e do aço localiza-se no Pilar 2.

Em relação à modelação das cargas, enquanto para a carga horizontal foi bem modelada, em relação à carga vertical há um pequeno aumento de carga no passo da carga última dos exemplos com pilares de altura de três, quatro e cinco metros até 33kN. Nos restantes carregamentos e exemplos estas diferenças não ultrapassaram os 5 kN.

Tabela 6-5 - Resumo Modelo B - Pórtico 1

h [m]	P1				P2				F _M /F _{P, EC2}
	b _x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	b _x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	
2,5	0,40x0,40	0,00213	43	8Ø12	0,80x0,50	0,00833	35	8Ø12	1,91
3,0			52	6Ø12			42	10Ø20	1,80
4,0			69	6Ø16			55	10Ø25	1,69
5,0			87	6Ø20			69	14Ø25	1,62
6,0			104	6Ø25			83	18Ø25	1,45
7,0			121	6Ø25			97	22Ø25	1,15

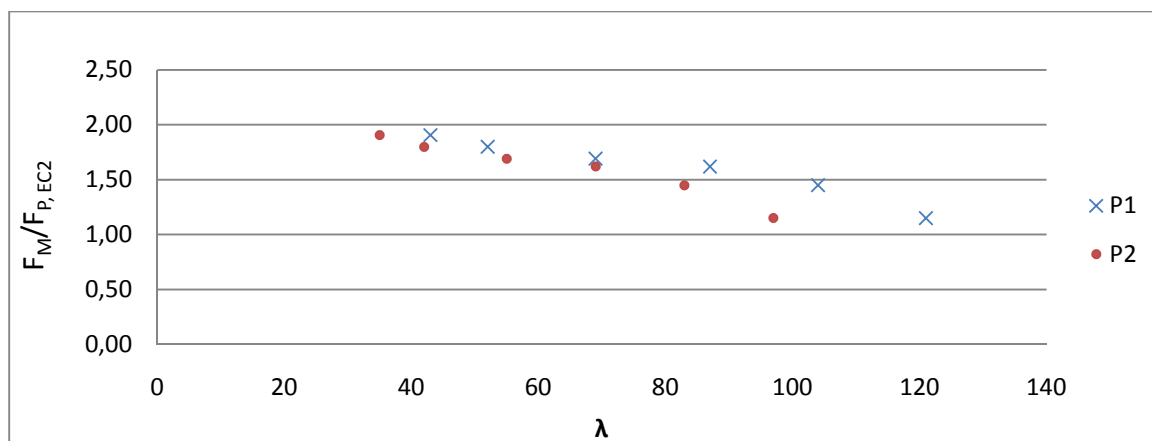


Figura 6-2 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo B, Pórtico 1

- Modelo C

Tabela 6-6 - Resultados do Modelo C, Pórtico 1

h [m]	Passo	f _{cd} [MPa]	f _{yd} [MPa]	P1		P2		ΣF _x [kN]	F _M /F _{P, EC2} [-]	ΣF _y [kN]
				Rh [kN]	Rv [kN]	Rh [kN]	Rv [kN]			
2,5	FV	11,1	246,8	85	621	-85	1039	0	1,83	1660
	FH	13,4	172,0	32	615	-182	1045	-150		1660
	FHM	18,2	435,0	-39	605	-236	1065	-274		1670
3,0	FV	10,2	153,7	70	621	-70	1040	0	1,67	1660
	FH	14,4	208,6	13	614	-163	1044	-150		1659
	FHM	17,5	435,0	-45	603	-205	1067	-250		1670
4,0	FV	9,2	92,1	51	620	-51	1040	0	1,55	1660
	FH	15,2	249,7	-9	614	-141	1048	-150		1661
	FHM	17,0	435,0	-57	599	-176	1074	-233		1673
5,0	FV	8,3	50,4	40	621	-40	1040	0	1,53	1661
	FH	15,4	257,4	-19	608	-131	1052	-150		1660
	FHM	17,8	435,0	-59	597	-170	1087	-229		1684
6,0	FV	7,6	32,0	32	620	-32	1040	0	1,35	1660
	FH	15,7	265,1	-26	605	-124	1055	-150		1660
	FHM	17,2	395,7	-50	597	-152	1065	-202		1662
7,0	FV	7,1	24,7	28	621	-28	1039	0	1,17	1660
	FH	15,8	271,0	-32	601	-119	1058	-151		1659
	FHM	16,8	337,5	-44	596	-133	1066	-177		1662

O Modelo C, é semelhante ao Modelo B. Possuem as mesmas esbeltezas e relações entre carga ultima e carga horizontal muito próximas. O único factor que os difere em termos de características é a percentagem de carga que cada pilar recebe, como demonstrado na Tabela 4-5. Na modelação das cargas, as diferenças são também muito semelhantes. A maior diferença sente-se no exemplo com pilares de cinco metros em que se obteve mais 24 kN que o esperado no carregamento da carga ultima. Nos restantes, uma vez mais a diferença não ultrapassa 1 kN.

Tabela 6-7 - Resumo Modelo C -Pórtico 1

h [m]	P1				P2				F _M /F _{P, EC2}
	b x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	b x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	
2,5	0,50x0,40	0,00267	43	6Ø12	0,60x0,50	0,00625	35	6Ø20	1,83
3,0			52	6Ø16			42	8Ø20	1,67
4,0			69	6Ø20			55	8Ø25	1,55
5,0			87	6Ø25			69	12Ø25	1,53
6,0			104	8Ø25			83	16Ø25	1,35
7,0			121	10Ø25			97	20Ø25	1,17

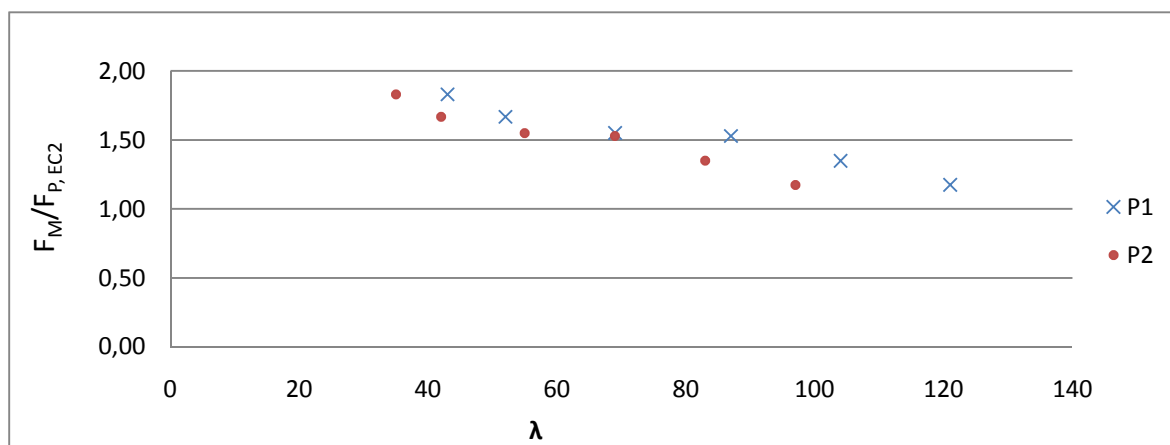


Figura 6-3 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo C, Pórtico 1

- Modelo D

Tabela 6-8 - Resultados Modelo D, Pórtico 1

h [m]	Passo	f _{cd} [MPa]	f _{yd} [MPa]	P1		P2		ΣF _x [kN]	F _M /F _{P, EC2} [-]	ΣF _y [kN]
				R _h [kN]	R _v [kN]	R _h [kN]	R _v [kN]			
2,5	FV	8,7	141,3	110	621	-110	1036	0	2,35	1658
	FH	10,2	197,4	33	618	-183	1045	-150		1663
	FHM	16,7	435,0	-90	611	-264	1075	-354		1685
3,0	FV	8,8	138,5	90	621	-90	1037	0	1,94	1658
	FH	11,3	136,5	11	616	-161	1041	-150		1658
	FHM	16,2	435,0	-75	600	-217	1064	-292		1664
4,0	FV	9,0	49,9	67	623	-67	1037	0	1,81	1660
	FH	11,8	192,2	-9	612	-141	1048	-150		1660
	FHM	17,0	435,0	-77	589	-195	1083	-272		1672
5,0	FV	8,7	27,0	52	621	-52	1037	0	1,75	1658
	FH	12,4	204,4	-21	605	-129	1055	-150		1660
	FHM	17,1	435,0	-88	584	-175	1074	-263		1658
6,0	FV	8,5	19,8	43	623	-43	1038	0	1,67	1660
	FH	12,5	205,3	-27	599	-123	1060	-150		1659
	FHM	16,5	435,0	-78	584	-172	1094	-250		1678
7,0	FV	8,4	12,9	36	623	-36	1038	0	1,32	1660
	FH	12,9	218,6	-35	596	-115	1065	-150		1660
	FHM	15,0	341,2	-60	591	-138	1073	-198		1663

No Modelo D, os pórticos analisados suportam mais 32% de carga horizontal para o qual foi dimensionado. No pórtico com 2,5m de altura este suportam mais 135%. As tensões de cálculo do aço ou do betão atingiram os valores definidos no dimensionamento exceptuando o pórtico com 7,0m de altura, em que não atingiu os valores de dimensionamento antes do colapso. No passo do último carregamento vertical, o pórtico com altura 2,5m, os valores de tensão de cálculo do betão e do aço localizam-se no pilar 1. Nos passos FH e FHM, os valores da tensão de cálculo situam-se no pilar 2.

Tabela 6-9 - Resumo Modelo D -Pórtico 1

h [m]	P1				P2				$F_M/F_{P, EC2}$
	b x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A_s	b x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A_s	
2,5	0,70x0,50	0,00729	35	8Ø12	0,60x0,60	0,01080	29	8Ø12	2,35
3,0			42	8Ø12			35	8Ø12	1,94
4,0			55	10Ø16			46	10Ø16	1,81
5,0			69	10Ø20			58	10Ø20	1,75
6,0			83	8Ø25			69	10Ø25	1,67
7,0			97	12Ø25			81	12Ø25	1,32

Tal como os pórticos anteriores, a modelação das cargas foi correcta para a carga horizontal, enquanto para a carga vertical houve sempre algumas diferenças de carga a rondar os 25 kN.

