



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

**Estudo da Modelação do Núcleo Resistente de um
Edifício de Betão Armado em Lisboa**

HÉCTOR DANIEL YEPES GONZÁLEZ

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Área de Especialização em Edificações

Orientador:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Júri:

Presidente:

Doutor Filipe Manuel Vaz Pinto Almeida Vasques

Vogais:

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Dezembro 2019



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

**Estudo da Modelação do Núcleo Resistente de um
Edifício de Betão Armado em Lisboa**

HÉCTOR DANIEL YEPES GONZÁLEZ

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Área de Especialização em Edificações

Orientador:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Júri:

Presidente:

Doutor Filipe Manuel Vaz Pinto Almeida Vasques

Vogais:

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Dezembro 2019

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, quero expressar a minha gratidão a meu orientador António Carlos Teles de Sousa Gorgulho por dar-me a oportunidade de apresentar este trabalho e acompanhar e orientar meus passos no mesmo.

Agradeço a minha esposa, aos meus pais e aos meus irmãos por o suporte incondicional que tive da sua parte em todo o decorrer do mestrado.

Aos meus colegas e professores das aulas com quem convivi no decorrer do mestrado e que tiveram à paciência para me aturar e ajudar.

A todos aqueles que de uma ou outra maneira intervieram e aportaram a sua quota e colaboração para a realização deste trabalho.

[ESTUDO DA MODELAÇÃO DO NÚCLEO RESISTENTE DE UM EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO EM LISBOA]

RESUMO

O presente trabalho aborda a comparação dos resultados da modelação do núcleo resistente de um edifício de betão armado utilizando diferentes métodos de modelação. Utilizou-se uma secção aberta em “U” de betão armado, e modelou-se com métodos de barras isoladas, barra única, e elementos finitos. A edificação utilizada, está localizada em Lisboa, a sua estrutura é em betão armado, tem 8 pisos e o núcleo está localizado no lateral da edificação. A edificação foi modelada com ajuda das ferramentas de cálculo SAP 2000 e ETABS, e foi submetida às ações regulamentares de forças sísmicas e de utilização com base das normas estruturais dos Euro códigos NP EN 1998, NP EN 1990, NP EN 1991 e foi calculada com utilização dos critérios estabelecidos nas normas NP EN 1998, NP EN 1992. Em alguns modelos aplicaram-se molas de rotação nas fundações do núcleo para comparar a sua influência no comportamento da estrutura.

Na análise da edificação, verificou-se que o edifício é regular em altura e que apresenta um comportamento torsionalmente flexível em planta em todos os modelos. Os modelos apresentaram períodos dos modos de vibração semelhantes no geral. No que a deslocamentos se refere, os modelos de barras isoladas e de elementos finitos, apresentaram resultados semelhantes, mas os modelos de barra única apresentaram deslocamentos relativos e absolutos maiores. A nível de aço, os modelos de barras única apresentaram quantidades de aço superiores aos modelos de barras isoladas e de elementos finitos, quer no aço em pilares, como no aço dos núcleos e como no aço global. Dos métodos de barra única, o método de barra única com “constraints” no nós foi o mais próximo aos modelos de barras isoladas e elementos finitos.

Verificou-se que as molas utilizadas, têm uma influência no aço dos pilares inferior a 5%, no aço dos núcleos superior a 10% e no aço global menor que 10%.

Ao finalizar este trabalho, conclui-se que o modelo de barra única, utilizando barras rígidas é um modelo que tem um comportamento ligeiramente diferente ao dos outros modelos utilizados e apresenta resultados que não são consistentes e é o que apresenta maiores quantidades de aço pelo que não é o modelo mais aconselhável. Também se conclui que os modelos de barras isoladas, modelos de elementos finitos em ETABS e modelo de barras rígidas com “constraints”, podem ser utilizados e apresentaram resultados próximos, principalmente os modelos de barras isoladas e elementos finitos em ETABS.

PALAVRAS-CHAVE

Edificações, núcleos resistentes, sismo, modelação, torção, betão armado.

**[STUDY OF THE RESISTANCE SHEAR WALLS CORE OF AN REINFORCED CONCRETE
BUILDING IN LISBON]**

ABSTRACT

The present work deals with the comparison of the results of the modeling of the resistant shear walls core of a reinforced concrete building using different modeling methods. It was used an open section “U” of reinforced concrete, and was modeled with methods of isolated bars, single bar, and finite elements. The building used is located in Lisbon, its structure is in reinforced concrete, has 8 floors and the shear walls core is located on the side of the building. The building was modeled with the help of the calculation tools SAP 2000 and ETABS, and was subjected to regulatory actions of seismic forces and use based on the structural regulations of Euro codes NP EN 1998, NP EN 1990, NP EN 1991 and was calculated with use of the criteria established in the NP EN 1998, NP EN 1992 regulations. In some models, spin springs were applied to the core foundations to compare their influence on the structure behavior.

In the analysis of the building, it was found that the building is regular in height and has a torsional flexible behavior in plan in all models. The models presented similar vibration mode periods in general. Regarding the displacements, the isolated bars and finite element models presented similar results, but the single bar models presented larger relative and absolute displacements. Regarding steel reinforcement, the single bar models presented higher amounts of steel than the isolated bars and finite element models, either in column steel reinforcement, shear walls core steel reinforcement and global steel reinforcement. Of the single bar methods, the single bar method with constraints elements was closest to the isolated bars and finite element models.

Springs were found to have an influence on the steel reinforcement of the columns lower than 5%, the steel reinforcement of the shear wall core greater than 10% and the global steel reinforcement less than 10%.

At the end of this work, it is concluded that the single bar model using rigid bars is a model that has a slightly different behavior than the other models used and presents results that are not consistent and is the one that presents larger amounts of steel. This is not the most advisable model to use. It is also concluded that isolated bars models, ETABS finite element models and constrained rigid single bar models can be used and presented close results, mainly the isolated bar models and finite element in ETABS.

KEYWORDS

Buildings, Resistance shear walls cores, earthquake, modeling, torsion, reinforced concrete.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	17
1.2	OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	17
1.2.1	<i>Objetivo Geral:</i>	17
1.2.2	<i>Objetivos específicos:</i>	17
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	18
2	ENQUADRAMENTO TEORICO	19
2.1	CONCEÇÃO SÍSMICA DAS EDIFICAÇÕES	19
2.1.1	<i>Simplicidade estrutural</i>	19
2.1.2	<i>Regularidade estrutural</i>	19
2.1.3	<i>Resistência e rigidez nas duas direções do plano</i>	21
2.1.4	<i>Resistência e rigidez global a torção</i>	22
2.1.5	<i>Ação de diafragma ao nível dos pisos</i>	22
2.1.6	<i>Fundação adequada</i>	22
2.2	TIPOS DE ESTRUTURAS	23
2.2.1	<i>Sistema Porticado</i>	23
2.2.2	<i>Sistema misto</i>	23
2.2.3	<i>Sistema de paredes, dúcteis, acopladas ou não acopladas</i>	24
2.2.4	<i>Sistema de paredes de grandes dimensões de betão francamente armado</i>	24
2.2.5	<i>Sistema de pêndulo invertido</i>	24
2.2.6	<i>Sistema torsionalmente flexível</i>	24
2.3	MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL	25
2.4	MOLAS DE ROTAÇÃO NAS FUNDAÇÕES	25
3	MATERIAIS, MÉTODOS E ABORDAGEM DO TRABALHO	28
3.1	CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO 2NL8	28
3.2	MATERIAIS	29
3.3	DEFINIÇÃO DAS AÇÕES ESTÁTICAS APLICADAS	30
3.3.1	<i>Cargas permanentes e restantes cargas permanentes</i>	30
3.3.2	<i>Sobrecargas</i>	31
3.4	DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA APLICADA	31
3.4.1	<i>Tipo de terreno</i>	31
3.4.2	<i>Zonamento Sísmico do território</i>	32
3.4.3	<i>Espectro de resposta elástica</i>	34
3.4.4	<i>Espectro de cálculo para uma análise elástica</i>	35
3.5	CLASSE DE IMPORTÂNCIA	36
3.6	CLASSE DE DUCTILIDADE	37
3.7	COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	37

3.7.1	<i>Regularidade em planta</i>	38
3.7.2	<i>Regularidade em altura</i>	40
3.8	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	41
3.9	MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO 2NL8.....	42
3.9.1	<i>Modelação por Barras isoladas com molas e sem molas (A e Am)</i>	42
3.9.2	<i>Modelação por Barra Única com molas e sem molas (B, Bm, C e Cm)</i>	43
3.9.3	<i>Modelação por elementos finitos (D e Dm)</i>	46
3.10	CÁLCULO DO AÇO DOS ELEMENTOS VERTICAIS DO EDIFÍCIO 2NL8	46
3.10.1	<i>Cálculo do aço de reforço dos pilares</i>	46
3.10.2	<i>Cálculo do aço de reforço das paredes resistentes do núcleo NL1</i>	47
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	50
4.1	MODOS DE VIBRAÇÃO.....	50
4.2	DESLOCAMENTOS	51
4.3	AÇO EM ELEMENTOS VERTICAIS	54
4.3.1	<i>Aço em pilares</i>	54
4.3.2	<i>Aço no núcleo NL1</i>	55
4.3.3	<i>Aço total dos elementos verticais</i>	56
5	CONCLUSÕES, RECOMENDAÇÕES E TRABALHOS FUTUROS	58
5.1	CONCLUSÕES	58
5.2	RECOMENDAÇÕES E TRABALHOS FUTUROS.....	59
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	61
	ANEXOS	63

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1– ALGUMAS CONFIGURAÇÕES EM PLANTA E EM ALTURA A EVITAR. [9].....	20
FIGURA 2.2– ALGUMAS CONFIGURAÇÕES EM PLANTA E EM ALTURA A EVITAR [14].....	21
FIGURA 2.3 – CONSTANTES DE RIGIDEZ DAS MOLAS EQUIVALENTES PARA UMA FUNDAÇÃO RÍGIDA RETANGULAR. [1]	25
FIGURA 2.4 – COEFICIENTES B_z , B_x , B_ψ PARA UMA FUNDAÇÃO RETANGULAR. [1].....	26
FIGURA 2.5 – COEFICIENTES DE ENCASTRAMENTO PARA CONSTANTES DAS MOLAS. [1]	26
FIGURA 2.6 –VALORES TÍPICOS DO MODULO DE CORTE PARA ALGUNS SOLOS. [1].....	27
FIGURA 3.1 – PLANTA ORIGINAL EDIFÍCIO 2NL8. [17]	28
FIGURA 3.2 – PLANTA MODIFICADA DO EDIFÍCIO 2NL8, UTILIZADA NESTE TRABALHO.....	29
FIGURA 3.3 – ZONAMENTO SÍSMICO EM PORTUGAL CONTINENTAL. [14]	33
FIGURA 3.4 – EQUAÇÕES DO ESPECTRO DE RESPOSTAS ELÁSTICO HORIZONTAL. [14].....	34
FIGURA 3.5 – ESPECTROS DE RESPOSTA ELÁSTICOS PARA OS SISMOS DE TIPO I E II.....	35
FIGURA 3.6 – EQUAÇÕES DO ESPECTRO DE CÁLCULO HORIZONTAL. [14]	36
FIGURA 3.7 – ESPECTROS DE RESPOSTA DE CÁLCULO PARA OS SISMOS DE TIPO I E II.....	36
FIGURA 3.8 – CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO PARA REGULARIDADE ESTRUTURAL. [14]	39
FIGURA 3.9 – EFEITOS DE TORÇÃO NO MODELO DE ELEMENTOS FINITOS EM ETABS (D).	40
FIGURA 3.10 – MODELAÇÃO POR BARRAS ISOLADAS (A) EM SAP 2000.....	43
FIGURA 3.11 – MODELAÇÃO DA SECÇÃO DO NÚCLEO NL1 NO “SECTION DESIGNER” NO SAP 2000.....	44
FIGURA 3.12 – MODELAÇÃO POR BARRA ÚNICA COM BARRAS RÍGIDAS SEM MOLAS (B) EM SAP 2000.....	45
FIGURA 3.13 – MODELAÇÃO POR BARRA ÚNICA COM “JOINTS CONSTRAINTS” SEM MOLAS (C) EM SAP 2000.	45
FIGURA 3.14 – MODELO DE ELEMENTOS FINITOS COM MOLAS (DM) REALIZADO NO SOFTWARE ETABS... 46	
FIGURA 3.15 – ENVOLVENTE DOS MOMENTOS FLETORES NAS PAREDES DE UM SISTEMA MISTO. [14].....	47
FIGURA 3.16 – ENVOLVENTE DOS ESFORÇOS TRANSVERSOS NAS PAREDES DE UM SISTEMA MISTO. [14]....	47
FIGURA 3.17 – MÉTODO DOS PILARES FICTÍCIOS NO NÚCLEO NL1.	48
FIGURA 3.18 – ENVOLVENTES DOS MOMENTOS FLETORES NA PAREDE P1 DO NÚCLEO NL1 NO MODELO DE ELEMENTOS FINITOS EM ETABS (D).	49
FIGURA 3.19 – ENVOLVENTES DOS ESFORÇOS TRANSVERSOS NA PAREDE P1 DO NÚCLEO NL1 NO MODELO DE ELEMENTOS FINITOS EM ETABS (D).	49
FIGURA 4.1 – RESUMO PERÍODOS FUNDAMENTAIS DOS MODELOS.	51
FIGURA 4.2 – RESUMO DOS “STORIES DRIFTS RATIOS” EM X.	52
FIGURA 4.3– RESUMO “STORIES DRIFTS RATIOS” EM Y.	52
FIGURA 4.4 – RESUMO DESLOCAMENTOS ABSOLUTOS EM X.	53
FIGURA 4.5 – RESUMO DESLOCAMENTOS ABSOLUTOS EM Y.	53
FIGURA 4.6 – RESUMO AÇO EM PILARES POR PISO.	55
FIGURA 4.7 – RESUMO AÇO EM PILARES GLOBAL.	55
FIGURA 4.8 – RESUMO AÇO NO NÚCLEO NL1 POR PISO.	56