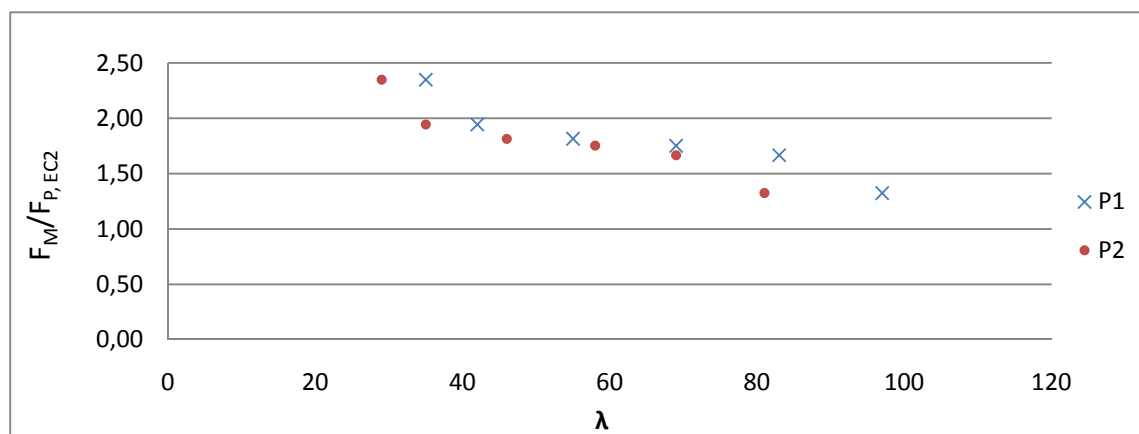


Figura 6-4 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo D, Pórtico 1

- Modelo E

Tabela 6-10 - Resultados Modelo E, Pórtico 1

h [m]	Passo	f _{cd} [MPa]	f _{yd} [MPa]	P1		P2		ΣFx [kN]	F _M /F _{P, EC2} [-]	ΣFy [kN]
				Rh [kN]	Rv [kN]	Rh [kN]	Rv [kN]			
2,5	FV	11,3	18,5	110	630	-110	1031	0	2,14	1660
	FH	12,8	192,8	18	619	-168	1041	-150		1660
	FHM	17,9	435,0	-88	604	-233	1063	-321		1667
3,0	FV	11,4	16,1	91	630	-91	1031	0	1,79	1661
	FH	13,8	189,7	-1	617	-149	1042	-150		1658
	FHM	18,2	431,6	-74	598	-194	1060	-268		1658
4,0	FV	11,3	13,7	69	629	-69	1031	0	1,54	1660
	FH	14,0	171,4	-19	608	-132	1048	-150		1656
	FHM	16,6	355,4	-64	600	-168	1060	-232		1660
5,0	FV	11,2	15,5	52	629	-52	1031	0	1,53	1660
	FH	14,8	214,3	-33	605	-117	1054	-150		1659
	FHM	16,9	382,7	-92	598	-137	1068	-229		1666
6,0	FV	10,7	16,3	44	629	-44	1031	0	1,39	1660
	FH	14,7	208,6	-42	598	-107	1060	-150		1659
	FHM	17,9	435,0	-87	595	-120	1065	-207		1660
7,0	FV	10,4	12,4	38	629	-38	1031	0	1,30	1660
	FH	14,5	212,3	-47	596	-103	1063	-150		1659
	FHM	16,2	330,0	-80	596	-115	1059	-196		1655

Neste modelo teve-se as menores diferenças na modelação da carga vertical total. Estas diferenças não ultrapassaram os 7kN, enquanto para a carga horizontal obteve-se o previsto. Relativamente à localização no pórtico das tensões de cálculo em cada um dos carregamentos definidos, no passo FV, a tensão de cálculo do betão encontrava-se nos dois pilares, e tensão de cálculo do aço à tracção no pilar 1. Nos outros dois passos de controlo, os valores retirados situam-se no pilar 2.

Tabela 6-11 - Resumo Modelo E -Pórtico 1

h [m]	P1				P2				F _M /F _{P, EC2}
	b _x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	b _x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	
2,5	0,40x0,60	0,00720	29	8Ø12	0,40x0,60	0,00720	29	6Ø12	2,14
3,0			35	6Ø16			35	6Ø12	1,79
4,0			46	8Ø20			46	10Ø16	1,54
5,0			58	8Ø25			58	6Ø25	1,53
6,0			69	12Ø20			69	12Ø20	1,39
7,0			81	12Ø25			81	10Ø25	1,30

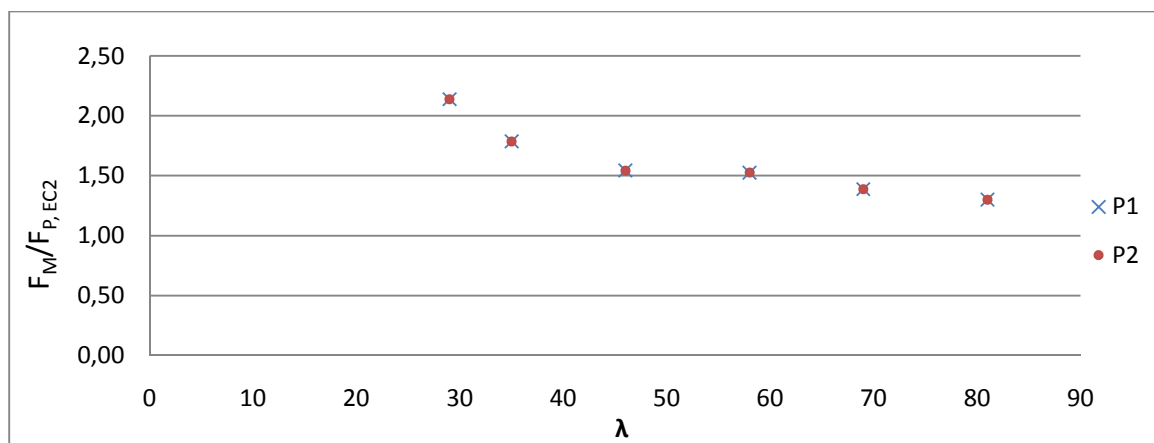


Figura 6-5 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo E, Pórtico 1

- Modelo F

Tabela 6-12 - Resultados Modelo F, Pórtico 1

h [m]	Passo	f _{cd} [MPa]	f _{yd} [MPa]	P1		P2		Σ Fx [kN]	F _M /F _{P, EC2} [-]	Σ Fy [kN]
				Rh [kN]	Rv [kN]	Rh [kN]	Rv [kN]			
2,5	FV	10,7	106,2	95	624	-95	1036	0	1,75	1660
	FH	14,5	263,5	1	618	-151	1041	-150		1659
	FHM	17,1	435,0	-84	608	-178	1062	-262		1670
3,0	FV	10,5	80,0	78	625	-78	1036	0	1,72	1661
	FH	14,8	250,2	-13	619	-137	1042	-150		1660
	FHM	17,3	435,0	-92	606	-166	1071	-258		1677
4,0	FV	11,3	52,3	56	624	-56	1036	0	1,62	1660
	FH	15,2	249,1	-35	613	-115	1047	-150		1660
	FHM	17,3	435,0	-106	618	-137	1083	-243		1701
5,0	FV	9,1	31,7	44	624	-44	1036	0	1,41	1660
	FH	15,2	278,3	-50	610	-100	1051	-150		1661
	FHM	16,8	410,5	-92	599	-118	1060	-210		1660
6,0	FV	8,6	20,9	36	624	-36	1036	0	1,14	1660
	FH	15,1	268,6	-60	606	-90	1055	-150		1660
	FHM	15,8	310,9	-74	607	-96	1060	-170		1668
7,0	FV	8,7	17,8	30	624	-30	1036	0	0,96	1660
	FH	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	-150		[-]
	FHM	15,2	270,4	-64	601	-80	1057	-144		1658

No Modelo F, teve-se o único pórtico em que não atingiu a carga horizontal de dimensionamento. A verdade é que neste modelo teve-se as mais baixas relações de carga última com a carga horizontal total. Se em relação à carga vertical no passo FV e FH teve-se variações de 1kN, no passo FHM chegou-se a obter mais 41 kN.

Os valores de tensão de cálculo do betão no passo FV situam-se no pilar 2, e a tensão de cálculo do aço à tracção no pilar 1. Nos passos FH e FHM as tensões de cálculo encontram-se sempre no pilar 2.

Tabela 6-13 - Resumo Modelo F -Pórtico 1

h [m]	P1				P2				$F_M/F_{P, EC2}$
	b x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	b x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	
2,5	0,60x0,40	0,00320	43	8Ø20	0,60x0,40	0,00320	43	6Ø20	1,75
3,0			52	6Ø25			52	6Ø25	1,72
4,0			69	14Ø20			69	8Ø25	1,62
5,0			87	12Ø25			87	12Ø25	1,41
6,0			104	16Ø25			104	16Ø25	1,14
7,0			121	18Ø25			121	18Ø25	0,96

Deste modelo e do anterior pode-se verificar o efeito da orientação correcta dos pilares. Enquanto no modelo anterior a maior dimensão do pilar encontra-se no sentido da acção horizontal, este suportou mais carga que este modelo que tinha a menor direcção no sentido da acção horizontal.

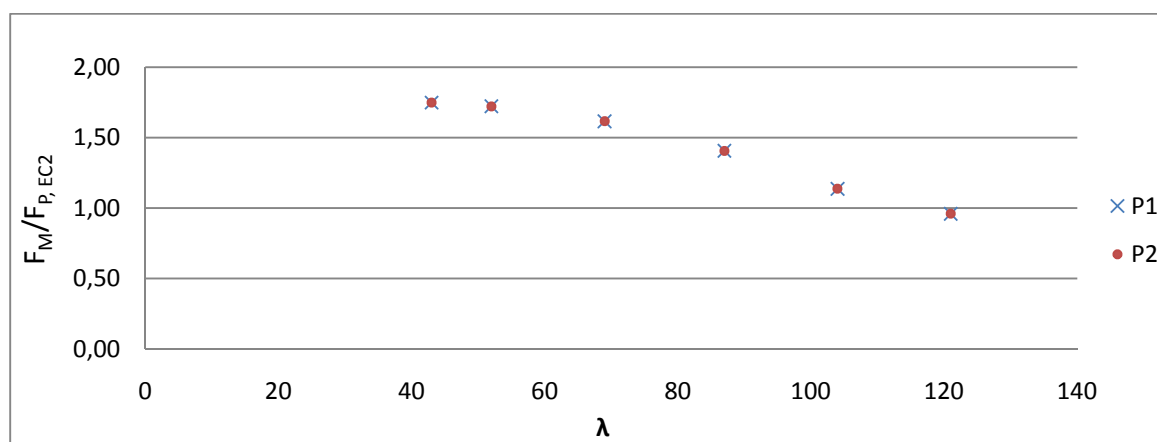


Figura 6-6 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo F, Pórtico 1

- Modelo G

Tabela 6-14 - Resultados Modelo G, Pórtico 1

h [m]	Passo	f _{cd} [MPa]	f _{yd} [MPa]	P1		P2		Σ Fx [kN]	F _M /F _{P, EC2} [-]	Σ Fy [kN]
				Rh [kN]	Rv [kN]	Rh [kN]	Rv [kN]			
2,5	FV	9,1	17,1	104,9	628,2	-105,1	1033,4	0	1,76	1662
	FH	8,8	317,9	28,4	620,4	-178,5	1044,7	-150		1665
	FHM	15,0	435,0	-68,7	605,0	-195,9	1048,5	-265		1654
3,0	FV	8,3	81,3	86,7	630,3	-87,4	1033,7	-1	1,63	1664
	FH	9,6	357,8	1,0	619,6	-150,1	1035,9	-149		1655
	FHM	15,7	435,0	-85,7	621,9	-157,8	1078,1	-244		1700
4,0	FV	8,5	42,9	64,2	625,8	-64,2	1034,1	0	1,37	1660
	FH	11,4	435,0	-35,4	615,1	-114,4	1040,1	-150		1655
	FHM	16,2	435,0	-93,5	606,8	-112,0	1068,2	-205		1675
5,0	FV	7,3	22,1	50,1	624,9	-50,0	1034,2	0	1,30	1659
	FH	12,8	430,9	-55,7	609,6	-94,1	1046,8	-150		1656
	FHM	15,9	435,0	-106,0	597,2	-88,4	1059,3	-194		1656
6,0	FV	7,2	17,4	40,6	625,7	-40,6	1034,3	0	1,04	1660
	FH	14,0	435,0	-71,7	604,6	-81,3	1065,1	-153		1670
	FHM	14,4	435,0	-79,6	601,0	-79,0	1067,0	-159		1668
7,0	FV	7,4	15,7	34,1	625,8	-34,1	1034,2	0	1,06	1660
	FH	14,9	435,0	-77,6	602,0	-69,1	1062,8	-147		1665
	FHM	15,0	435,0	-85,4	599,0	-69,7	1075,3	-155		1674

Em termos de modelação de cargas, este modelo foi o que teve maiores diferenças de cargas. Se no carregamento da força horizontal este apresenta uma diferença máxima de 3 kN, no carregamento vertical além de haver carregamento quando na modelação não se tinha imposto, esta apresenta diferença média de 20 kN, sendo esta diferença mais notada no passo FHM.

Relativamente à localização das tensões de cálculo dos materiais, no passo FV as tensões de cálculo do aço e do betão encontram-se no pilar 1 em todas as alturas. No passo FH, a tensão de cálculo do aço acontece sempre no pilar 2 enquanto a tensão de cálculo do betão, nos dois primeiros pórticos situa-se no pilar2, nos pórticos com 4,0m e 5,0m de altura encontra-se nos dois pilares. Nos dois últimos pórticos a tensão de cálculo do betão acontece no pilar 1. No passo FHM as tensões de cálculo encontram-se no pilar 1.

Tabela 6-15 - Resumo Modelo G -Pórtico 1

h [m]	P1				P2				F _M /F _{P, EC2}
	b _x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	b _x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	
2,5	0,50x0,50	0,00521	35	6Ø12	1,70x0,40	0,00907	43	8Ø16	1,76
3,0			42	6Ø16			52	8Ø16	1,63
4,0			55	8Ø20			69	8Ø16	1,37
5,0			69	8Ø25			87	10Ø16	1,30
6,0			83	10Ø25			104	8Ø20	1,04
7,0			97	12Ø25			121	10Ø20	1,06

Sendo este modelo um pórtico parede, seria de esperar que a relação de cargas a mais fosse maior. No entanto, e tal como no Modelo E, a orientação do pilar tem muita influência na segurança de uma estrutura. Ainda assim, o pórtico aguenta mais 76% de carga que o previsto no pórtico com esbelteza mais baixa, e 4 a 6% nos pórticos com esbelteza alta, o que vai de encontro com a previsão estabelecida.

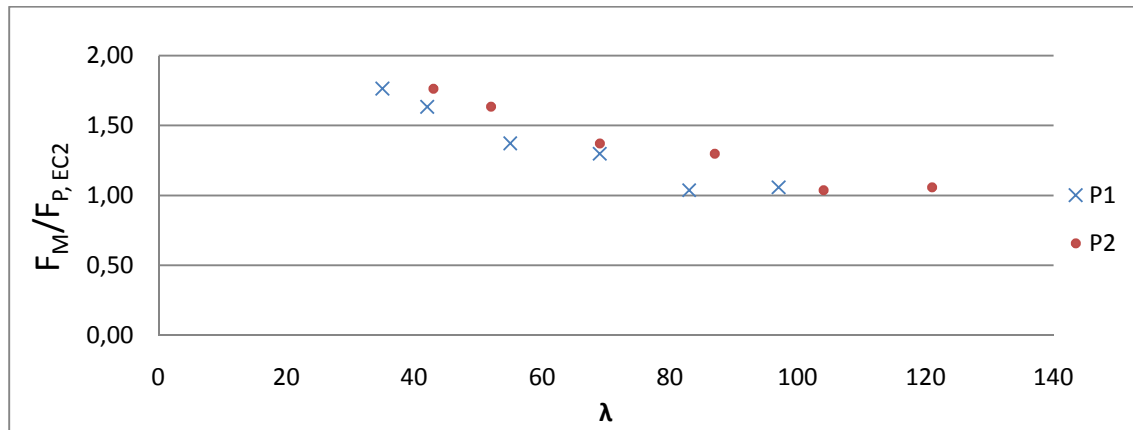


Figura 6-7 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo G, Pórtico 1

- Modelo H

Tabela 6-16 - Resultados Modelo H, Pórtico 1

h [m]	Passo	f _{cd} [MPa]	f _{yd} [MPa]	P1		P2		Σ Fx [kN]	F _M /F _{P, EC2} [-]	Σ Fy [kN]
				Rh [kN]	Rv [kN]	Rh [kN]	Rv [kN]			
2,5	FV	9,4	13,6	91,6	615,7	-91,5	1045,5	0	4,55	1661
	FH	8,6	14,2	70,6	611,1	-220,6	1048,2	-150		1659
	FHM	12,8	253,7	-46,5	586,0	-640,3	1074,0	-682		1660
3,0	FV	9,7	19,2	74,8	613,3	-74,8	1046,1	0	4,12	1659
	FH	8,7	17,3	57,9	610,4	-207,9	1048,9	-150		1659
	FHM	13,6	296,9	-45,2	583,2	-572,3	1078,5	-618		1662
4,0	FV	9,2	30,0	54,3	613,0	-54,5	1046,9	0	3,64	1660
	FH	7,9	23,2	40,7	608,7	-190,7	1050,6	-150		1659
	FHM	15,0	399,9	-45,5	575,7	-499,9	1094,9	-545		1671
5,0	FV	9,4	32,5	41,9	611,4	-41,9	1047,9	0	3,22	1659
	FH	7,6	22,3	29,4	606,7	-179,3	1054,9	-150		1662
	FHM	15,4	435,0	-42,1	568,3	-440,1	1090,9	-482		1659
6,0	FV	9,3	33,5	33,8	610,9	-33,8	1048,3	0	2,68	1659
	FH	7,0	21,0	21,2	604,6	-171,7	1062,9	-151		1667
	FHM	15,3	435,0	-33,8	567,9	-369,9	1095,3	-404		1663
7,0	FV	8,9	34,0	28,2	610,6	-28,2	1048,7	0	2,29	1659
	FH	6,6	14,3	14,6	601,9	-164,7	1058,7	-150		1661
	FHM	14,9	435,0	-29,5	566,8	-314,7	1094,1	-344		1661

A modelação das cargas horizontais e verticais, está muito próximo daquilo que era esperado, não ultrapassando os 11kN.

As tensões de cálculo do aço e do betão nos passos FV e FH surgiram sempre no pilar 1, enquanto no carregamento da carga última as tensões de cálculo apresentaram os seus valores máximos no pilar 2. Pode-se observar que conforme aumenta a esbelteza as tensões de cálculo no passo anterior ao colapso também aumentam.

Tabela 6-17 - Resumo Modelo H -Pórtico 1

h [m]	P1				P2				$F_M/F_{P, EC2}$
	b _x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	b _x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	
2,5	0,50x0,50	0,00521	35	6Ø12	1,70x0,4	0,16377	10	8Ø16	4,55
3,0			42				12		4,12
4,0			55				16		3,64
5,0			69				20		3,22
6,0			83				24		2,68
7,0			97				29		2,29

Como seria de esperar, neste modelo a relação da carga última atingida com a carga de dimensionamento é muito alta. O efeito da parede resistente neste pórtico está bem patente dando grande estabilidade à estrutura suportando no mínimo mais 129% de carga horizontal.