FIGURA 4.9 – RESUMO AÇO NO NÚCLEO NL1 GLOBAL.....	56
FIGURA 4.10 – RESUMO AÇO TOTAL POR PISO GLOBAL.....	57
FIGURA 4.11 – RESUMO AÇO TOTAL GLOBAL.	57

ÍNDICE DE QUADROS

QUADRO 2.1 – VALORES DAS CONSTANTES DE RIGIDEZ DAS MOLAS UTILIZADAS NAS FUNDAÇÕES DO NÚCLEO NL1.	27
QUADRO 3.1 – CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DO EDIFÍCIO 2NL8.	29
QUADRO 3.2 – PROPRIEDADES DOS MATERIAIS UTILIZADOS NO EDIFÍCIO 2NL8.	30
QUADRO 3.3 – RESTANTES CARGAS PERMANENTES APLICADAS AO EDIFÍCIO 2NL8.	31
QUADRO 3.4 – SOBRECARGAS APLICADAS AO EDIFÍCIO 2NL8.	31
QUADRO 3.5 – TIPOS DE TERRENO. [14]	32
QUADRO 3.6 – ACELERAÇÃO MÁXIMA DE REFERÊNCIA PARA AS VÁRIAS ZONAS SÍSMICAS DE PORTUGAL. [14]	33
QUADRO 3.7 – CLASSES DE IMPORTÂNCIA PARA EDIFÍCIOS. [14]	37
QUADRO 3.8 – COORDENADAS DO CENTRO DE MASSA E CENTRO DE RIGIDEZ, EXCENTRICIDADE ESTRUTURAL E RAIOS DE GIRAÇÃO DA PLANTA TIPO DO EDIFÍCIO 2NL8.	38
QUADRO 3.9 – DETERMINAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS E ROTAÇÕES IMPOSTOS À ESTRUTURA DO EDIFÍCIO 2NL8.	39
QUADRO 3.10 – DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ DE TRANSLAÇÃO E ROTAÇÃO DO EDIFÍCIO 2NL8.	39
QUADRO 3.11 – VALOR BÁSICO DO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO. [14]	41

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Gerais

Na atualidade uma das principais preocupações da humanidade é otimizar os recursos. Por isto, um dos principais papéis dos engenheiros civis é conseguir tirar o melhor partido dos materiais que têm à sua disposição, fazendo um dimensionamento otimizado, o mais económico possível, sem desperdiçar material injustificadamente [16].

Em Portugal, grande parte do edificado, tem um sistema estrutural em betão armado que sendo fruto da evolução regulamentar, passou por diferentes técnicas de projeto e execução [18].

Na conceção dos sistemas estruturais destes edifícios são, muitas vezes, realizados núcleos de comunicação vertical, caixas de escadas e de elevadores, em betão armado, para assim, constituírem elementos de elevada rigidez, desempenhando deste modo, um papel decisivo na resistência às ações horizontais [15].

O dimensionamento destes núcleos é usualmente efetuado através da substituição das paredes de betão armado por vários elementos convenientemente ligados entre si, de modo a simular o respetivo comportamento. [15].

Nas últimas décadas assistiu-se a avanços significativos na engenharia estrutural como resultado do desenvolvimento de ferramentas de análise com recurso a meios computacionais e a introdução de novas tecnologias de avaliação do comportamento das estruturas. [2].

Neste trabalho aborda-se o cálculo e modelação destes núcleos de betão armado com utilização das ferramentas de calculo automático SAP 2000 e ETABS. São comparados neste trabalho três dos métodos de modelação mais utilizados nos projetos de estruturas e algumas variações dos mesmos, com a principal finalidade de comparar seus resultados e tentar perceber se algum de eles é mais eficiente ou representa melhor o comportamento do que os outros.

1.2 Objetivos da Dissertação

1.2.1 OBJETIVO GERAL:

Comparar os resultados da modelação do núcleo resistente de um edifício de betão armado utilizando diferentes métodos de modelação.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Comparar o impacte da modelação do núcleo resistente de um edifício de betão armado nos modos de vibração da estrutura utilizando diferentes métodos de modelação.

- Comparar o impacto da modelação do núcleo resistente de um edifício de betão armado nos deslocamentos da estrutura utilizando diferentes métodos de modelação.

- Comparar o impacto da modelação do núcleo resistente de um edifício de betão armado em armaduras de reforço dos pilares utilizando diferentes métodos de modelação.

- Comparar o impacto da modelação do núcleo resistente de um edifício de betão armado em armaduras de reforço no núcleo resistente utilizando diferentes métodos de modelação.

1.3 Estrutura da Dissertação

Este trabalho está estruturado em cinco capítulos cuja descrição é feita nos parágrafos a seguir.

O primeiro capítulo é titulado Introdução e trata de fazer uma pequena introdução ao trabalho, apresentando algumas considerações gerais. Lista o objetivo geral e os objetivos específicos e faz um resumo da sua estrutura.

O segundo capítulo, faz um enquadramento teórico dos principais conceitos, situações e procedimentos que serão fundamentais para dar uma base e facilitar a compreensão do trabalho realizado.

O terceiro capítulo, tem a ver com os materiais, metodologia e abordagem utilizada além de especificar a adaptação dos conceitos apresentados no segundo capítulo para a realização deste trabalho.

No quarto capítulo são apresentados e discutidos os principais resultados obtidos neste trabalho e que estão ligados com os objetivos do mesmo.

O quinto capítulo refere as conclusões tiradas dos resultados obtidos e recomendações para futuros trabalhos.

No final apresentam-se as referências bibliográficas e os anexos.

2 ENQUADRAMENTO TEORICO

Neste capítulo, apresenta-se de maneira geral os principais conceitos, situações e procedimentos que serão fundamentais para dar uma base teórica e facilitar a compreensão do trabalho realizado.

2.1 Conceção sísmica das edificações

Na realização de projetos de estruturas em zonas sísmicas é muito importante ter em conta alguns critérios e recomendações que são abordadas na norma NP EN 1998. Este regulamento estabelece que o projeto das edificações tem de garantir que as vidas humanas sejam protegidas, que os danos da estrutura sejam limitados e que as estruturas de grande importância para proteção civil se mantêm operacionais.

É por isto que os projetos das diferentes especialidades e arquitetura têm de ser compatibilizados e que o edifício tem de ter o melhor comportamento possível. Para garantir isto a norma NP EN 1998 apresenta os seguintes princípios orientadores:

- Simplicidade estrutural;
- Regularidade estrutural;
- Resistência e rigidez nas duas direções do plano
- Resistência e rigidez global à torção,
- Ação de diafragma ao nível dos pisos;
- Fundação adequada.

2.1.1 SIMPLICIDADE ESTRUTURAL

Quanto maior for a complexidade de uma estrutura menor é a compreensão sobre o modo de transmissão das forças sísmicas atuantes e conseqüentemente, maior será o grau de incerteza sobre o comportamento da estrutura face a um sismo [2].

É por isto que geralmente as estruturas mais simples e menos complexas são as que apresentam melhor comportamento e principalmente um comportamento mais próximo ao do modelo.

2.1.2 REGULARIDADE ESTRUTURAL

A norma NP EN 1998 define dois tipos de regularidade nas estruturas. O primeiro é regularidade em planta e o segundo é regularidade em altura.

No que a regularidade em planta refere, as estruturas das edificações devem apresentar na medida do possível, simetria nas suas plantas em relação a dois eixos ortogonais. Também, as plantas devem ser compactas e evitar ter recuos. No caso de existirem recuos, a NP EN 1998

limita os recuos a menos de 5% da área do piso. A NP EN 1998 também limita entre outros parâmetros a esbelteza do edifício $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ do edifício em planta não deve ser superior a 4. Na figura 2.1, apresentam-se algumas configurações em planta a evitar.

A norma NP EN 1998, expressa que as estruturas e edificações não só tem de ser regulares em planta, também é preciso ser o mais regular possível em altura. Esta regularidade em altura refere principalmente a continuidade dos elementos verticais que devem ir desde o topo do prédio até a base e também que a secção dos elementos e à área e à rigidez das plantas não apresentem grandes variações de um piso ao outro. No caso de existir variações e preciso ser de maneira gradual. De igual maneira recomenda-se não concentrar grandes massas nos pisos superiores das edificações. Na figura 2.1 apresentam-se algumas das configurações na vertical a evitar.

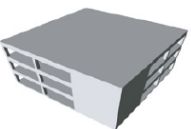



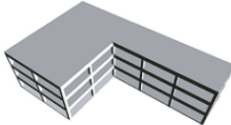
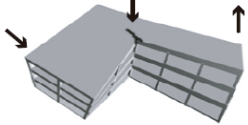







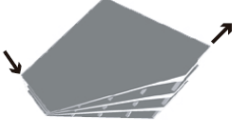



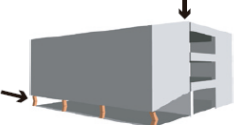


plan conditions	resulting failure patterns	vertical conditions	resulting failure patterns
			
			
			
			
			

Figura 2.1– Algumas configurações em planta e em altura a evitar. [9]

A figura 2.2 mostra alguns dos critérios de regularidade em altura apresentados na NP EN 1998.

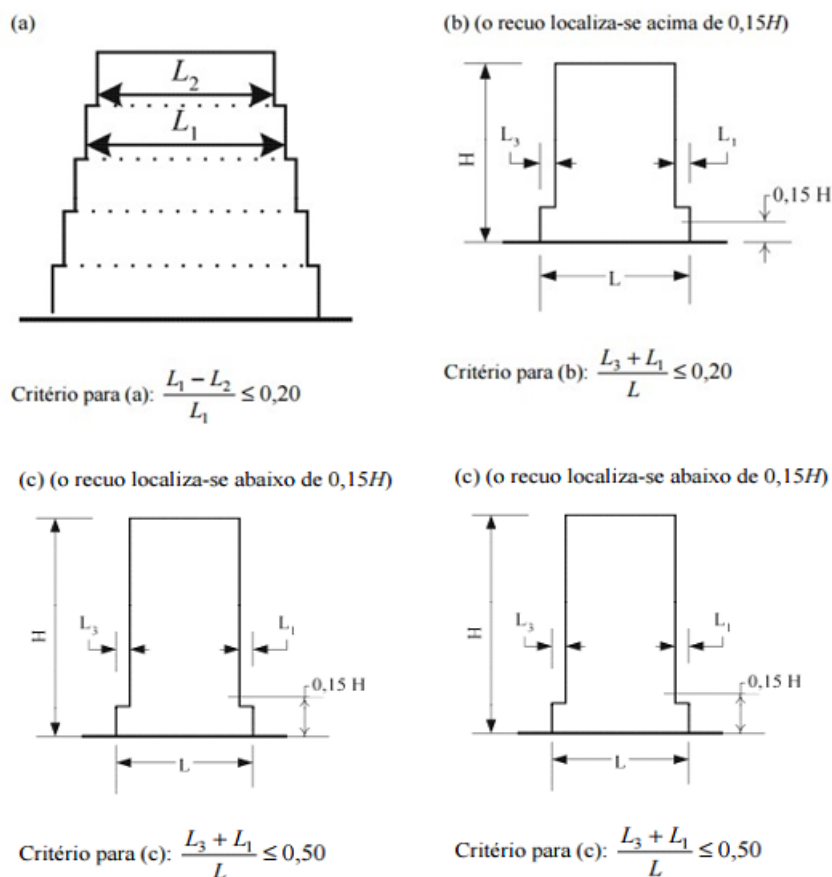


Figura 2.2– Algumas configurações em planta e em altura a evitar [14].

2.1.3 RESISTÊNCIA E RIGIDEZ NAS DUAS DIREÇÕES DO PLANO

A aceleração sísmica se manifesta em diferentes direções, mas geralmente são consideradas três direções duas horizontais, geralmente denominadas x e y e uma vertical geralmente denominada z. Nos edifícios em Portugal, geralmente são consideradas as duas componentes horizontais para a maior parte das estruturas e estas são componentes ortogonais entre si.

Neste sentido, além de estudar as forças atuantes na estrutura, torna-se de grande importância limitar os deslocamentos dos elementos que podem induzir o colapso das estruturas.

De forma a estudar a estrutura nas duas direções propostas os elementos estruturais deverão estar dispostos numa malha ortogonal, garantindo-se que a rigidez nas duas direções é semelhante. Muitas vezes é difícil cumprir esta última premissa, pois devido à consideração de núcleos em betão armado correspondentes às caixas dos elevadores e escadas, a rigidez será muito maior numa direção. Nestes casos cabe ao projetista a prescrição de paredes em betão armado na periferia do edifício e orientar os restantes elementos verticais, de forma a equilibrar a rigidez nas duas direções. [18]

2.1.4 RESISTÊNCIA E RIGIDEZ GLOBAL A TORÇÃO

Geralmente, os elementos estruturais verticais não são dimensionados a momentos torsores, pelo que a torção global do edifício como a rotação no plano traduz-se na translação dos elementos periféricos da estrutura ou edificação. Esta translação é resultante da não coincidência entre o centro de massa e o centro de rigidez da estrutura e será mais condicionante na medida em que seja maior a distância entre estes elementos verticais e o centro de rigidez da estrutura. É por isto que para as soluções mais comuns nos edifícios em Portugal, procura-se a utilização de estruturas porticadas ou estruturas com lajes fungiformes maciças com vigas de bordadura que em conjunto com os elementos verticais periféricos, formem pórticos com rigidez suficiente para não exceder os limites dos deslocamentos regulamentares.

2.1.5 AÇÃO DE DIAFRAGMA AO NÍVEL DOS PISOS

O efeito de diafragma das lajes de piso de uma estrutura ou edificação é fundamental para o comportamento dinâmico da estrutura, nomeadamente pela transmissão das forças horizontais de inercia para o sistema de contraventamento adotado. Assim, o comportamento dos pisos como diafragma é tanto mais importante quanto mais complexa for a malha estrutural da estrutura ou edifício, ou quanto mais diversas forem as soluções de contraventamento. [18]

Na modelação global das edificações, é de grande importância a consideração dos diafragmas e é preciso garantir no caso da existência de aberturas ou negativos nas lajes, a correta ligação entre os elementos para não perder o comportamento de diafragma nos pisos da estrutura.

2.1.6 FUNDAÇÃO ADEQUADA

As fundações de uma estrutura são uns dos elementos de maior importância para garantir que o comportamento da estrutura seja o desejado. Elas devem ser dimensionadas de maneira a garantir que sejam verificados os estados limites últimos e de utilização, tendo em conta as possíveis ações horizontais causadas por ventos ou sismos assim como outras ações horizontais. Para isto é de grande importância assegurar por reconhecimento geotécnico a informação que se dispõe do terreno de fundação.

No cálculo de fundações, tem-se de garantir uma distribuição uniforme das forças horizontais e para isto é recomendável utilizar um só tipo de fundação para a edificação e utilizar vigas de fundação dispostas nas duas direções de cada elemento de fundação, respeitando sempre as direções ortogonais da malha estrutural existente. A norma NP EN 1998, recomenda que a secção mínima das vigas de fundação seja 0,25m x 0,40m para edifícios até três pisos e 0,25m x 0,50m para edifícios com quatro ou mais pisos. A norma NP EN 1998, recomenda que a armadura mínima destas vigas seja 0,4% da secção transversal e no caso de existir laje de fundação tem-se

de garantir uma espessura mínima de 0,20m e uma armadura mínima do 0,2 % da sua secção transversal.

2.2 Tipos de estruturas

A norma NP EN 1998, classifica as estruturas dos edifícios de betão armado segundo seu comportamento as ações horizontais em seis tipologias estruturais que são listadas e apresentadas a seguir.

O sistema estrutural de uma edificação segundo seu comportamento a forças horizontais pode ser classificado em:

- Sistema porticado;
- Sistema misto equivalente a sistema porticado ou equivalente a sistema de paredes
- Sistema de paredes, dúcteis, acopladas ou não acopladas;
- Sistema de paredes de grandes dimensões de betão francamente armado;
- Sistema de pêndulo invertido;
- Sistema torsionalmente flexível.

Uma estrutura tem-se de classificar em cada uma das suas direções ortogonais, podendo a mesma estrutura ter uma classificação diferente para cada direção, à exceção das estruturas classificadas como sistema torsionalmente flexível.

2.2.1 SISTEMA PORTICADO

Segundo a norma NP EN 1998, um sistema porticado é aquele sistema estrutural no qual a resistência às ações verticais como às laterais, é principalmente assegurada por pórticos espaciais cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.

2.2.2 SISTEMA MISTO

Um sistema misto segundo a norma NP EN 1998 é aquele sistema estrutural no qual a resistência às ações verticais é principalmente garantida por pórticos espaciais e em que a resistência às ações laterais é assegurada pelo sistema porticado e em parte por paredes estruturais, acopladas ou não.

O sistema misto pode ser equivalente a sistema porticado se a força de corte na base é resistida em mais do 50% da totalidade pelos elementos que constituem pórticos e pode ser

equivalente a sistema de paredes no caso de os elementos de parede estarem a resistir a mais do 50% do total dos esforços de corte na base da edificação.

2.2.3 SISTEMA DE PAREDES, DÚCTEIS, ACOPLADAS OU NÃO ACOPLADAS

Segundo a norma NP EN 1998, um sistema de paredes é aquele sistema estrutural no qual a resistência, tanto às ações verticais como às laterais, é principalmente assegurada por paredes estruturais verticais, acopladas ou não, cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.

Uma parede é acoplada se o elemento estrutural está constituído por uma ou mais paredes simples, ligadas de modo regular por vigas de ductilidade adequada, capaz de reduzir em pelo menos 25% a soma dos momentos flectores na base de cada parede obtidos se cada uma funcionasse separadamente. [14]

Considera-se dúctil uma parede fixa na sua base de forma que impede a rotação da sua base em relação ao resto do sistema estrutural, e que é projetada e pormenorizada para dissipar a energia numa zona de rótula plástica de flexão que não apresenta aberturas ou grandes furações imediatamente acima da sua base. [14]

2.2.4 SISTEMA DE PAREDES DE GRANDES DIMENSÕES DE BETÃO FRANCAMENTE ARMADO

Uma parede de grande dimensão de betão francamente armado é uma parede de secção transversal com um desenvolvimento horizontal não inferior a 4,0m ou a dois terços da altura da parede, o que for menor e que se prevê desenvolva uma fendilhação e um comportamento não elástico limitado na situação sísmica de cálculo. [14]

2.2.5 SISTEMA DE PÊNDULO INVERTIDO

Um sistema de pendulo invertido é um sistema no qual 50% ou mais da sua massa se localiza no terço superior da altura da estrutura, ou no qual a principal dissipação de energia tem lugar na base de um único elemento da estrutura. [14]

2.2.6 SISTEMA TORSIONALMENTE FLEXÍVEL

Segundo a norma NP EN 1998, um sistema torsionalmente flexível é um sistema misto ou sistema de paredes que não tem uma rigidez à torção mínima definida no artigo 5.2.2.1(4)P e (6) da norma NP EN 1998. [14]

2.3 Métodos de análise estrutural

A norma NP EN 1998 define cinco métodos de análise para o dimensionamento de edifícios e para a avaliação de seu comportamento perante a ação dos sismos. O método de referência de análise estrutural preconizado no regulamento NP EN 1998 é o utilizado neste trabalho é a análise modal por espectro de resposta. Este é atualmente o tipo de análise mais utilizado a nível de projetos de estruturas para edificações.

Este método de análise implica que os efeitos da ação sísmica devam ser calculados considerando a contribuição de todos os modos de vibração relevantes para a estrutura de forma a garantir as condições estabelecidas nos artigos 4.3.3.3.1 (2) e (3) da norma NP EN 1998 que exige:

Cada direção de análise dos modos de vibração significativos para a caracterização da resposta global da estrutura deverão garantir que o somatório das suas massas modais, atinja pelo menos 90% da massa total da estrutura em cada direção e não deverá ficar excluído nenhum modo cuja massa participativa seja superior a 5% da massa total da estrutura.

2.4 Molas de rotação nas fundações

Neste trabalho utilizaram-se molas de rotação nas fundações do núcleo NL1 com a finalidade de experimentar e comparar o efeito que teria de modelar o solo como mola o simplesmente considerar as fundações encastradas nos resultados do edifício 2NL8. Para determinar a rigidez das molas foi utilizado o método proposto por [1] e algumas das recomendações e parâmetros apresentados em [8].

A Figura 2.3 mostra as equações utilizadas para determinar o valor das constantes de rigidez das molas equivalentes para uma fundação rígida de tipo retangular.

Mode of Vibration	Circular Footing	Rectangular Footing
Vertical	$k_z = \frac{4Gr_0}{1-\nu} \eta_z$	$k_z = \frac{G}{1-\nu} \beta_x \sqrt{BL} \eta_z$
Horizontal	$k_x = \frac{32(1-\nu)Gr_0}{7-8\nu} \eta_x$	$k_x = 2(1+\nu)G \beta_x \sqrt{BL} \eta_x$
Rocking	$k_\psi = \frac{8Gr_0^3}{3(1-\nu)} \eta_\psi$	$k_\psi = \frac{G}{1-\nu} \beta_\psi BL^2 \eta_\psi$
Torsional	$k_\theta = \frac{16Gr_0^3}{3}$	No solution available; Use r_0 from Table 4-2

Figura 2.3 – Constantes de rigidez das molas equivalentes para uma fundação rígida retangular. [1]

Onde:

G = Modulo de corte;

L = Dimensão perpendicular ao eixo de rotação;

B = Outra dimensão do plano;

ν = Modulo de Poisson do solo;

η = Coeficiente de encastramento definido na figura 2.5

β = Fator geométrico definido na figura 2.4

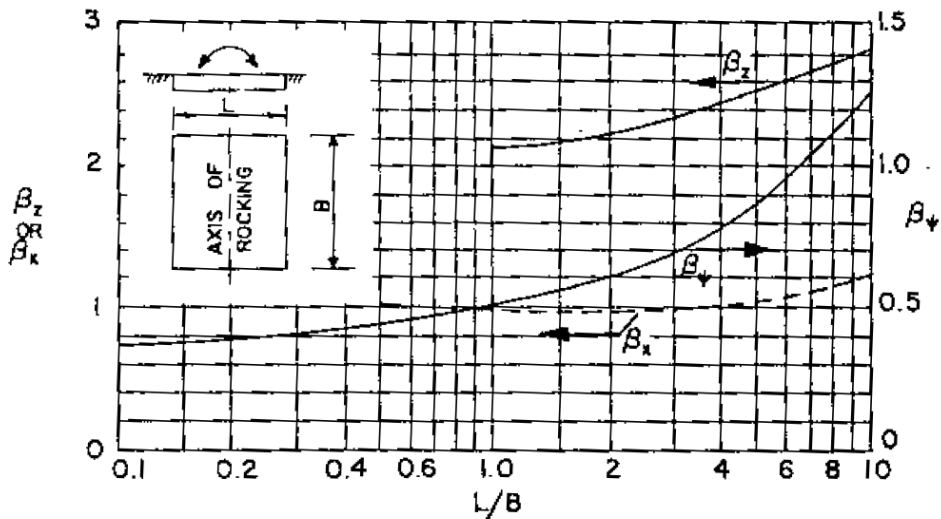


Figura 2.4 – Coeficientes β_z , β_x , β_ψ para uma fundação retangular. [1]

Mode of Vibration	r_0 for Rectangular Foundation	Coefficient
Vertical	$\sqrt{BL/\pi}$	$\eta_z = 1 + 0.6(1-\nu)(h/r_0)$
Horizontal	$\sqrt{BL/\pi}$	$\eta_x = 1 + 0.55(2-\nu)(h/r_0)$
Rocking	$\sqrt[3]{BL^3/3\pi}$	$\eta_\psi = 1 + 1.2(1-\nu)(h/r_0) + 0.2(2-\nu)(h/r_0)^3$
Torsional	$\sqrt[4]{BL(B^2 + L^2)/6\pi}$	None available

Notes: h is the depth of foundation embedment below grade;
 L is horizontal dimension perpendicular to axis of rocking;
 B is remaining horizontal dimension.

Figura 2.5 – Coeficientes de encastramento para constantes das molas. [1]

Na Figura 2.6 apresentam-se valores típicos do módulo de corte de baixa amplitude para diferentes solos. Neste trabalho adotou-se o valor entre 10.000 e 20.000 psi que correspondem a valores para areia densa e é equivalente a valores entre 68,95 e 137,90 Mpa.

Soil Type	Shear Modulus (psi)
Soft Clay	3,000– 5,000
Stiff Clay	10,000–20,000
Very Stiff to Hard Clay	≥20,000
Medium Dense Sand*	5,000–15,000
Dense Sand*	10,000–20,000
Medium Dense Gravel*	15,000–25,000
Dense Gravel*	20,000–40,000

*For shallow depths.

Figura 2.6 –Valores típicos do módulo de corte para alguns solos. [1]

Para o núcleo NL1, idealizou-se uma fundação única de tipo retangular de 5,00m no eixo x versus 6,00m no eixo y e com uma espessura de 0,60m.

Os valores obtidos após a aplicação do método descrito nos parágrafos acima para as constantes de rigidez das molas utilizadas neste trabalho, são apresentadas no quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Valores das constantes de rigidez das molas utilizadas nas fundações do núcleo NL1.

Valores das constantes das molas utilizadas nas fundações do núcleo NL1				
Modelos	Nº de elementos com molas	Valor da constante $k_{\psi x}$ (kN.m/rad)	Valor da constante $k_{\psi y}$ (kN.m/rad)	Observação
Barra única no geral	1	17327,68	14041,86	--
Barras isoladas no geral	3	5775,89	4680,62	Foi dividido o valor da barra única entre três e colocada uma mola em cada barra
Elementos finitos em ETABS	3	5775,89	4680,62	Foi dividido o valor da barra única entre três e colocada uma mola no eixo central de cada elemento parede

3 MATERIAIS, MÉTODOS E ABORDAGEM DO TRABALHO

Neste capítulo, apresentam-se o edifício 2NL8, os materiais utilizados, metodologias e abordagem do trabalho utilizada além de especificar a adaptação dos conceitos regulamentares e do enquadramento teórico apresentados no segundo capítulo para a realização deste trabalho.

3.1 Caracterização do edifício 2NL8

O edifício utilizado neste trabalho é o edifício denominado 2NL8. O edifício 2NL8, é um edifício de habitação de 8 pisos, localizado na cidade de Lisboa, a sua planta é de 20m x 15m e tem uma área de implantação de 300 m². Sua estrutura é de betão armado e está constituída principalmente por um sistema estrutural de vigas e pilares em forma de pórticos e dois núcleos de paredes resistentes nas extremidades denominados NL1 e NL2. Para a realização deste trabalho, foi tirado o núcleo NL2 localizado entre os eixos E e F com a finalidade de aumentar a distância entre o centro de massa e o centro de rigidez do edifício e criar condições não favoráveis em relação a efeitos de torção e regularidade em planta.

A Figura 3.1 mostra a planta original do edifício 2NL8 e a figura 3.2 mostra a planta do edifício 2NL8 modificado utilizado neste trabalho.