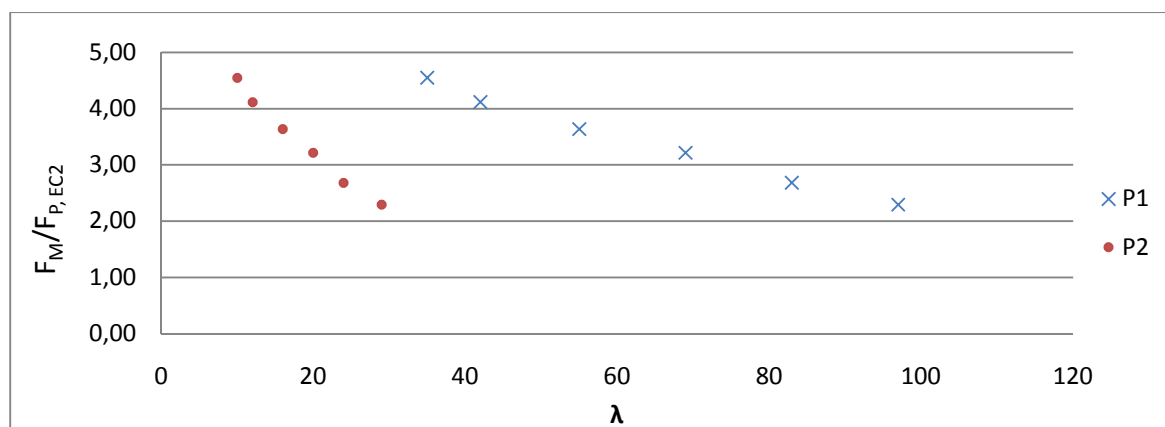


Figura 6-8 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo H, Pórtico 1

6.2 Pórtico 2

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos da análise não linear efectuada no Atena relativos ao Pórtico 2. Tal como no Pórtico 1 os resultados apresentados são os resultados finais, ou seja, já foram tratados de modo a apresentar a informação essencial para a análise dos mesmos.

- Modelo A

Tabela 6-18 - Resultados Modelo A, Pórtico 2

h [m]	Passo	f _{cd} [MPa]	f _{yd} [MPa]	P1		P2		ΣFx [kN]	F _M /F _{P, EC2} [-]	ΣFy [kN]
				Rh [kN]	Rv [kN]	Rh [kN]	Rv [kN]			
2,5	FV	12,7	182,2	98,8	619,3	-98,8	1041,0	0	4,59	1660
	FH	10,0	119,0	67,6	611,3	-216,5	1056,2	-149		1668
	FHM	14,4	435,0	-98,9	608,8	-584,1	989,4	-683		1598
3,0	FV	10,3	219,9	78,6	619,0	-78,7	1042,0	0	2,21	1661
	FH	9,9	214,4	46,8	608,9	-196,7	1051,0	-150		1660
	FHM	15,1	435,0	-45,4	578,6	-286,3	1076,9	-332		1656
4,0	FV	10,1	253,5	54,4	616,0	-54,3	1044,1	0	1,96	1660
	FH	11,2	175,2	20,6	602,4	-170,7	1057,1	-150		1660
	FHM	16,8	435,0	-40,2	574,3	-254,0	1102,7	-294		1677
5,0	FV	9,8	258,5	40,2	614,0	-40,2	1046,2	0	1,87	1660
	FH	11,6	186,5	6,3	595,3	-156,3	1065,8	-150		1661
	FHM	17,1	435,0	-36,0	567,2	-244,5	1121,0	-280		1688
6,0	FV	9,3	268,4	31,5	613,8	-31,6	1047,1	0	1,81	1661
	FH	11,8	183,7	-1,1	589,5	-148,9	1071,0	-150		1661
	FHM	16,9	435,0	-29,3	560,7	-242,6	1134,4	-272		1695
7,0	FV	9,2	250,7	25,5	612,5	-25,5	1048,0	0	1,68	1660
	FH	12,2	197,7	-6,8	582,3	-143,2	1078,2	-150		1660
	FHM	16,8	435,0	-24,1	557,8	-227,2	1141,0	-251		1699

Tabela 6-19 - Resumo Modelo A -Pórtico 2

h [m]	P1				P2				F _M /F _{P, EC2}
	b _{xh} [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	b _{xh} [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	
2,5	0,70x0,30	0,00158	38	6Ø12	0,60x0,65	0,01373	31	8Ø12	4,59
3,0			46				37		2,21
4,0			61				49	6Ø20	1,96
5,0			76				61	10Ø20	1,87
6,0			92				74	10Ø25	1,81
7,0			107				86	12Ø25	1,68

Neste modelo como se pode verificar na Tabela 6-18, suportou no mínimo mais 68% da carga horizontal. O pórtico com 2,5m de altura suportou mais 359% de carga horizontal. De referir ainda que neste modelo todas as tensões de cálculo controladas atingiram os valores definidos. Apesar de nos pórticos com 2,5m e 3,0m estar valores mais baixos da

tensão de cálculo do betão, estes já tinham atingido um valor mais alto, mas nessa altura ainda não se tinha esgotado a capacidade do outro material em aguentar a carga que estava sendo aplicada.

Relativamente à modelação das cargas no pórtico, aconteceu o mesmo que sucedeu nos modelos do pórtico 1, ou seja, nos passos FV e FH o carregamento vertical varia 2kN, enquanto no FHM chega a atingir uma diferença de 42 kN (h=2,5m).

A localização nos pilares das zonas onde se atingiu em cada passo de controlo os valores das tensões de cálculo dos materiais, no passo FV os valores da tensão de cálculo do betão e do aço encontram-se no pilar 1, no passo FH, os valores da tensão de cálculo do aço e do betão é no pilar 2, excepto no pórtico com 2,5m de altura em que a tensão de cálculo do betão está no pilar 1. No passo FHM, as tensões de cálculo dos materiais situam-se no pilar 2.

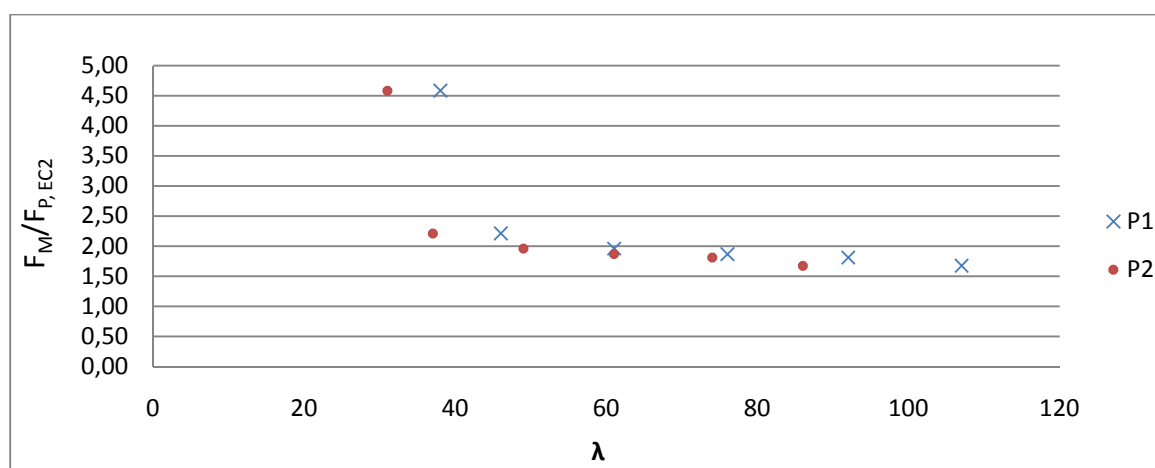


Figura 6-9 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo A, Pórtico 2

- Modelo B

Tabela 6-20 - Resultados Modelo B, Pórtico 2

h [m]	Passo	f _{cd} [MPa]	f _{yd} [MPa]	P1		P2		ΣF _x [kN]	F _M /F _{P, EC2} [-]	ΣF _y [kN]
				Rh [kN]	Rv [kN]	Rh [kN]	Rv [kN]			
2,5	FV	13,2	185,6	111,8	624,0	-111,8	1036,1	0	2,63	1660
	FH	10,7	150,4	60,3	613,9	-210,3	1046,0	-150		1660
	FHM	16,0	435,0	-68,9	583,7	-325,2	1089,4	-394		1673
3,0	FV	13,6	194,0	90,8	622,9	-90,8	1037,1	0	2,29	1660
	FH	11,6	153,1	39,0	610,3	-189,0	1047,8	-150		1658
	FHM	16,1	435,0	-56,0	581,0	-287,2	1080,7	-343		1662
4,0	FV	13,5	233,5	64,3	621,6	-64,3	1038,4	0	1,91	1660
	FH	12,9	189,8	11,9	603,2	-161,9	1056,9	-150		1660
	FHM	16,3	435,0	-48,4	574,0	-238,5	1100,6	-287		1675
5,0	FV	13,3	259,6	49,2	620,1	-49,3	1039,2	0	1,74	1659
	FH	13,6	211,2	-2,8	595,4	-147,2	1064,5	-150		1660
	FHM	16,6	435,0	-45,6	573,4	-215,8	1120,2	-261		1694
6,0	FV	12,9	222,5	39,8	620,3	-39,8	1039,8	0	1,74	1660
	FH	13,7	207,5	-10,1	589,1	-140,3	1071,0	-150		1660
	FHM	17,1	435,0	-42,0	562,6	-220,1	1135,2	-262		1698
7,0	FV	12,0	142,3	34,3	620,7	-34,2	1039,2	0	1,64	1660
	FH	14,2	232,3	-15,1	580,3	-134,9	1079,7	-150		1660
	FHM	17,7	435,0	-41,6	546,7	-204,6	1152,3	-246		1699

As tensões de cálculo do betão e do aço no passo em que se controlou o carregamento vertical atingiram os seus máximos no pilar 1. No passo da FH e FHM as tensões de cálculo encontram-se no pilar 2.

Tabela 6-21 - Resumo Modelo B -Pórtico 2

h [m]	P1				P2				F _M /F _{P, EC2}
	b _{xh} [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	b _{xh} [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	
2,5	0,40x0,40	0,00213	30	6Ø12	0,80x0,50	0,01373	36	8Ø16	2,63
3,0			36				43	10Ø16	2,29
4,0			48				58	6Ø25	1,91
5,0			60				72	8Ø25	1,74
6,0			72	8Ø12			86	12Ø25	1,74
7,0			84	8Ø16			101	14Ø25	1,64

Este modelo, à excepção do pórtico com 2,5m de altura, possui relações de carga última com a carga de dimensionamento é muito semelhante ao do Modelo A. Ainda assim este modelo suporta mais 64% de carga horizontal no mínimo estando uma vez mais do lado segurança.