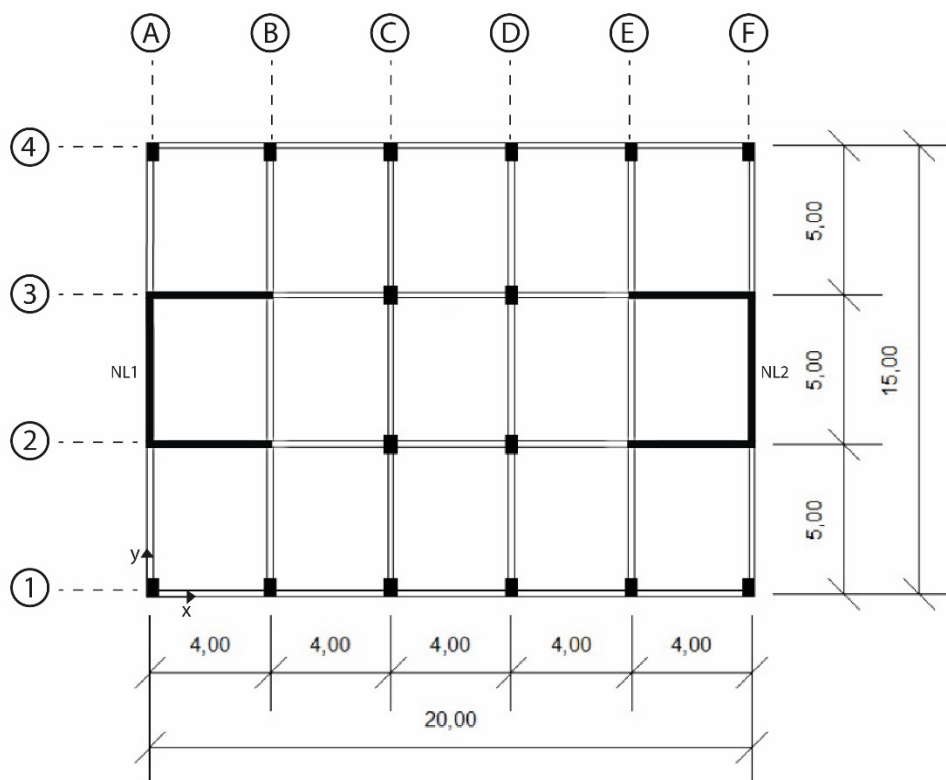


Figura 3.1 – Planta original edifício 2NL8. [17]

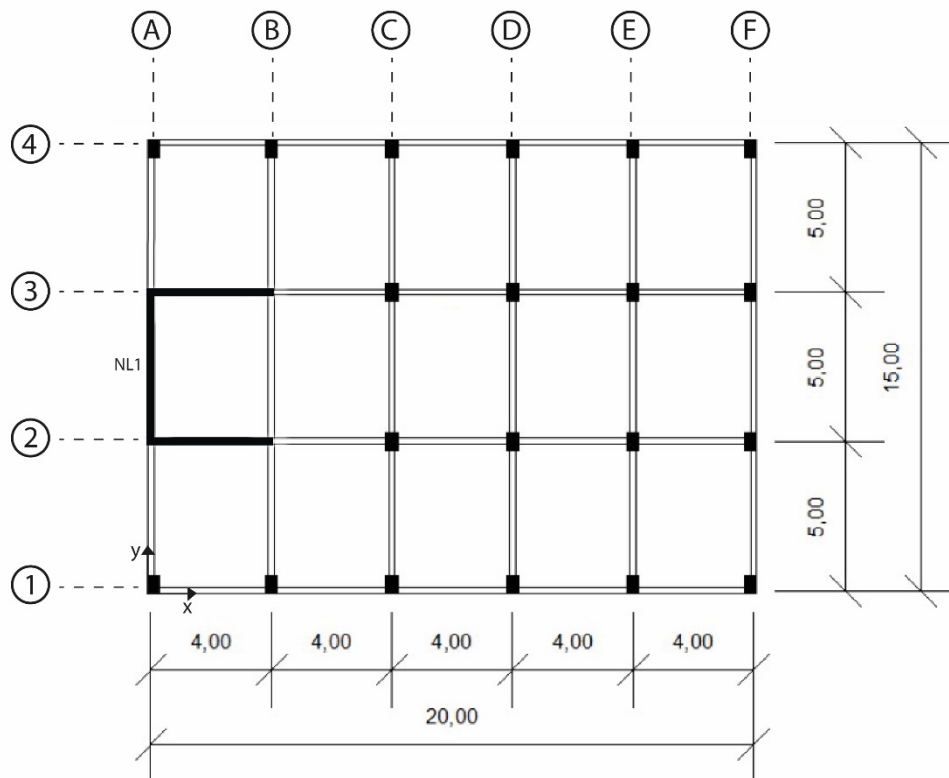


Figura 3.2 – Planta modificada do edifício 2NL8, utilizada neste trabalho.

No quadro 3.1, apresentam-se as características dos elementos estruturais do edifício 2NL8 utilizadas neste trabalho.

Quadro 3.1 – Características dos elementos estruturais do edifício 2NL8.

Características dos elementos estruturais do edifício 2NL8							
Pilares		Vigas		Lajes e paredes		Pé direito	
Piso	h x b (m)	Piso	b x h (m)	Elemento	e (m)	Piso	z (m)
0 - 2	0,50 x 0,40	Fundações	0,20 x 0,60	Lajes maciças	0,15	0 - 1	3,50
2 - 8	0,40 x 0,40	Todos	0,20 x 0,60	Paredes do núcleo NL1	0,20	1 - 8	3,00

3.2 Materiais

No presente trabalho foram utilizados como materiais da estrutura do 2NL8, Betão armado de classe C30/37, assim como Aço A500NR em todos os elementos.

Nos elementos estruturais de betão armado utilizou-se como ferramenta para cumprir com a recomendação da norma NP EN 1998 onde se diz que para os elementos estruturais sujeitos a esforços gerados pelas forças sísmicas, é recomendável reduzir em 50 % sua inercia para

considerar a sua fendilhação, um material denominado Betão C30/37-I/2 onde foi reduzido o modulo de elasticidade a metade para criar este efeito.

No quadro 3.2 apresentam-se os materiais utilizados neste trabalho e suas propriedades.

Quadro 3.2 – Propriedades dos materiais utilizados no edifício 2NL8.

Propriedades dos materiais utilizados no edifício 2NL8			
Material	Propriedade	Valor	Unidades
Betão C30/37	Peso específico (γ)	25	kN/m ³
	Modulo de elasticidade (E)	33	Gpa
	f _{ck}	30	Mpa
Betão C30/37 - I/2	Peso específico (γ)	25	kN/m ³
	Modulo de elasticidade (E)	16,5	Gpa
	f _{ck}	30	Mpa
Aço de reforço A500NR	Peso específico (γ)	77	kN/m ³
	Modulo de elasticidade (E)	200	Gpa
	f _{yk}	500	Mpa
	f _{uk}	575	Mpa

3.3 Definição das ações estáticas aplicadas

A seguir são definidas as cargas permanentes, restantes cargas permanentes e sobrecargas aplicadas ao edifício 2NL8 neste trabalho.

3.3.1 CARGAS PERMANENTES E RESTANTES CARGAS PERMANENTES

As cargas permanentes resultam de dois grupos de ações, sendo o primeiro constituído pelo peso próprio da estrutura e o segundo constituído pelo peso dos materiais não estruturais, principalmente paredes divisórias ou de fachadas fixas, acabamentos e revestimentos.

Neste trabalho, o peso próprio da estrutura foi calculado pelo software de análise utilizado (SAP 2000 e ETABS).

As paredes exteriores foram consideradas como paredes de alvenaria de 0,30 m de espessura assentes por cima das vigas com um peso de 3,2 kN/m² x (Pé direito – h viga). Onde o pé direito é 3,5m do piso 0 ao piso 1 e 3,0m nos restantes pisos. A altura da viga é em todos os casos 0,60m. Tendo em conta estes valores, os valores utilizados para as paredes exteriores do piso 0 ao piso 1 foi um peso linear de 9,28 kN/m no rés do chão e para os outros andares um peso de 7,68 kN/m.

No quadro 3.3 apresentam-se as restantes cargas permanentes aplicadas ao edifício 2NL8 neste trabalho.

Quadro 3.3 – Restantes cargas permanentes aplicadas ao edifício 2NL8.

Restantes cargas permanentes aplicadas ao edifício 2NL8					
Piso	Descrição	Material	Peso (kN/m²)	RCP Aplicada (kN/m²)	Total Aplicado (kN/m²)
0 - 7	Revestimento de piso	Betonilha 0,04 m	0,80	1,50	3,50
		Acab. Ceramico	0,70		
	Paredes divisórias		2,00	2,00	
8 (Cobertura)	RCP Cobertura	Impermeabilizações	1,50	2,50	2,50
		Elementos fixos	1,00		

3.3.2 SOBRECARGAS

Os valores utilizados como sobrecarga nos diferentes pisos do edifício 2NL8 para este trabalho foram definidos segundo as tabelas 6.1 e 6.2 do Anexo nacional da norma NP EN 1991 e estão apresentadas no quadro 3.4 deste trabalho.

Quadro 3.4 – Sobrecargas aplicadas ao edifício 2NL8.

Sobrecargas aplicadas ao edifício 2NL8		
Piso	Descrição	SC Aplicada (kN/m²)
0 - 7	Sobrecarga habitação	2,00
8 (Cobertura)	Sobrecarga cobertura	1,00

3.4 Definição da ação sísmica aplicada

Para definir a ação sísmica a aplicar ao edifício 2NL8 foram considerados os princípios estabelecidos na norma NP EN 1998. Também foi preciso considerar o tipo de terreno e a zona sísmica onde está inserido o edifício. A seguir descreve-se cada um destes elementos e condições consideradas neste trabalho para definir a ação sísmica aplicada e garantir a verificação dos parâmetros da norma NP EN 1998.

3.4.1 TIPO DE TERRENO

Para este trabalho, os dados fornecidos da tipologia de solo onde está implantado o edifício 2NL8 correspondem segundo o quadro 3.1 da norma NP EN 1998, a um terreno de tipo

B. Este tipo de terreno é composto por depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade com valores de mais de 50 pancadas do ensaio SPT. [14]

A seguir no quadro 3.5 mostra-se o quadro 3.1 da norma NP EN 1998 onde estão definidos os tipos de terrenos.

Quadro 3.5 – Tipos de terreno.[14]

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

3.4.2 ZONAMENTO SÍSMICO DO TERRITÓRIO

Portugal é um país que segundo a norma NP EN 1998 se encontra localizado numa zona de sismicidade moderada, que aumenta de norte para sul, associada à fratura que se desenvolve desde os Açores até ao estreito de Gibraltar que separa as placas Euro-Asiática e Africana.

A norma NP EN 1998 no anexo nacional de Portugal, propõe o zonamento sísmico apresentado na figura 3.3 e os respetivos valores de aceleração máxima de referência do terreno

mostrados no quadro 3.6. Divididos em dois tipos de ação sísmica para uma perigosidade sísmica associada a um período de retorno de 475 anos. [14]

A ação sísmica do tipo I, corresponde a um sismo afastado do território continental, associado a falha divisória das placas Euro-Asiática e Africana, de moderada a elevada magnitude com uma duração prolongada e predominância de frequências baixas. [14]

A ação sísmica de tipo II, corresponde a um sismo com epicentro no território continental, caracterizado por ser um sismo próximo, de baixa magnitude, pouca duração e frequências elevadas. [14]

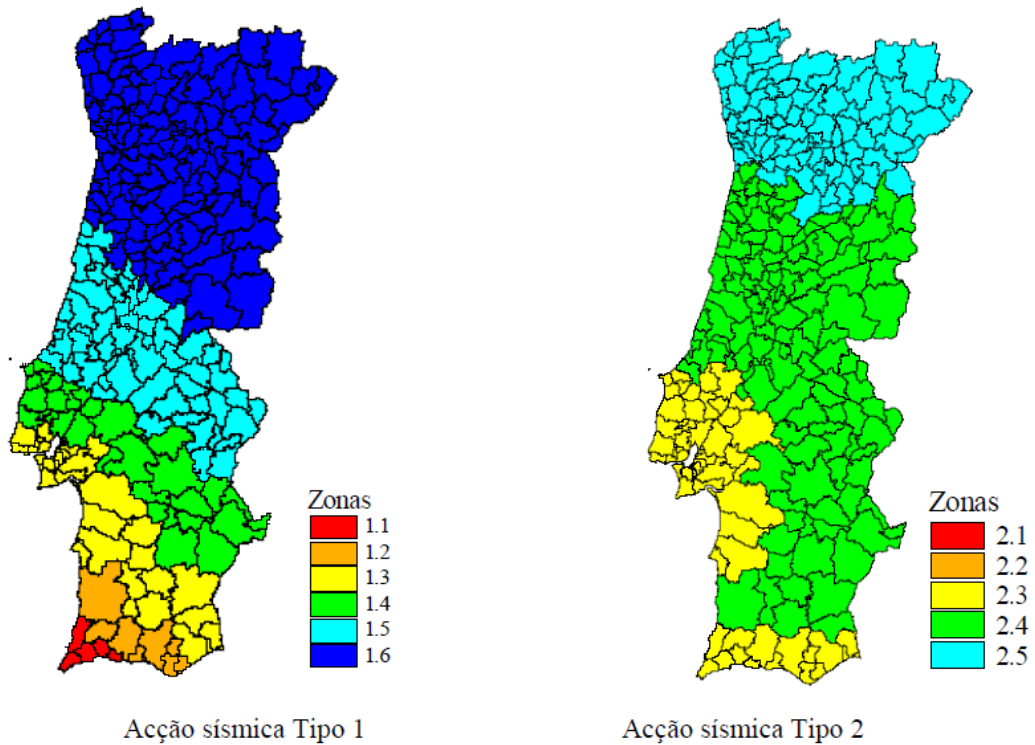


Figura 3.3 – Zonamento sísmico em Portugal Continental. [14]

Quadro 3.6 – Aceleração máxima de referência para as várias zonas sísmicas de Portugal. [14]

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

3.4.3 ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICA

O edifício 2NL8 objeto de estudo deste trabalho, está localizado em Lisboa, pelo que segundo o zoneamento apresentado no ponto anterior, corresponde com à zona 1.3 para o sismo de tipo I e zona 2.3 para o sismo de tipo 2 com a_{gr} de $1,5\text{m/s}^2$ e $1,7\text{m/s}^2$ respetivamente. Para a definição das componentes sísmicas a aplicar ao modelo, é preciso criar os espectros de resposta elástica. Neste trabalho só se irão definir os espectros elásticos das componentes horizontais tendo em conta que a norma NP EN 1998 dispensa a consideração da componente vertical para edificações que estejam sujeitas à acelerações do terreno inferiores a $2,5 \text{ m/s}^2$ e que não tenham elementos em consola com mais de 20 m pelo que o edifício 2NL8 fica dispensado da consideração da componente vertical do sismo.