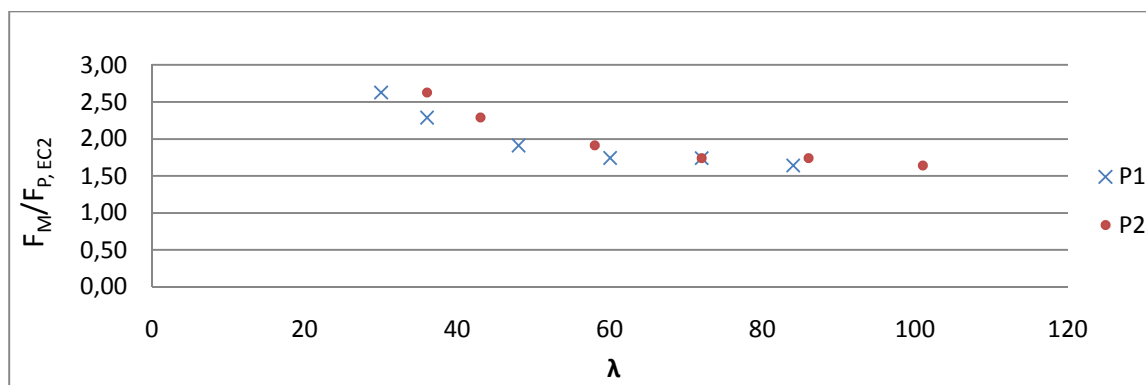


Figura 6-10 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo B, Pórtico 2

- Modelo C

Tabela 6-22 - Resultados Modelo C, Pórtico 2

h [m]	Passo	f _{cd} [MPa]	f _{yd} [MPa]	P1		P2		ΣF _x [kN]	F _M /F _{P, EC2} [-]	ΣF _y [kN]
				R _h [kN]	R _v [kN]	R _h [kN]	R _v [kN]			
2,5	FV	11,6	173,1	118,6	626,1	-118,6	1033,9	0	2,45	1660
	FH	12,8	130,1	53,0	614,4	-203,2	1044,0	-150		1658
	FHM	16,6	435,0	-64,1	586,4	-303,6	1070,8	-368		1657
3,0	FV	12,2	193,1	96,3	625,2	-96,3	1034,9	0	2,14	1660
	FH	13,4	16,5	32,4	611,0	-182,5	1049,0	-150		1660
	FHM	16,7	435,0	-53,3	584,1	-267,8	1079,7	-321		1664
4,0	FV	12,1	260,6	69,6	624,0	-69,6	1036,0	0	1,84	1660
	FH	14,2	184,8	6,2	603,9	-156,1	1056,3	-150		1660
	FHM	17,2	435,0	-47,5	578,1	-228,9	1095,7	-276		1674
5,0	FV	12,0	251,4	53,3	623,4	-53,3	1036,6	0	1,66	1660
	FH	14,8	222,2	-7,5	596,9	-142,4	1063,3	-150		1660
	FHM	17,3	435,0	-43,8	569,2	-204,9	1100,3	-249		1670
6,0	FV	11,6	196,5	44,5	623,6	-44,5	1036,5	0	1,60	1660
	FH	15,2	243,7	-15,1	588,5	-134,9	1071,7	-150		1660
	FHM	17,2	435,0	-46,5	567,0	-193,5	1131,4	-240		1698
7,0	FV	10,6	119,5	39,3	624,3	-39,3	1035,8	0	1,52	1660
	FH	15,6	255,0	-20,7	580,0	-129,3	1080,1	-150		1660
	FHM	17,7	435,0	-48,4	551,7	-179,1	1119,5	-228		1671

Neste modelo as tensões de cálculo do aço e do betão atingiram sempre o seu valor definido no dimensionamento antes do colapso da estrutura. Relativamente à localização nos pilares das tensões de cálculo, no passo de controlo do carregamento vertical FV, os valores atingidos situam-se no pilar 1, enquanto para os outros dois passos as tensões de cálculo encontram-se no pilar 2.

Tabela 6-23 - Resumo Modelo C -Pórtico 2

h [m]	P1				P2				F _M /F _{P, EC2}
	b _{xh} [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	b _{xh} [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	
2,5	0,50x0,40	0,00267	31	6Ø12	0,60x0,50	0,00625	32	8Ø16	2,45
3,0			38				38	6Ø20	2,14
4,0			50				51	6Ø25	1,84
5,0			63				64	8Ø25	1,66
6,0			75	77			10Ø25	1,60	
7,0			88	89			12Ø25	1,52	

A modelação das cargas neste modelo foi um pouco mais do mesmo, ou seja, apesar na modelação no programa ter sido correcta, os resultados finais apresentam algumas diferenças. Ainda assim neste modelo em que a divisão da percentagem de carga é 30% para o pilar 1 e 70% para o pilar 2, suportou além da carga de dimensionamento mais 52% de carga horizontal.

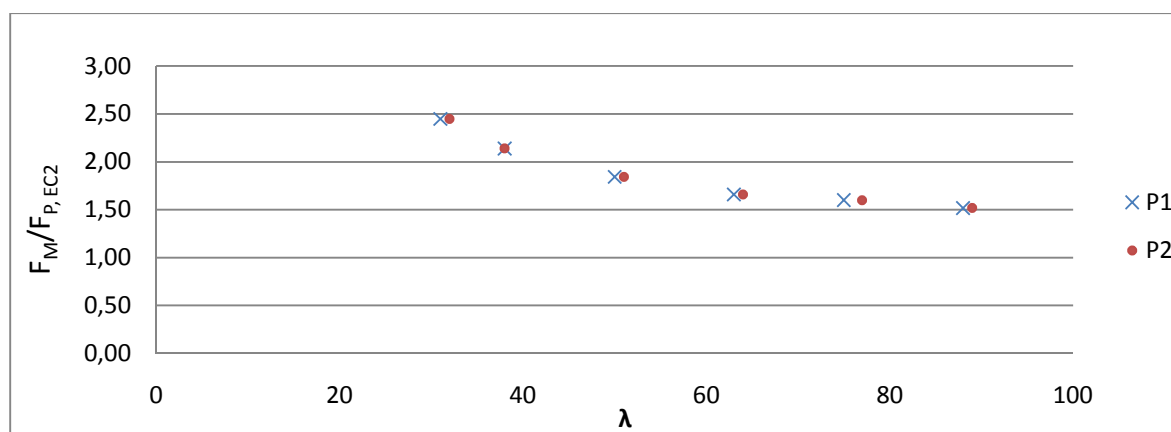


Figura 6-11 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo C, Pórtico 2

- Modelo D

Tabela 6-24 - Resultados Modelo D, Pórtico 2

h [m]	Passo	f _{cd} [MPa]	f _{yd} [MPa]	P1		P2		ΣFx [kN]	F _M /F _{P, EC2} [-]	ΣFy [kN]
				Rh [kN]	Rv [kN]	Rh [kN]	Rv [kN]			
2,5	FV	6,9	57,5	139,3	628,8	-139,3	1031,3	0	2,77	1660
	FH	9,9	160,3	55,0	620,6	-204,9	1037,7	-150		1658
	FHM	15,6	435,0	-92,8	598,6	-323,2	1083,4	-416		1682
3,0	FV	7,3	79,6	116,9	628,8	-116,9	1031,2	0	2,27	1660
	FH	10,9	242,6	33,9	618,1	-183,9	1042,1	-150		1660
	FHM	16,0	435,0	-74,7	597,5	-265,9	1071,6	-341		1669
4,0	FV	7,4	56,6	82,3	628,0	-82,3	1031,9	0	1,93	1660
	FH	11,7	187,6	2,0	611,3	-152,0	1048,9	-150		1660
	FHM	17,2	435,0	-64,3	591,3	-225,9	1102,2	-290		1694
5,0	FV	7,5	78,4	65,5	627,3	-65,6	1032,6	0	1,85	1660
	FH	12,1	198,9	-11,2	603,1	-139,0	1056,0	-150		1659
	FHM	17,3	435,0	-66,1	572,8	-211,9	1099,1	-278		1672
6,0	FV	7,3	70,0	53,9	627,4	-53,9	1032,7	0	1,69	1660
	FH	12,8	235,2	-19,7	595,8	-130,2	1064,9	-150		1661
	FHM	17,3	435,0	-63,4	574,0	-190,2	1109,3	-254		1683
7,0	FV	6,9	70,1	46,3	627,7	-46,3	1032,6	0	1,82	1660
	FH	12,7	205,4	-23,6	587,6	-126,4	1072,4	-150		1660
	FHM	17,1	435,0	-72,1	550,6	-200,4	1126,2	-272		1677

Neste modelo aconteceu um facto diferente dos outros modelos. Quando no último pórtico analisado o valor da relação da carga última com a carga de dimensionamento deveria ser menor que o anterior, forma uma linha descendente como observamos nas figuras anteriores, neste caso o valor foi um pouco maior. Este facto pode dever-se aquando do dimensionamento pelo método simplificado baseado na curvatura nominal, e na escolha do valor da percentagem mecânica de armadura, ω_{tot} , este ter sido um pouco mais conservador, originando assim armaduras superiores aos outros pórticos.

Tabela 6-25 - Resumo Modelo D -Pórtico 2

h [m]	P1				P2				F _M /F _{P, EC2}
	b _x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	b _x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	
2,5	0,70x0,50	0,00729	34	8Ø12	0,60x0,60	0,01080	33	8Ø12	2,77
3,0			41				40		2,27
4,0			54				53	8Ø16	1,93
5,0			68	10Ø12			66	8Ø20	1,85
6,0			81	8Ø16			80	10Ø20	1,69
7,0			95	8Ø20			93	10Ø25	1,82

Os valores máximos das tensões de cálculo do aço e do betão foram atingidos no passo FV no pilar1 enquanto nos outros dois passos foi no pilar 2.

A modelação das cargas verticais no passo FV bateu certo com aquilo que era esperado e para o qual foi modelado. Nos passos FH e FHM as diferenças da carga vertical são um pouco maiores, apesar de no passo FH não ultrapassar os 2kN.