A seguir na figura 3.4 apresentam-se as equações 3.2, 3.3, 3.4 e 3.5 da norma NP EN 1998 que definem o espectro de resposta elástico horizontal.

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4\text{s} : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.5)$$

em que:

$S_e(T)$ espectro de resposta elástica;

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

a_g valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_A \cdot a_{gR}$);

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

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

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

S coeficiente de solo;

η coeficiente de correcção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1$ para 5 % de amortecimento viscoso, ver (3) da presente secção.

Figura 3.4 – Equações do espectro de respostas elástico Horizontal. [14]

A figura 3.5 mostra os espectros de resposta elásticos para os sismos de tipo I e II num terreno de tipo B na região de Lisboa.

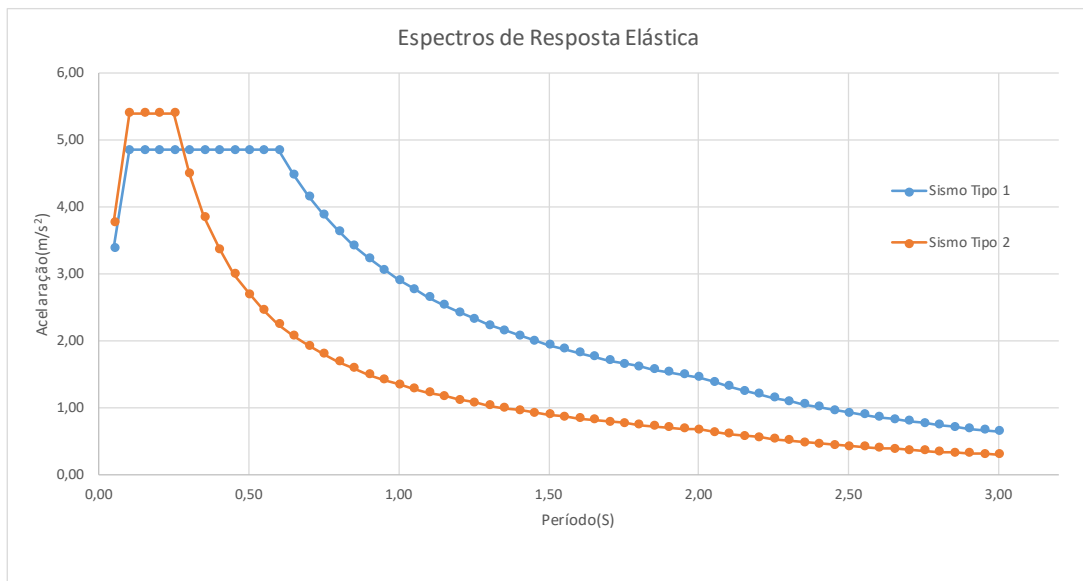


Figura 3.5 – Espectros de resposta elásticos para os sismos de tipo I e II.

Verifica-se na figura 3.5 que para esta localização e para este tipo de terreno, o sismo tipo II é mais desfavorável nos períodos de 0,1s ao período 0,28s e do 0,29s em diante será mais desfavorável o sismo de tipo I.

3.4.4 ESPECTRO DE CÁLCULO PARA UMA ANÁLISE ELÁSTICA

“A fim de evitar uma análise estrutural não elástica explícita, a capacidade de dissipação de energia da estrutura, obtida principalmente pelo comportamento dúctil dos seus elementos e/ou outros mecanismos, é tida em conta, efetuando-se uma análise elástica baseada num espectro de cálculo. Esta redução é efetuada introduzindo o coeficiente de comportamento q ”. [14].

As equações que definem o espectro de calculo são as equações 3.13, 3.14, 3.15 e 3.16 da norma NP EN 1998 que são apresentadas na figura 3.6.

A figura 3.7 mostra os espectros de resposta de cálculo para os sismos de tipo I e II num terreno de tipo B na região de Lisboa com um coeficiente de comportamento $q=2$ utilizados neste trabalho para o edifício 2NL8.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

em que:

a_g, S, T_C e T_D definidos em 3.2.2.2;

$S_d(T)$ espectro de cálculo;

q coeficiente de comportamento;

β coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

Figura 3.6 – Equações do espectro de cálculo horizontal. [14]

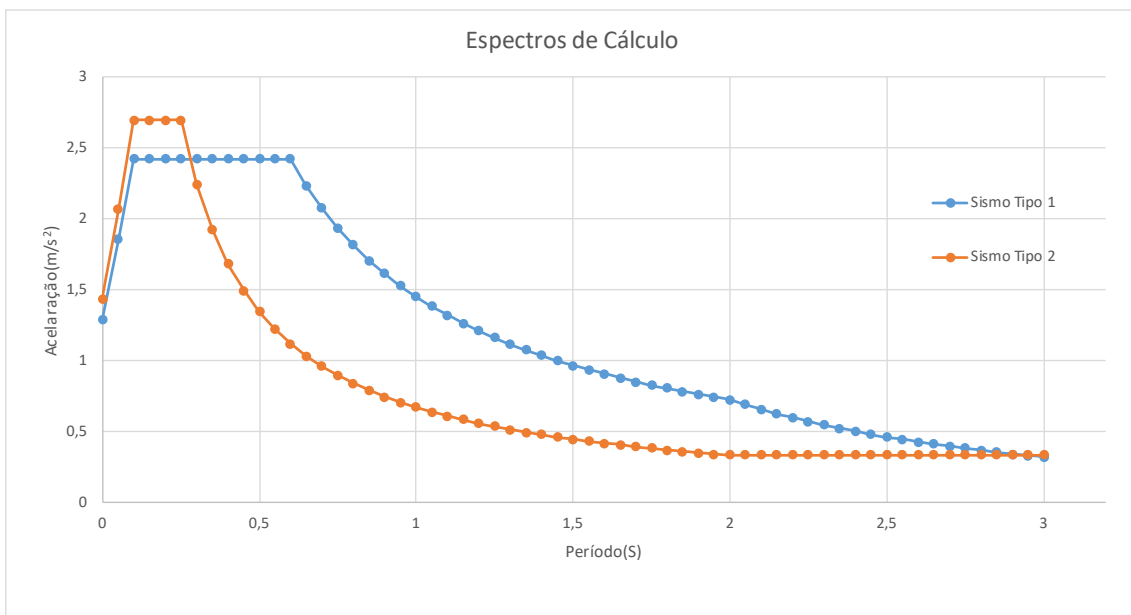


Figura 3.7 – Espectros de resposta de cálculo para os sismos de tipo I e II.

3.5 Classe de Importância

Segundo a norma NP EN 1998 os edifícios são classificados em 4 classes de importância em função das consequências de seu colapso em termos de vidas humanas, da sua importância

para a segurança pública e de proteção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas de seu colapso.

No quadro 3.7 apresentam-se as classes de importância para os edifícios segundo a norma NP EN 1998.

Quadro 3.7 – Classes de importância para edifícios. [14]

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

O edifício 2NL8 objeto de estudo deste trabalho, pertence à classe de importância II que corresponde à edifícios correntes não pertencentes às outras categorias. Portanto, o valor do coeficiente de importância segundo a norma NP EN 1998 será por definição 1.

3.6 Classe de ductilidade

A ductilidade é o fator que representa a maior ou menor capacidade de uma estrutura dissipar energia, quanto maior for a sua ductilidade, maior é a sua capacidade de dissipação. [2]

A norma NP EN 1998 define três classes de ductilidade. Ductilidade Baixa, Ductilidade Media e Ductilidade Alta. O edifício 2NL8 neste trabalho será calculado para uma classe de ductilidade média.

3.7 Coeficiente de comportamento

O coeficiente de comportamento q como foi referido anteriormente, é um coeficiente que reduz o espectro de resposta elástico transformando-o no espectro de calculo. Este coeficiente tem de refletir na medida do possível o comportamento real da estrutura.

Para a sua definição é preciso tomar em consideração a tipologia estrutural, regularidade em planta e em altura, efeitos de torção, entre outros.

3.7.1 REGULARIDADE EM PLANTA

Para determinar a regularidade em planta do edifício 2NL8 neste trabalho foram seguidos os critérios estabelecidos na norma NP EN 1998 para cada modelo. A seguir apresenta-se de maneira geral o procedimento utilizado para um dos modelos, neste caso o exemplo foi feito para o modelo de elementos finitos em ETABS sem molas (D).

Primeiro, calculou-se a esbelteza do edifício $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ que no caso do edifício 2NL8 $\lambda = 20/15 = 1,33 < 4$ pelo que verifica esta condição.

Logo as reentrâncias do edifício são menores que 5% da área total pelo que o edifício 2NL8 verifica este ponto.

Para calcular as excentricidades de cada piso do edifício 2NL8, calcularam-se os centros de massa e os centros de rigidez e estes são apresentados no Quadro 3.8

Quadro 3.8 – Coordenadas do centro de massa e centro de rigidez, excentricidade estrutural e raio de giração da planta tipo do edifício 2NL8.

Coordenadas do centro de massa e centro de rigidez, excentricidade estrutural e raio de giração da planta tipo do edifício 2NL8							
Origem (0, 0)	CM		CR		e _{ox} (m)	e _{oy} (m)	I _s (m)
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)			
Encontro dos eixos I e A	9,80	7,50	2,21	7,50	7,60	0,00	7,22

Logo foi preciso calcular a rigidez de torsão e a rigidez global à translação utilizando a equação de equilíbrio de forças e momentos expressada como $F=K \times U$ e $M=K \times \theta$.

Para calcular a rigidez lateral em x e y e a rigidez a torção, aplicaram-se forças com valores de 1.000 kN em x e y e momentos de 1.000 kN.m isolados no centro de rigidez de cada piso. Logo registraram-se os deslocamentos e rotações produzidos por estas forças e momentos.

Apos estes passos, foi possível determinar o raio de giração dos pisos e comparar os resultados com os critérios estabelecidos na norma NP EN 1998.

A seguir nos Quadros 3.9 e 3.10, apresentam-se os resultados parciais e totais deste procedimento, assim como na Figura 3.8 se apresentam os critérios de comparação da norma NP EN 1998.

Da comparação dos quadros 3.9 e 3.10 com os critérios da Figura 3.8, conclui-se a não verificação dos mesmos pelo que o edifício 2NL8 não é regular em planta e se considera torsionalmente flexível

Quadro 3.9 – Determinação dos deslocamentos e rotações impostos à estrutura do edifício 2NL8.

Determinação dos deslocamentos e rotações impostos à estrutura						
Piso	F _x (kN)	U _x (m)	F _y (kN)	U _y (m)	M _z (kN.m)	e _z (rad)
1	1.000,00	0,005649	1.000,00	0,020843	1.000,00	0,000148
2	1.000,00	0,014484	1.000,00	0,044862	1.000,00	0,000312
3	1.000,00	0,025257	1.000,00	0,071488	1.000,00	0,000492
4	1.000,00	0,036720	1.000,00	0,095137	1.000,00	0,000653
5	1.000,00	0,048087	1.000,00	0,114740	1.000,00	0,000790
6	1.000,00	0,058886	1.000,00	0,130131	1.000,00	0,000901
7	1.000,00	0,068931	1.000,00	0,140845	1.000,00	0,000984
8	1.000,00	0,078255	1.000,00	0,144650	1.000,00	0,001043

Quadro 3.10 – Determinação da rigidez de translação e rotação do edifício 2NL8.

Determinação da rigidez de translação e rotação								
Piso	l _s (m)	K _x (kN/m)	K _y (kN/m)	K _θ (kN.m/rad)	r _x (m)	r _y (m)	0,3r _x (m)	0,3r _y (m)
1	7,22	177.022,50	47.977,74	6.756.757,00	11,87	6,18	3,56	1,85
2	7,22	69.041,70	22.290,58	3.205.128,00	11,99	6,81	3,60	2,04
3	7,22	39.592,98	13.988,36	2.032.520,00	12,05	7,17	3,62	2,15
4	7,22	27.233,12	10.511,16	1.531.394,00	12,07	7,50	3,62	2,25
5	7,22	20.795,64	8.715,36	1.265.823,00	12,05	7,80	3,62	2,34
6	7,22	16.981,97	7.684,56	1.109.878,00	12,02	8,08	3,61	2,42
7	7,22	14.507,26	7.100,00	1.016.260,00	11,96	8,36	3,59	2,51
8	7,22	12.778,74	6.913,24	958.772,80	11,78	8,66	3,53	2,60

(6) A cada nível e para cada direcção de cálculo x e y , a excentricidade estrutural e_o e o raio de torção r devem verificar as duas condições seguintes, expressas para a direcção de cálculo y :

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (4.1a)$$

$$r_x \geq l_s \quad (4.1b)$$

em que:

e_{ox} distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direcção x , perpendicular à direcção de cálculo considerada;

r_x raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direcção y (“raio de torção”);

l_s raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre (a) o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e (b) a massa do piso).