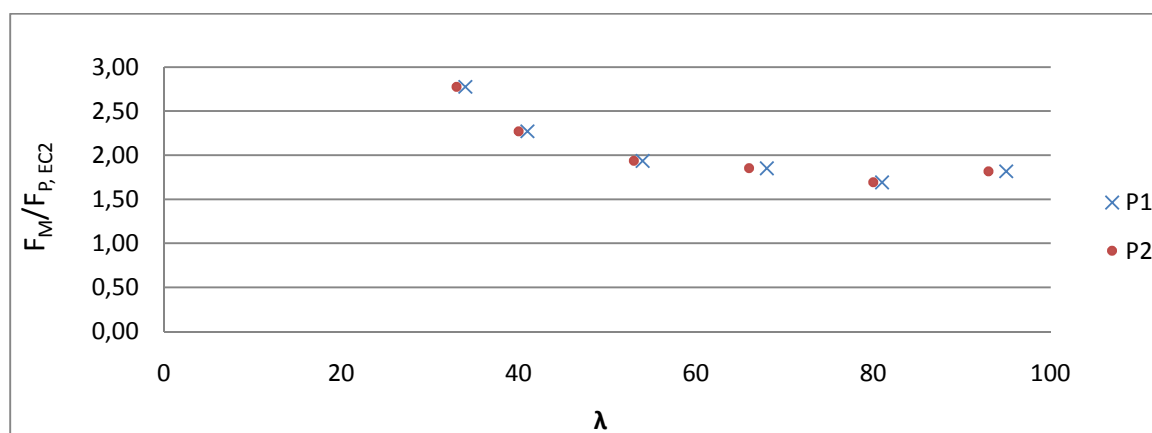


Figura 6-12 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo D, Pórtico 2

- Modelo E

Tabela 6-26 - Resultados Modelo E, Pórtico 2

h [m]	Passo	f _{cd} [MPa]	f _{yd} [MPa]	P1		P2		ΣFx [kN]	F _M /F _{P, EC2} [-]	ΣFy [kN]
				Rh [kN]	Rv [kN]	Rh [kN]	Rv [kN]			
2,5	FV	10,0	36,9	136,2	633,3	-136,9	1030,1	-1	2,34	1663
	FH	12,5	162,1	42,9	620,6	-192,7	1040,8	-150		1661
	FHM	17,1	435,0	-75,8	597,9	-274,8	1056,5	-351		1654
3,0	FV	10,5	42,3	116,3	629,9	-116,3	1029,9	0	1,95	1660
	FH	13,6	233,2	22,4	618,1	-172,2	1042,1	-150		1660
	FHM	18,2	435,0	-62,1	601,2	-230,4	1065,1	-293		1666
4,0	FV	9,9	65,6	81,3	629,1	-81,3	1030,8	0	1,80	1660
	FH	13,9	178,3	-5,5	612,2	-144,7	1048,9	-150		1661
	FHM	18,3	435,0	-62,7	590,4	-208,1	1078,5	-271		1669
5,0	FV	9,6	61,9	64,1	629,2	-64,1	1030,6	0	1,79	1660
	FH	14,3	181,7	-17,4	603,4	-132,7	1056,6	-150		1660
	FHM	18,1	435,0	-72,3	577,1	-196,2	1092,0	-268		1669
6,0	FV	9,6	64,1	52,7	629,2	-52,7	1030,7	0	1,62	1660
	FH	14,9	230,7	-25,8	595,0	-124,2	1064,5	-150		1660
	FHM	18,4	435,0	-69,5	574,4	-172,8	1101,6	-242		1676
7,0	FV	8,9	59,4	45,4	629,3	-45,4	1030,5	0	1,61	1660
	FH	15,0	230,6	-31,7	588,2	-119,7	1068,3	-151		1656
	FHM	18,1	435,0	-76,6	561,7	-166,5	1111,3	-243		1673

As tensões de cálculo do aço e do betão atingiram os valores de dimensionamento antes do colapso. Antes do colapso estes encontram-se no pilar 1 e no pilar 2 respectivamente. Neste modelo a relação das cargas também foi sempre superior a um, atingindo o 61% no mínimo de carga horizontal a mais.

Tabela 6-27 - Resumo Modelo E -Pórtico 2

h [m]	P1				P2				F _M /F _{P, EC2}
	bxh [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	bxh [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	
2,5	0,40x0,60	0,00720	28	6Ø12	0,40x0,60	0,00720	28	6Ø12	2,34
3,0			34				8Ø12	1,95	
4,0			45				8Ø16	1,80	
5,0			56	8Ø20			1,79		
6,0			68	8Ø16			1,62		
7,0			79	8Ø20			1,61		

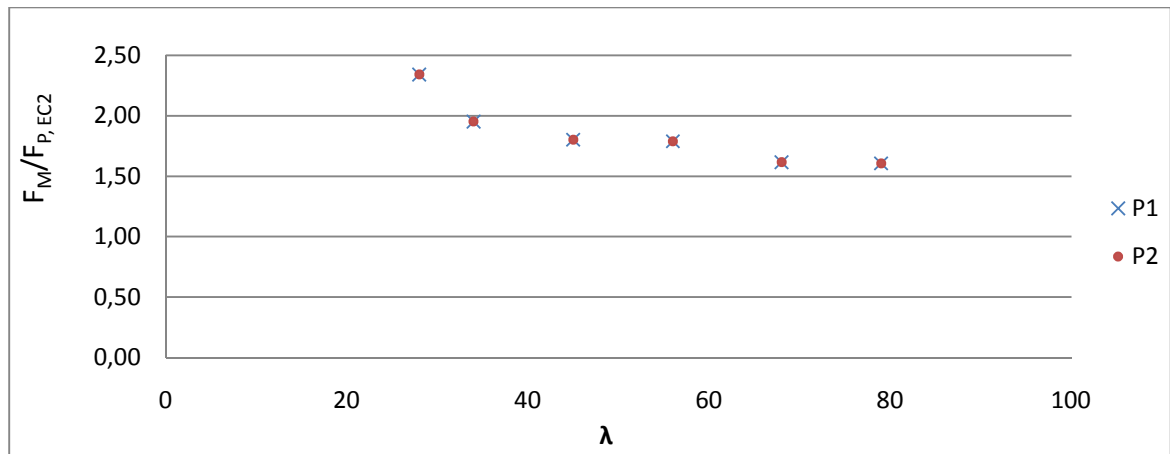


Figura 6-13 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo E, Pórtico 2

- Modelo F

Tabela 6-28 - Resultados Modelo F, Pórtico 2

h [m]	Passo	f _{cd} [MPa]	f _{yd} [MPa]	P1		P2		Σ Fx [kN]	F _M /F _{P, EC2} [-]	Σ Fy [kN]	
				Rh [kN]	Rv [kN]	Rh [kN]	Rv [kN]				
2,5	FV	10,7	157,2	123,3	628,1	-123,4	1030,8	0	2,12	1660	
	FH	13,5	159,4	35,8	616,2	-185,7	1043,9			-150	1660
	FHM	16,9	429,2	-53,9	597,4	-263,4	1067,6			-317	1665
3,0	FV	10,9	175,5	101,7	628,8	-101,7	1031,3	0	1,99	1660	
	FH	13,9	182,1	15,6	612,7	-165,6	1047,4			-150	1660
	FHM	17,0	435,0	-58,2	590,4	-240,8	1072,6			-299	1663
4,0	FV	10,5	132,8	76,2	628,5	-76,2	1031,5	0	1,88	1660	
	FH	14,2	207,7	-6,6	605,8	-143,4	1054,3			-150	1660
	FHM	17,3	435,0	-69,1	579,1	-212,4	1099,3			-281	1678
5,0	FV	10,5	104,0	60,2	629,1	-60,2	1031,0	0	1,58	1660	
	FH	15,3	272,6	-22,0	596,6	-128,0	1063,3			-150	1660
	FHM	17,0	435,0	-68,9	573,4	-168,8	1101,6			-238	1675
6,0	FV	9,8	94,0	46,5	629,2	-46,5	1030,8	0	1,52	1660	
	FH	15,4	282,0	-33,6	587,2	-116,4	1073,0			-150	1660
	FHM	17,5	435,0	-73,8	565,2	-153,5	1102,4			-227	1668
7,0	FV	9,2	68,8	39,5	629,5	-39,5	1030,5	0	1,50	1660	
	FH	15,6	289,1	-41,4	578,9	-108,6	1081,2			-150	1660
	FHM	17,6	435,0	-83,6	554,8	-142,0	1125,2			-226	1680

Tal como no Pórtico 1, o facto da menor dimensão ficar no sentido da acção horizontal influencia uma vez mais a capacidade de suportar mais carga, suportando em média menos 15% que os respectivos pórticos do Modelo E.

Tabela 6-29 - Resumo Modelo F -Pórtico 2

h [m]	P1				P2				$F_M/F_{P, EC2}$
	b x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	b x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	
2,5	0,60x0,40	0,00320	33	6Ø12	0,60x0,40	0,00320	33	6Ø20	2,12
3,0			39				8Ø20	1,99	
4,0			52	8Ø16			1,88		
5,0			65	8Ø20			1,58		
6,0			78	10Ø20			1,52		
7,0			91	10Ø25			1,50		

No passo FV os valores retirados da tensão de cálculo do betão situam-se nos dois pilares e a tensão de cálculo do aço encontra-se apenas no pilar 2. No passo em que se atinge a carga horizontal de dimensionamento os valores da tensão de cálculo dos dois materiais estão no pilar 2. No último passo de controlo das cargas a tensão de cálculo do betão atingiu sempre o pilar 2 enquanto a tensão de cálculo do aço atingiu os dois pilares.

A modelação das cargas verticais foi muito mais aproximada. Se nos passos em que se atinge a carga vertical e horizontal de dimensionamento, não teve-se diferença nenhuma, no último passo de controlo esta diferença atingiu os 20kN no pórtico mais esbelto.