As definições de centro de rigidez e de raio de torção r são apresentadas nos parágrafos (7) a (9) da presente secção.

Figura 3.8 – Critérios de verificação para regularidade estrutural. [14]

Na figura 3.9 apresenta-se uma imagem representativa do modelo avaliado anteriormente onde é possível apreciar o efeito de torção nos diferentes pisos e no edifício 2NL8.

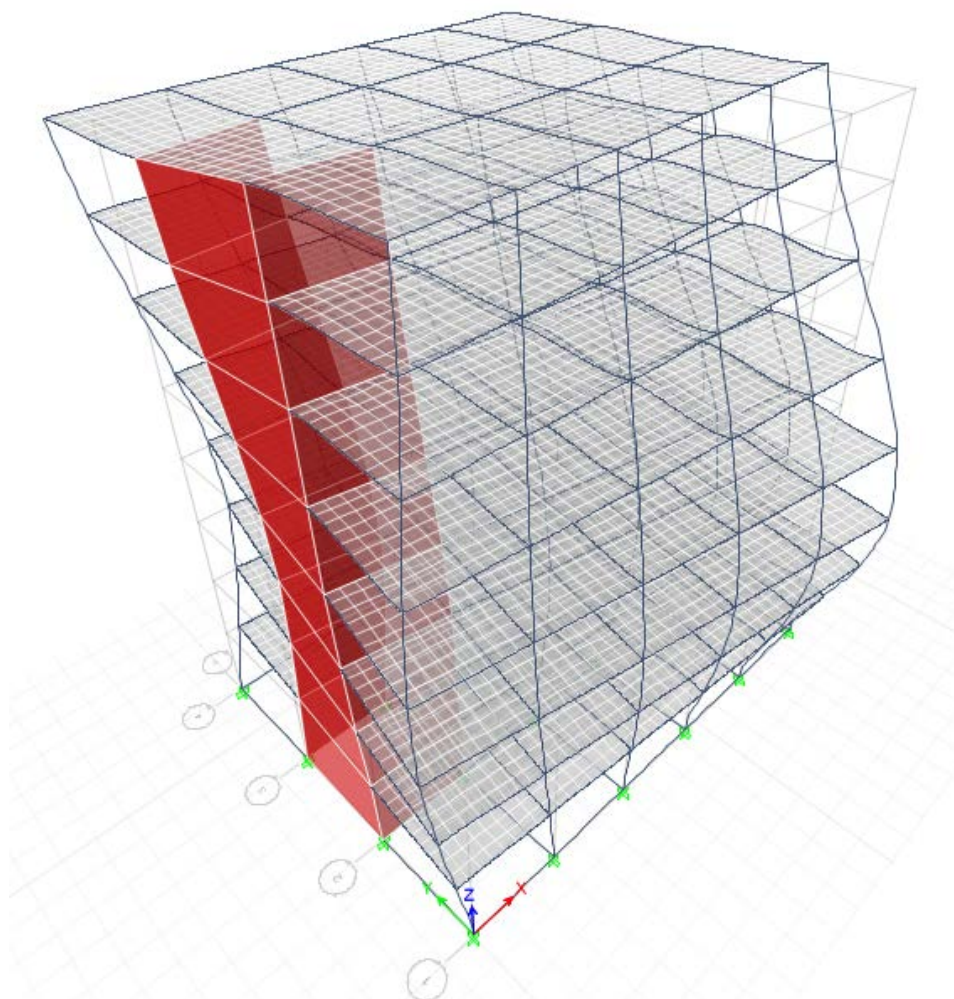


Figura 3.9 – Efeitos de torção no modelo de elementos finitos em ETABS (D).

3.7.2 REGULARIDADE EM ALTURA

O edifício 2NL8 tem continuidade em todos seus elementos verticais já que vão desde a base até ao topo, também a secção dos elementos e a área e a rigidez das plantas não apresentam grandes variações de um piso ao outro. É principalmente por isto que o edifício 2NL8 foi considerado neste trabalho como regular em altura.

Apos se ter avaliado a regularidade do edifício quer em planta quer em altura, continua-se com a definição do coeficiente de comportamento.

A equação que define o coeficiente de comportamento é: $q = q_0 \times k_w \geq 1,5$

Onde q_0 é o valor básico do coeficiente de comportamento definido no quadro 3.11 e k_w é o modo de rotura predominante em sistemas estruturais de paredes.

Quadro 3.11 – Valor básico do coeficiente de comportamento. [14]

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Para o edifício 2NL8, objeto de estudo deste trabalho, foi avaliada a sua regularidade em altura e a sua regularidade em planta.

Os resultados obtidos destas análises classificam ao edifício 2NL8 como regular em altura e como sistema torsionalmente flexível em planta. Tendo em conta isto, o valor básico do coeficiente de comportamento adotado foi 2,0.

Para obter o valor do modo de rotura do sistema de paredes do núcleo NL1 (k_w) foi preciso definir o valor $\alpha_0 = \frac{\sum hwi}{\sum lwi} = \frac{24,5}{4} = 6,125$.

Do regulamento NP EN 1998, sabemos que $k_w = \frac{1 + \alpha_0}{3}$; $0,5 \leq k_w \leq 1$ logo temos que: $k_w = \frac{1 + 6,125}{3} = 2,375 > 1$; pelo que o valor utilizado neste trabalho foi $k_w = 1$.

Tendo em conta estes dois valores, ao utilizar na equação, $q = q_0 \times k_w \geq 1,5$ o coeficiente de comportamento (q) utilizado para o edifício 2NL8 neste trabalho é igual a 2.

3.8 Combinações de Ações

Para o estudo dos efeitos das diferentes ações que atuam numa estrutura é preciso ter em consideração se elas atuam em simultâneo ou parcialmente. Nas análises aos estados limites últimos, segundo a norma NP EN 1990, têm de se considerar as combinações fundamentais e as combinações sísmicas.

As combinações utilizadas neste trabalho são as apresentadas a seguir, onde se cumprem os requisitos das normas NP EN 1990 e NP EN 1998 no que a coeficientes de combinação e combinações se refere.

- Combinação fundamental:

$$1,35(\text{PP} + \text{RCP}) + 1,5\text{SC}$$

- Combinações da ação sísmica:

$$(PP + RCP) + 0,3SC + A_{Ed1} + EAT$$

$$(PP + RCP) + 0,3SC + A_{Ed1} - EAT$$

$$(PP + RCP) + 0,3SC + A_{Ed2} + EAT$$

$$(PP + RCP) + 0,3SC + A_{Ed2} - EAT$$

Onde:

PP = Peso próprio da estrutura.

RCP = Restante carga permanente.

SC = Sobrecarga.

A_{Ed} = Valor de cálculo da ação sísmica.

EAT = Efeito acidental de torção (Neste trabalho foi considerado de forma automática no software de cálculo).

Relativamente às combinações dos efeitos das componentes horizontais da ação sísmica, conforme ao estabelecido nos pontos 4.3.3.5 e 4.3.3.5.1 da norma NP EN 1998 onde se especifica que é preciso considerar as ações do sismo em x e do sismo em y em simultâneo. Neste trabalho optou-se pela utilização da combinação denominada Raiz quadrada da soma dos quadrados (RQSQ) = $\sqrt{E_x^2 + E_y^2}$.

3.9 Modelação do edifício 2NL8

A modelação do edifício 2NL8 foi feita com a utilização das ferramentas de cálculo SAP 2000 v19 e ETABS 2015 v15. Para modelar o núcleo NL1, utilizaram-se quatro das técnicas mais comuns utilizadas nos projetos de estrutura. Cada uma destas técnicas com uma variante ao colocar molas de rotação nas fundações do núcleo NL1. As técnicas de modelação utilizadas correspondem a modelação por barras isoladas, por barra única utilizando barras rígidas para a sua ligação à estrutura, barra única com “constraints” de nós para a sua ligação à estrutura e elementos finitos.

3.9.1 MODELAÇÃO POR BARRAS ISOLADAS COM MOLAS E SEM MOLAS (A E AM)

Este tipo de modelação contempla uma parede resistente modelada com uma barra por face, correspondendo no caso de estudo a três barras. Cada barra está localizada no centro de gravidade da face que representa. [18]

O modelo de barras isoladas, foi inicialmente desenvolvido por [3] na sua vertente planar conhecida como modelação de coluna larga. É um dos métodos de modelação mais utilizados

pelos projetistas pela sua facilidade de implementação e pela simplicidade na obtenção dos resultados, especialmente para dimensionar armaduras das paredes.

Este modelo foi implementado para o núcleo NL1 do edifício 2NL8 no software SAP 2000. Às três barras foram atribuídas secções correspondentes às paredes e foram ligadas ao nível dos pisos com “joints constraints” de tipo body ligados ao diafragma de piso do nível correspondente.

A figura 3.10 mostra o modelo de barras isoladas sem molas realizado no software SAP 2000.

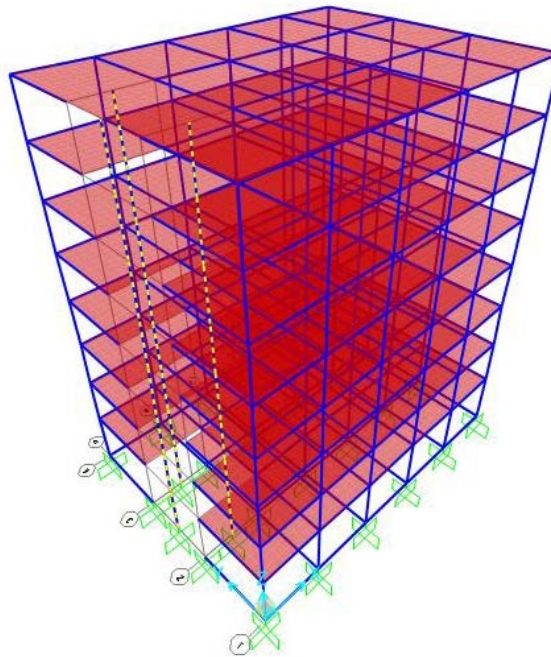


Figura 3.10 – Modelação por barras isoladas (A) em SAP 2000.

3.9.2 MODELAÇÃO POR BARRA ÚNICA COM MOLAS E SEM MOLAS (B, BM, C E CM).

Esta metodologia de modelação consiste em modelar a parede resistente com uma única barra com as características geométricas da secção, posicionada no centro de gravidade da secção transversal do núcleo assumindo o centro de corte coincidente com o centro de massa o que teoricamente não é correto e traz como consequência a subavaliação da rigidez de torção do núcleo.

Este modelo foi implementado no software SAP 2000, onde se utilizou a ferramenta “Section Designer” para criar a secção transversal real do núcleo e logo assignar esta secção a uma barra localizada no centro de gravidade desta secção transversal.

A Figura 3.11 mostra a secção do núcleo NL1 desenhada no “Section Designer” do SAP 2000 utilizada nos modelos de barra única neste trabalho

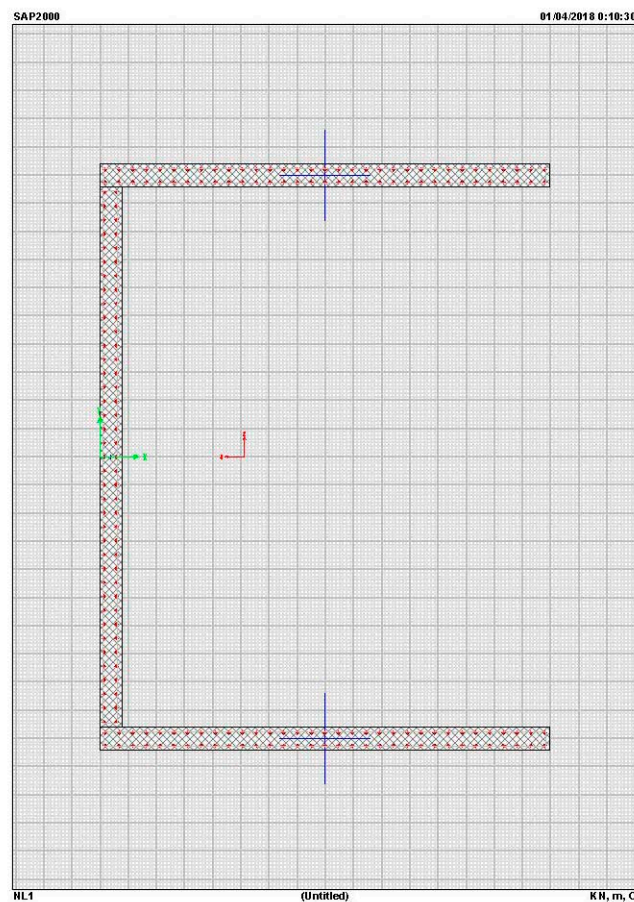


Figura 3.11 – Modelação da secção do núcleo NL1 no “Section Designer” no SAP 2000.

Neste trabalho avaliaram-se duas variantes deste método em que a única diferença foi a ferramenta utilizada para representar a ligação deste elemento ao resto da estrutura do edifício 2NL8.

No primeiro caso, denominado barra única com utilização de barras rígidas (B e Bm) utilizaram-se barras rígidas com peso específico nulo e um módulo de elasticidade muito elevado ao nível dos pisos para garantir a ligação desta barra ao resto da estrutura.

O segundo caso foi denominado barra única com utilização de “constraints” de nós de tipo body ao nível dos pisos para garantir a ligação do elemento barra ao resto da estrutura (C e Cm).

A figura 3.12 mostra o modelo de barra única com barras rígidas sem molas realizado no software SAP 2000.

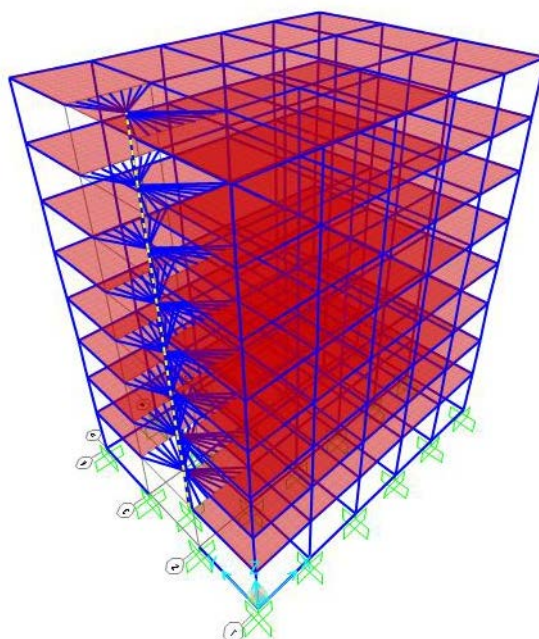


Figura 3.12 – Modelação por barra única com barras rígidas sem molas (B) em SAP 2000.

A figura 3.13 mostra o modelo de barra única com “joints constraints” sem molas realizado no software SAP 2000.

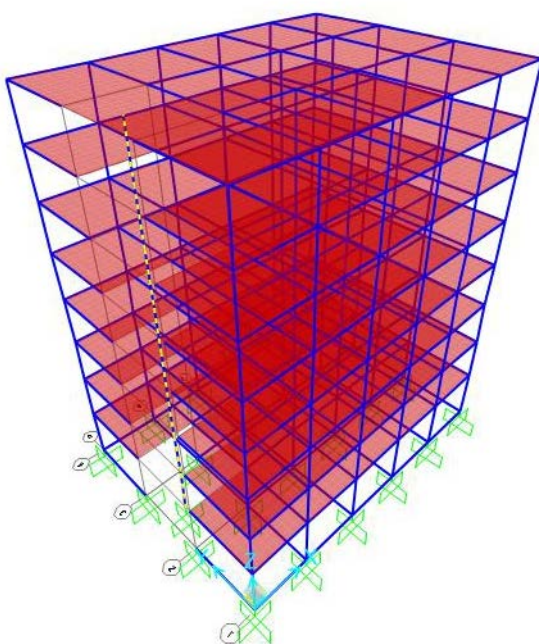


Figura 3.13 – Modelação por barra única com “joints constraints” sem molas (C) em SAP 2000.

3.9.3 MODELAÇÃO POR ELEMENTOS FINITOS (D E DM)

Nesta metodologia de modelação, adota-se elementos de área, discretizados por elementos finitos para constituir as paredes resistentes do núcleo. Cada parede é subdividida em pequenos elementos de área interligados que no final funcionam como um todo.

Cada parede é um elemento individual que está interligado aos restantes bem como aos diafragmas de cada piso.

Este modelo foi desenvolvido no software ETABS por este ter a capacidade de calcular o aço de reforço dos elementos parede e poder assim ter outro meio de comparação para os resultados.

A figura 3.14 mostra o modelo de elementos finitos com molas (Dm) realizado no software ETABS.

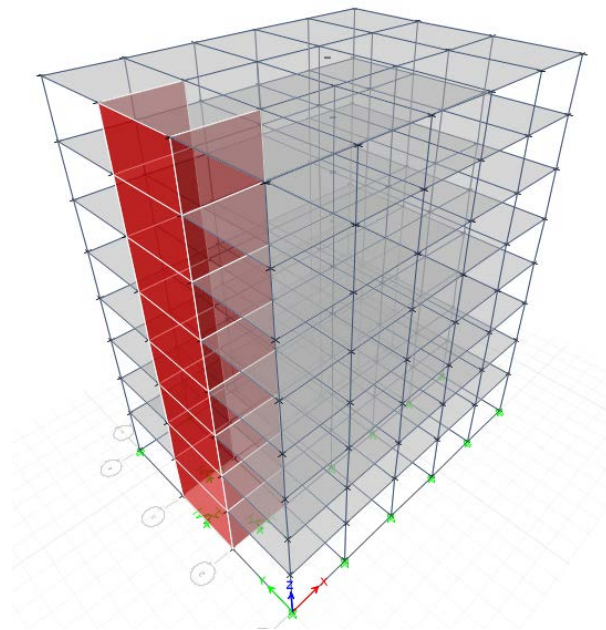


Figura 3.14 – Modelo de elementos finitos com molas (Dm) realizado no software ETABS.

3.10 Cálculo do aço dos elementos verticais do edifício 2NL8

3.10.1 CÁLCULO DO AÇO DE REFORÇO DOS PILARES

Para o cálculo e dimensionamento dos pilares neste trabalho foram garantidos todos os critérios e recomendações implementadas nas normas NP EN 1992 e NP EN 1998.

De uma maneira geral foram aceites os resultados obtidos dos cálculos realizados pelos softwares SAP 2000 e ETABS.

3.10.2 CÁLCULO DO AÇO DE REFORÇO DAS PAREDES RESISTENTES DO NÚCLEO NL1

Para o cálculo das paredes resistentes que constituem o núcleo NL1, foi preciso criar folhas de cálculo em Excel com os diferentes procedimentos de cálculos estabelecidos nas normas NP EN 1992 e NP EN 1998.

Para cada um dos modelos, foram retirados do software de calculo os resultados dos esforços aplicados nas paredes e a estes esforços aplicaram-se os respetivos coeficientes de majoração, quer para o dimensionamento do aço longitudinal onde se utilizou a envolvente dos momentos fletores quer para o dimensionamento do aço transversal em que foi preciso multiplicar os esforços transversos obtidos por 1,5 e criar as gráficas das envolventes de cálculo.

Nas figuras 3.15 e 3.16 apresentam-se os diagramas das envolventes dos momentos fletores e esforços transversos para sistemas mistos de paredes respetivamente segundo a norma NP EN 1998.

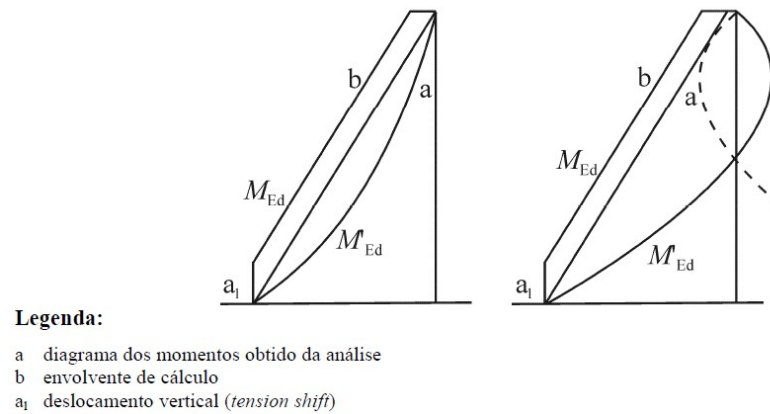


Figura 3.15 – Envolvente dos momentos fletores nas paredes de um sistema misto. [14]

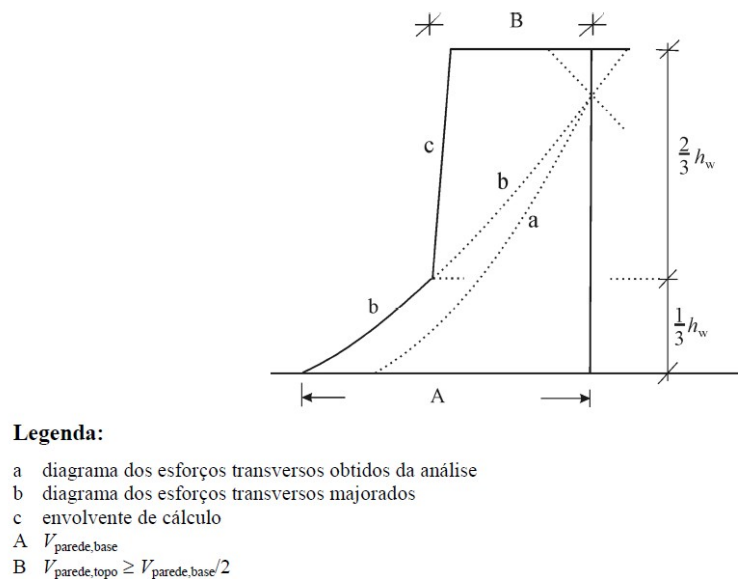


Figura 3.16 – Envolvente dos esforços transversos nas paredes de um sistema misto. [14]

A norma NP EN 1998 define parede como todo o elemento estrutural de seção transversal alongada e cujo comprimento é 4 ou mais vezes superior à sua espessura e define paredes dúcteis como todas aquelas paredes fixas na sua base e que são capazes de impedir a rotação da sua base em relação ao resto do sistema estrutural, sendo projetadas e pormenorizadas para dissipar energia. [14]

O método utilizado para dimensionar as paredes do núcleo NL1 neste trabalho foi o método dos pilares fictícios recomendado na norma NP EN 1998. A seguir apresenta-se como exemplo o cálculo da parede P1 núcleo NL1 localizada no eixo 2 entre os eixos A e B no modelo de elementos finitos em ETABS (D).

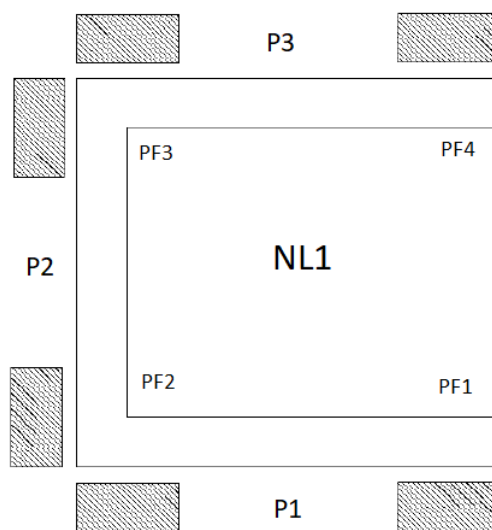


Figura 3.17 – Método dos pilares fictícios no núcleo NL1.

De acordo com a norma NP EN 1998, as incertezas de análise e dos efeitos dinâmicos pós-elásticos devem ser tidos em conta, e para isto é proposto um método simplificado que consiste em determinar os esforços de flexão e de esforço transversal através de uma envolvente de cálculo. [7]

O diagrama dos momentos fletores determina-se através de uma envolvente linear obtida com base nos valores retirados dos modelos de cálculo que é deslocada verticalmente a_1 , calculado pela expressão:

$$a_1 = z \times \cot(\theta)$$

Onde:

a_1 = Deslocamento vertical

z = Braço interior da parede ($0,9 \times L_w$)

θ = Ângulo de inclinação das escoras (45° para este trabalho)

O diagrama dos esforços transversos é determinado aumentando 50 % os valores obtidos nos modelos de cálculo, sendo que o esforço transverso no topo das paredes deve ser superior a metade dos valores dos esforços na base. [7]

Nas figuras 3.18 e 3.19, apresentam-se as envolventes dos momentos flectores e a envolvente dos esforços transversos obtidos utilizados para o cálculo do aço da parede P1 no modelo de elementos finitos em ETABS (D).

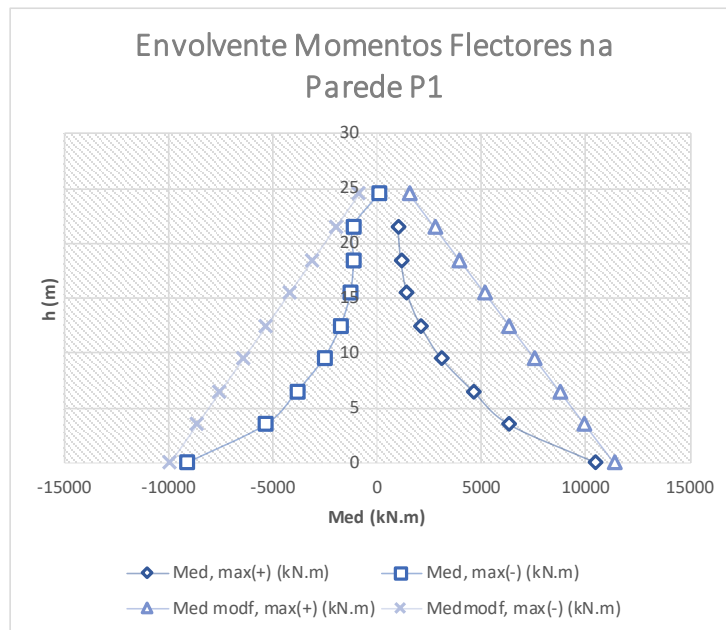


Figura 3.18 – Envolventes dos momentos flectores na parede P1 do núcleo NL1 no modelo de elementos finitos em ETABS (D).

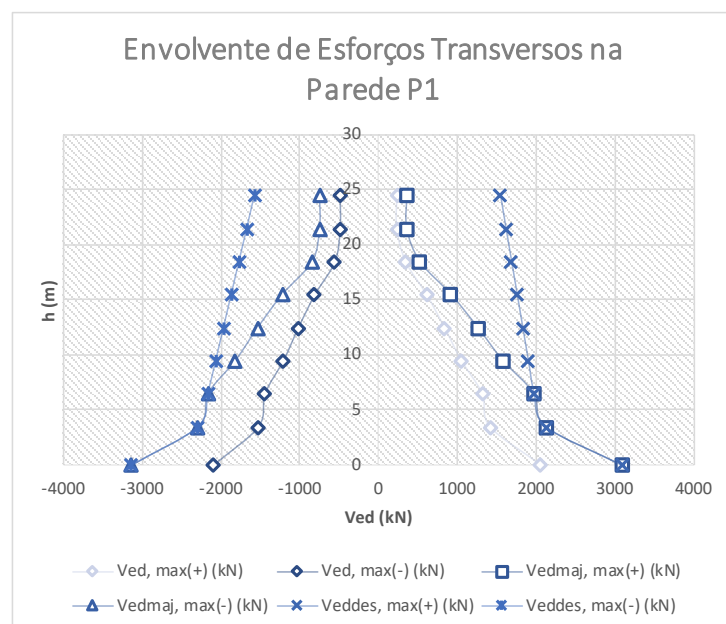


Figura 3.19 – Envolventes dos esforços transversos na parede P1 do núcleo NL1 no modelo de elementos finitos em ETABS (D).