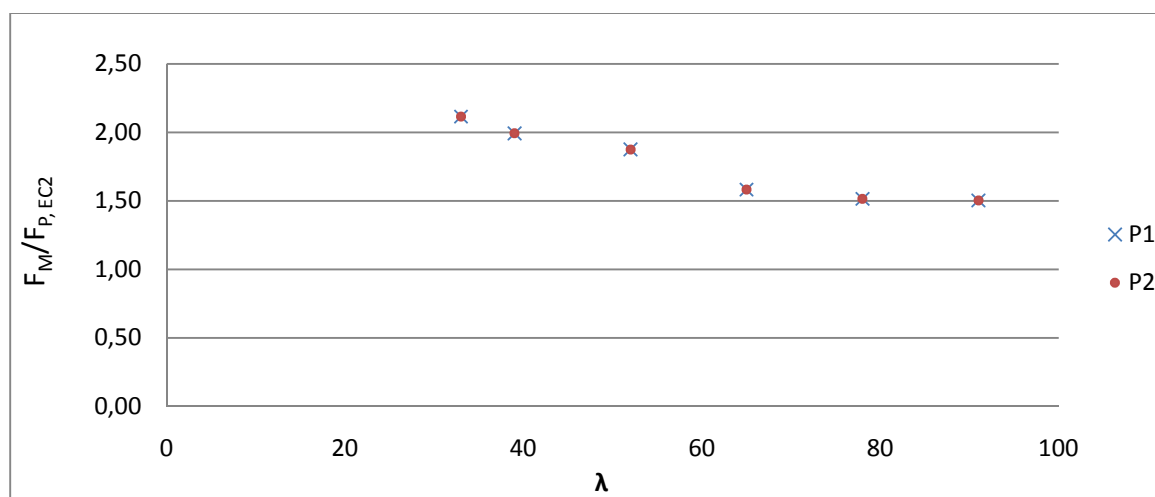


Figura 6-14 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo F, Pórtico 2

- Modelo G

Tabela 6-30 - Resultados Modelo G, Pórtico 2

h [m]	Passo	f _{cd} [MPa]	f _{yd} [MPa]	P1		P2		Σ Fx [kN]	F _M /F _{P, EC2} [-]	Σ Fy [kN]
				Rh [kN]	Rv [kN]	Rh [kN]	Rv [kN]			
2,5	FV	9,0	132,4	137,8	629,9	-137,9	1030,9	0	2,93	1661
	FH	7,8	163,4	56,6	618,9	-206,3	1048,0	-150		1667
	FHM	11,4	435,0	-98,9	587,4	-339,6	1113,0	-438		1700
3,0	FV	8,9	88,2	109,8	634,6	-109,0	1031,2	1	2,63	1666
	FH	7,1	221,4	27,9	616,0	-178,0	1047,0	-150		1663
	FHM	13,8	435,0	-107,5	580,8	-286,6	1124,5	-394		1705
4,0	FV	9,2	82,0	79,5	627,9	-79,5	1032,2	0	1,76	1660
	FH	6,6	300,4	-0,9	608,6	-149,3	1052,1	-150		1661
	FHM	10,0	435,0	-65,4	578,1	-198,8	1101,2	-264		1679
5,0	FV	9,2	120,1	62,8	627,6	-62,8	1032,5	0	1,32	1660
	FH	9,6	352,6	-19,1	599,2	-131,1	1059,7	-150		1659
	FHM	14,1	435,0	-49,2	581,3	-149,1	1080,0	-198		1661
6,0	FV	8,7	83,1	52,1	628,0	-52,1	1032,1	0	1,15	1660
	FH	11,4	435,0	-33,4	588,7	-117,2	1068,6	-151		1657
	FHM	14,3	435,0	-58,8	579,2	-114,3	1080,1	-173		1659
7,0	FV	8,2	72,9	44,7	628,3	-44,7	1031,5	0	1,00	1660
	FH	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	-150		1660
	FHM	14,6	435,0	-61,7	582,6	-88,1	1082,9	-150		1666

Neste modelo, apesar de ser formado por pórticos parede, tal como no Modelo F, o facto da menor direcção estar orientada no sentido da acção horizontal diminui a capacidade do pórtico aguentar mais carga além daquela para o qual foi dimensionado.

Apesar de no último pórtico a relação da carga última com a carga horizontal de dimensionamento ser igual a 1, significaria que a carga última tinha sido atingida ao mesmo tempo que a carga horizontal de dimensionamento, no entanto, e de acordo com os incrementos de carga inseridos na modelação no Atena, falta 1% de carga horizontal ser aplicada para que tivesse atingido a carga horizontal de dimensionamento. Este facto deve-se então aos arredondamentos efectuados.

Tabela 6-31 - Resumo Modelo G -Pórtico 2

h [m]	P1				P2				F _M /F _{P, EC2}
	b _x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	b _x h [m ²]	I [m ⁴]	λ	A _s	
2,5	0,50x0,50	0,00521	30	6Ø12	1,70x0,40	0,00907	47	8Ø16	2,93
3,0			36	8Ø12			56		2,63
4,0			48	6Ø12			75		1,76
5,0			60	8Ø12			93		1,32
6,0			72	10Ø16			112		1,15
7,0			84	6Ø25			131		1,00

Os valores da tensão de cálculo do betão atingiram o seu máximo no pilar 1 em todos os passos de controlo, enquanto a tensão de cálculo do aço atingiu o máximo no pilar 1 nos passos FV e FHM, e no pilar 2 no passo FH.

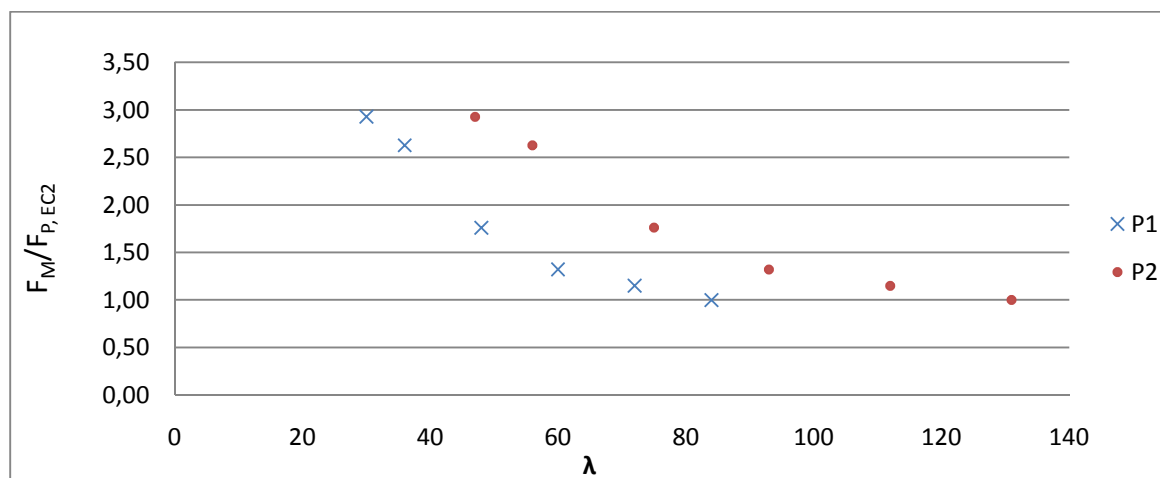


Figura 6-15 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo G, Pórtico 2

- Modelo H

Tabela 6-32 - Resultados Modelo H, Pórtico 2

h [m]	Passo	f _{cd} [MPa]	f _{yd} [MPa]	P1		P2		Σ Fx [kN]	F _M /F _{P,EC2} [-]	Σ Fy [kN]
				Rh [kN]	Rv [kN]	Rh [kN]	Rv [kN]			
2,5	FV	7,6	64,7	115,7	617,6	-115,6	1042,2	0	4,71	1660
	FH	7,2	39,1	88,3	613,9	-238,3	1045,3	-150		1659
	FHM	14,4	206,9	-44,8	590,3	-661,4	1068,5	-706		1659
3,0	FV	7,7	39,9	91,9	615,8	-91,9	1043,6	0	4,09	1659
	FH	7,1	32,2	69,6	612,1	-219,6	1047,2	-150		1659
	FHM	14,5	232,7	-38,1	588,2	-575,2	1073,3	-613		1661
4,0	FV	7,9	39,9	66,9	614,6	-66,9	1045,0	0	3,70	1660
	FH	7,0	30,1	48,9	609,9	-199,0	1049,4	-150		1659
	FHM	15,9	345,0	-42,3	581,2	-512,7	1092,7	-555		1674
5,0	FV	8,0	62,2	51,5	613,5	-51,5	1045,9	0	3,83	1659
	FH	6,8	43,9	35,8	608,0	-185,3	1056,2	-150		1664
	FHM	17,3	435,0	-58,2	561,6	-514,5	1126,2	-573		1688
6,0	FV	7,9	72,0	40,9	612,4	-40,9	1046,8	0	3,13	1659
	FH	6,5	87,6	25,9	605,7	-177,4	1061,3	-151		1667
	FHM	18,6	435,0	-45,8	559,2	-428,8	1137,8	-475		1697
7,0	FV	7,7	84,4	33,7	611,1	-33,7	1048,2	0	2,77	1659
	FH	6,8	116,6	18,3	602,4	-168,1	1053,9	-150		1656
	FHM	18,7	435,0	-39,7	555,4	-375,5	1146,6	-415		1702

Por comparação ao modelo anterior, verifica-se que as relações obtidas são muito superiores, chegando a duplicar em alguns pórticos. Uma vez mais, uma correcta orientação dos pilares significa maior capacidade de suportar carga.

Se nos passos FV e FH o valor da carga vertical teve uma variação máxima de 7kN, no passo FHM atingiu uma diferença máxima de 42kN.

Nos passos FV e FH as tensões de cálculo do aço e do betão localizam-se no pilar 1, e no passo FHM as tensões surgem no pilar 2.

Tabela 6-33 - Resumo Modelo H - Pórtico 2

h [m]	P1				P2				$F_M/F_{P, EC2}$
	bxh [m ²]	I [m ⁴]	λ	A_s	bxh [m ²]	I [m ⁴]	λ	A_s	
2,5	0,50x0,50	0,00521	30	6 ϕ 12	1,70x0,40	0,16377	12	8 ϕ 16	4,71
3,0			36				14		4,09
4,0			48				19		3,70
5,0			60				23		3,83
6,0			72				28		3,13
7,0			84				33		2,77

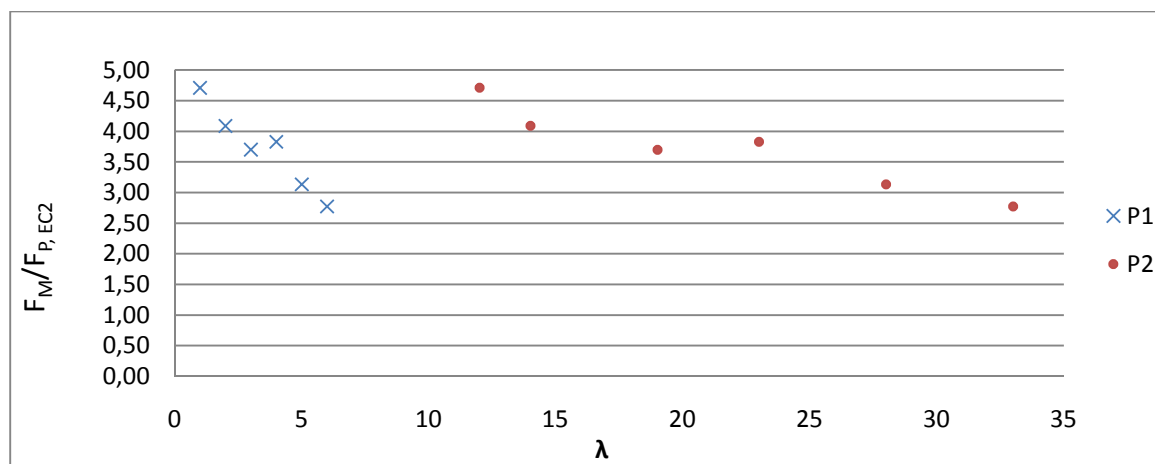


Figura 6-16 - Relação da carga horizontal a mais com a esbelteza do Modelo H, Pórtico 2

7. Conclusões

Concluída a análise aos noventa e seis pórticos, a primeira referência a ser efectuada é ao facto de destes noventa e seis pórticos apenas um (Modelo F, Pórtico 1) não atingiu a carga de dimensionamento. Este facto é justificado pelo elevado valor de esbelteza dos pilares ($\lambda=121$). Esta justificação também serve para os restantes modelos, para justificar o facto de ao longo de cada modelo analisado, a relação de carga última obtida com a carga de dimensionamento seguir sempre a mesma tendência, ou seja, para os pórticos simples com esbelteza baixa, suportam em média mais 90% de carga horizontal para o pórtico com rótulas e 150% para o pórtico rígido. Relativamente aos pórticos parede, estes suportam em média mais 250% de carga horizontal. No entanto este valor é referente apenas aos pórticos cuja maior dimensão da parede encontra-se no sentido da acção horizontal. Os outros pórticos parede cuja maior dimensão da parede encontra-se na perpendicular ao sentido da acção horizontal, assemelham-se aos pórticos simples em termos de valor carga horizontal a mais.

Apesar de se ter considerado os efeitos de segunda ordem em todos os pórticos, mesmo nos casos em que não era necessário, pode concluir-se que para elementos pouco esbeltos ou com elevada rigidez, estes não são relevantes pois nos pórticos em que se inserem os elementos referidos, suportaram muito mais carga horizontal que os restantes. Assim pode-se concluir que para elementos robustos e rígidos, a consideração dos efeitos de primeira é suficiente para garantir a segurança da estrutura.

Ainda sobre os efeitos de segunda ordem, a comparação entre o método simplificado adoptado neste trabalho e o método geral é inevitável. O facto de se fazer uma análise estrutural através de uma análise não linear, verifica-se que o dimensionamento efectuado através do método simplificativo é muito conservativo, onde os pórticos suportam muito mais carga além daquela para o qual foram dimensionados. Assim, pode-se afirmar que uma análise não linear pode levar a um dimensionamento do lado da segurança tal como através da análise elástica, mas desta vez muito mais económico.

Actualmente esta análise não linear é muito mais acessível, devido à existência de programas de cálculo iterativo automático, simplificando assim muitos processos. No entanto e tal como foi visível neste trabalho a existência de erros numéricos podem alterar os resultados obtidos. O facto de se ter efectuado o carregamento vertical numa primeira fase e depois o carregamento horizontal, não era de esperar que, aquando do carregamento horizontal surgisse pequenos carregamentos verticais. Após se ter verificado mais que uma vez se a introdução de dados dos parâmetros estar correcta, e se ter criado outros exemplos para tentar anular estes erros, verificou-se que era impossível controlá-los. Apesar disso estes pequenos carregamentos verticais não foram considerados significativos, pois nunca ultrapassaram 1,5%, valor considerado baixo,

para uma análise não linear onde a quantidade de condições e critérios de convergência são muitos. Sempre que surgia problemas de convergência durante a modelação, a solução tomada era de reduzir o incremento de carga ou alterar o método de análise. Outra forma de anular os problemas de convergência era aumentar o tamanho dos elementos finitos, mas esta opção apesar de ser menos demorada a análise, era menos minuciosa. Assim optou-se por manter sempre o mesmo tamanho do elemento finito (0,10m), pois foi um valor equilibrado em termos de tempo de análise e de minuciosidade.

À excepção dos pórticos parede cuja maior dimensão não se encontrava orientada no sentido da acção horizontal, a rotura dos restantes pórticos deu-se sempre pelo pilar 2, pilar este que foi definido no dimensionamento como o pilar mais condicionado. Por isso pode concluir-se que a análise foi bem feita. No pórtico onde a rotura não se deu no pilar 2, a justificação é devida à orientação do pilar, pois sendo o pilar mais rígido, era o que recebia mais esforços, retirando esforços ao pilar 1, “enfraquecendo-o” a nível de reforço estrutural.

Referências

- [1] Águas, C. – Aplicabilidade dos métodos do Eurocódigo 2 na verificação da segurança de pilares em betão armado de pontes – Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Fevereiro, 2007.
- [2] ATENA 2D: Programa de Análise Não Linear De Elementos Finitos Para Estruturas De Betão Armado. Versão 4.2.6. Cervenka Consulting, 2010.
- [3] ATENA Program Documention Part 1, 2009, Cervenka Consulting, Praga, Republica Checa.
- [4] ATENA Program Documention Part 2-1, 2006, Cervenka Consulting, Praga, Republica Checa.
- [5] ATENA Program Documention Part 4-1, 2001, Cervenka Consulting, Praga, Republica Checa.
- [6] Azevedo, A. – Análise não linear de estruturas planas de betão armado pelo método dos elementos finitos – Tese de Mestrado, Universidade do Porto, Porto, Dezembro, 1985.
- [7] Castro, P. – Modelo para análise da encurvadura em pórticos de betão armado – Tese de Doutoramento, Universidade do Porto, Porto, Outubro, 1998.
- [8] Charles – Efeitos de 2ª ordem em estruturas pórtico-parede para edifícios em betão – Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Junho, 2010.
- [9] Delgado, J. M. – Avaliação de segurança de estruturas reticuladas com comportamento não linear material e geométrico – Tese de Doutoramento, Universidade do Porto, Porto, Julho, 2002.
- [10] Delgado, J. M. – Efeitos de 2ª ordem em estruturas tridimensionais – Tese de Mestrado, Universidade do Porto, Porto, Outubro, 1993.
- [11] Dias, J. R. – Análise e dimensionamento de estruturas metálicas treliçadas de transporte de energia eléctrica de acordo com o EC3 (EN) e a EN50341-1 – Instituto Superior Técnico, Lisboa, Setembro, 2007.
- [12] EN 1992-1-1, 2004, “ Eurocódigo 2: Projecto De Estruturas De Betão – Parte 1-1: Regras Gerais E Regras Para Edifícios”, Abril, Comité Europeu de Normalização (CEN).
- [13] França, P. – Reinforced concrete beams strengthened with prestressed CFRP laminates – Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Dezembro, 2007.

- [14] Ftool: Programa de cálculo estrutural. Versão 2.12. Luiz Fernando Martha, Fevereiro, 2008.
- [15] Guerra, J. – Análise não linear geométrica de estruturas reticuladas espaciais – Tese de Mestrado, Universidade do Porto, Porto, Setembro, 2007.
- [16] Guerra, J., Ferreira, I. – Análise de estruturas, Estruturas de ductilidade melhorada – Série Estruturas, 3ªedição, Universidade Fernando Pessoa, 2006.
- [17] Henriques, A. – aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural – Tese de Doutoramento, Universidade do Porto, Porto, Fevereiro, 1998.
- [18] Lúcio, V. – Efeitos de segunda ordem provocados por esforço axial – Sebenta de Estruturas de Betão Armado I, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Maio, 2006.
- [19] Marchão, C. – Verificação da segurança de pilares de betão armado em pontes – Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Julho, 2006.
- [20] Marchão, C., Appleton, J. – Verificação da segurança aos estados limites últimos de elementos com esforço axial não desprezável – Folhas de apoio às aulas, Estruturas de betão I, Módulo 5, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2009.
- [21] Neves, M. – Estudo de problemas não lineares apoiado numa formulação unidimensional – Tese de Mestrado, Universidade do Porto, Porto, Junho, 1993.
- [22] Oliveira, A. – Exemplos de referência para o cálculo de estruturas porticadas em betão armado – Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Minho, Fevereiro, 2000.
- [23] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) – Porto Editora, Porto, Junho, 2007.
- [24] Rente, C. – Análise estática e dinâmica geometricamente não linear de estruturas atirantadas – Tese de Mestrado, Universidade do Porto, Porto, Outubro, 1994.
- [25] Valente, M. – Estudo experimental da encurvadura em micro pilares de betão armado – Tese de Mestrado, Universidade do Porto, Porto, Dezembro, 1999.
- [26] Vila Pouca, N. – Mobilidade das estruturas de betão armado na análise à encurvadura – Tese de Mestrado, Universidade do Porto, Porto, Janeiro, 1992.
- [27] Vinagre, J. – Avaliação dos efeitos de 2ª ordem em edifícios de betão armado – Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Março, 1997.
- [28] Vinagre, J., Gomes, A. – Tabelas de Cálculo – Betão Armado e Pré-Esforçado I”, Volume III, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Setembro, 1997.