Para o cálculo das armaduras dos pilares fictícios utilizaram-se as seguintes equações:

$$\begin{aligned}
 PF1 &= \left(-\frac{My}{z} + \frac{Ned}{2} \right)_{P1} \\
 PF2 &= \left(\frac{My}{z} + \frac{Ned}{2} \right)_{P1} + \left(-\frac{Mx}{z} + \frac{Ned}{2} \right)_{P2} \\
 PF3 &= \left(\frac{My}{z} + \frac{Ned}{2} \right)_{P3} + \left(\frac{Mx}{z} + \frac{Ned}{2} \right)_{P2} \\
 PF4 &= \left(-\frac{My}{z} + \frac{Ned}{2} \right)_{P3}
 \end{aligned}$$

Os cálculos das armaduras para esforço transversal foram realizados utilizando as equações e procedimentos das normas NP EN 1992 e NP EN 1998.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo apresentam-se os resultados deste trabalho, como definido nos capítulos anteriores e nos objetivos, juntando a sua discussão e análises correspondentes.

As ferramentas a utilizar nestas análises e discussão são gráficos ou tabelas geradas neste trabalho e utilizadas como resumo dos cálculos e procedimentos realizados com a principal finalidade de conseguir comparar os resultados da modelação do núcleo resistente de um edifício de betão armado utilizando diferentes métodos de modelação.

4.1 Modos de vibração

Os períodos fundamentais de vibração de uma estrutura são alguns dos parâmetros mais relevantes na altura de caracterizar o comportamento dinâmico das mesmas. Estes períodos ou frequências estão diretamente relacionados com a massa e rigidez.

Geralmente os principais modos de vibração os chamados períodos fundamentais são os três primeiros em quase todas as estruturas. Estes modos correspondem a dois modos de translação nas direções X e Y e um de torção.

Na Figura 4.1 apresentam-se os períodos correspondentes aos três primeiros modos de vibração do edifício 2NL8 para cada um dos modelos estudados neste trabalho. Observa-se que não há uma grande diferença entre os períodos fundamentais dos diferentes modelos, pelo que deste gráfico se pode concluir que o comportamento dinâmico de estes modelos não apresenta grandes diferenças. Além disto, é possível observar que os modelos A e D assim como os modelos Am e Dm correspondentes aos modelos de três barras (barras isoladas) e modelos de elementos

finitos em ETABS, sem molas e com molas respetivamente apresentam períodos muito próximos pelo que é possível esperar resultados e comportamentos semelhantes.

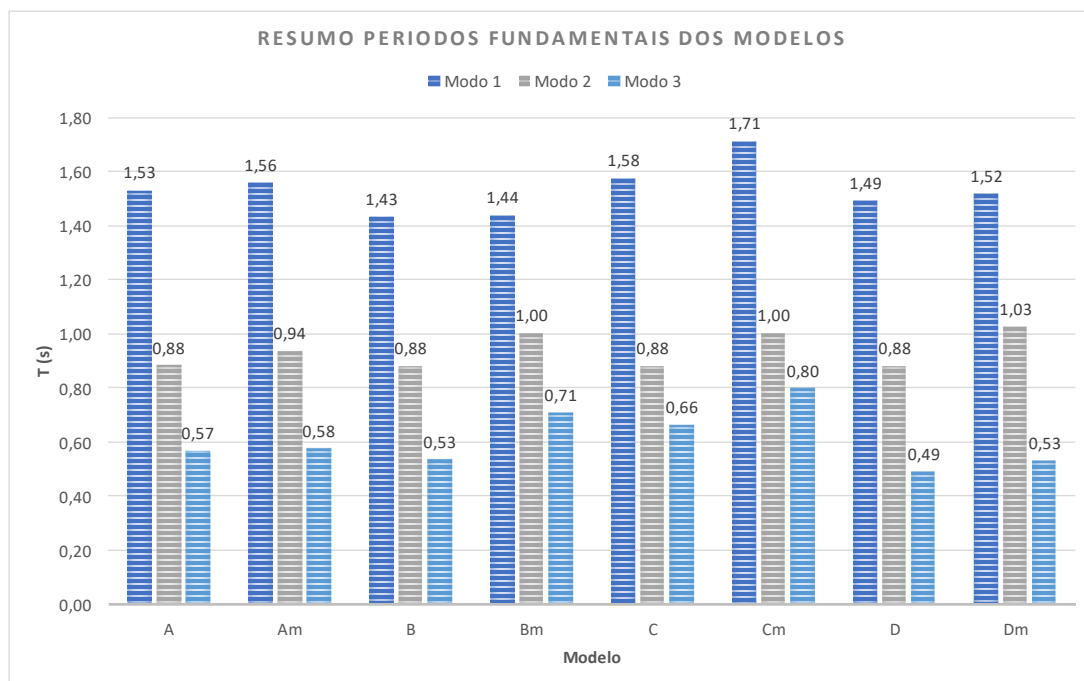


Figura 4.1 – Resumo períodos fundamentais dos modelos.

4.2 Deslocamentos

“As translações no plano de determinado piso, podem ser caracterizadas por deslocamentos de pontos notáveis da estrutura. Os modelos quando são sujeitos a ações horizontais, apresentam valores de translações que são importantes verificar” [18]. Nestes casos, geralmente é utilizado o deslocamento do ponto, mais distante, ou dos pontos dos cantos da estrutura, e estes deslocamentos são comparados com os valores regulamentares da NP EN 1998 para a verificação da limitação de danos na estrutura.

Neste trabalho não se limitaram os deslocamentos por não ser relevante para o nosso caso de estudo e efetuou-se só a comparação dos valores de deslocamentos para as forças horizontais geradas pelos sismos regulamentares aplicados aos modelos nas direções X e Y.

Apresentam-se a seguir figuras resumo dos deslocamentos relativos sobre o pé direito (Stories Drifts Ratios) e deslocamentos absolutos dos diferentes modelos.

Nas Figuras 4.2 e 4.3 apresentam-se curvas que representam os “Stories Drifts Ratios” dos diferentes modelos nas direções X e Y. Observa-se que os modelos de barras isoladas (A e Am) são os que apresentaram menores “Stories Drifts Ratios”, seguido pelos modelos de barra

única com “constraints” (C e Cm) e o que apresenta os maiores deslocamentos relativos foi o da barra única com barras rígidas (B e Bm).

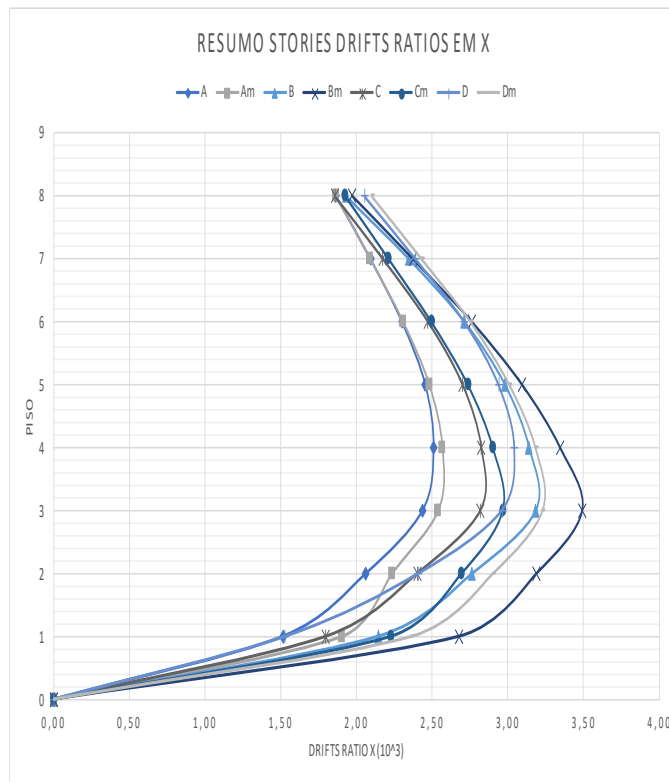


Figura 4.2 – Resumo dos “Stories Drifts Ratios” em X.

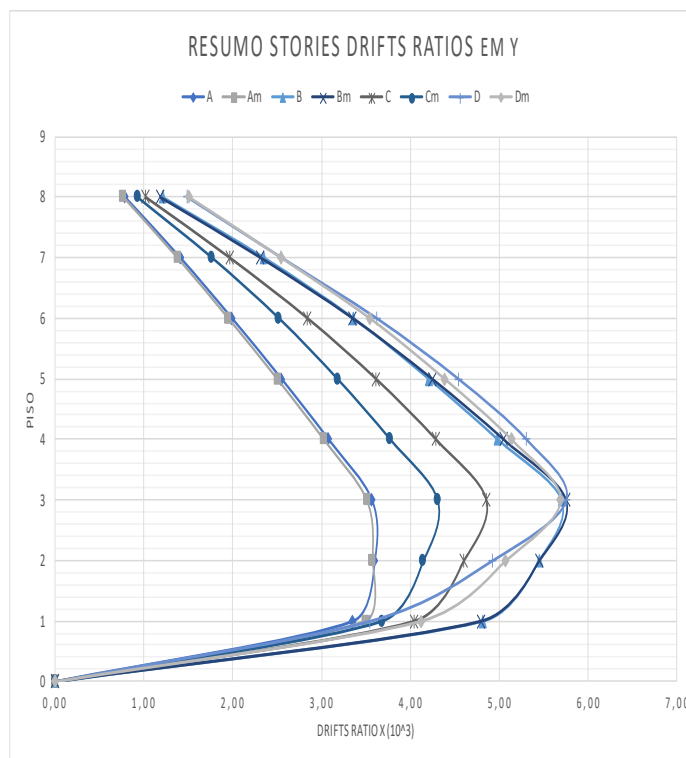


Figura 4.3– Resumo “Stories Drifts Ratios” em Y.

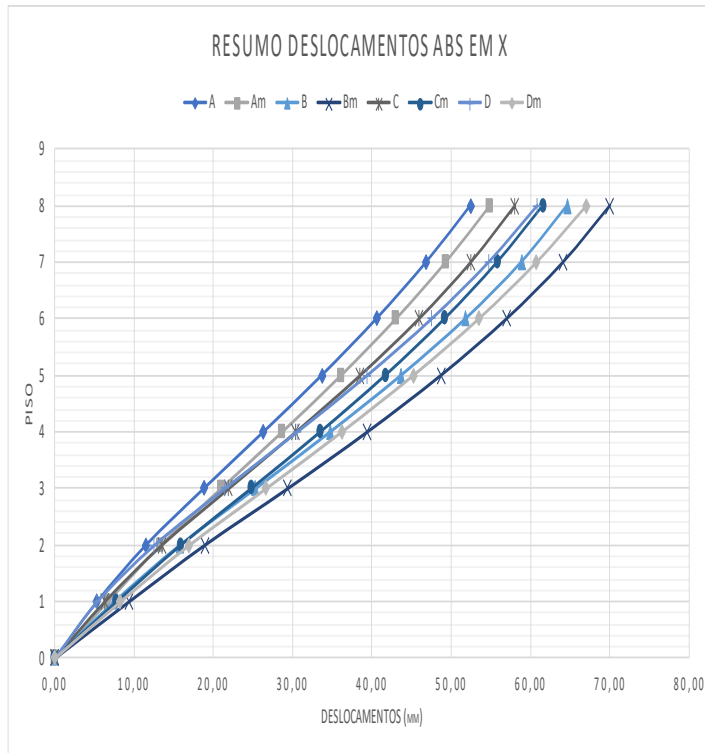


Figura 4.4 – Resumo deslocamentos absolutos em X.

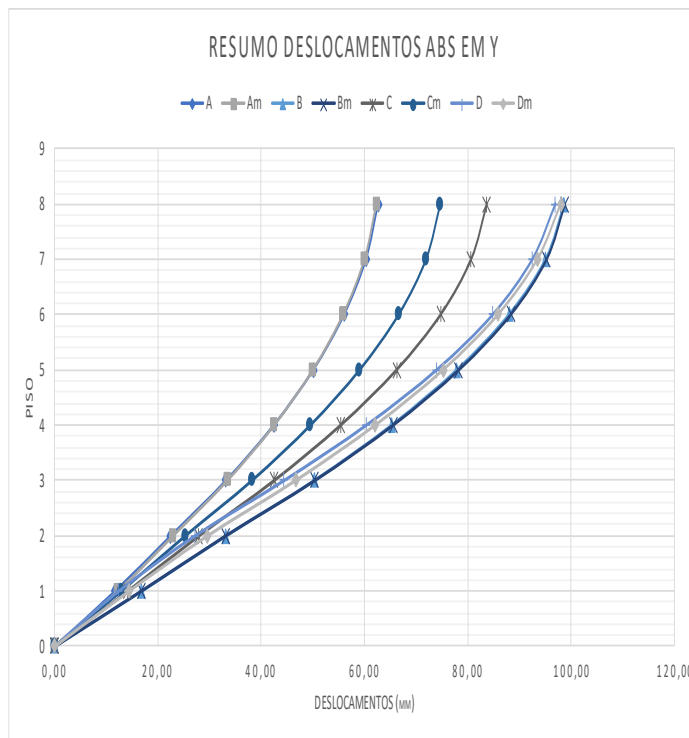


Figura 4.5 – Resumo deslocamentos absolutos em Y.

Nas Figuras 4.4 e 4.5 apresentam-se curvas que representam os deslocamentos absolutos do edifício 2NL8 nos diferentes modelos nas direções X e Y. Os deslocamentos absolutos permitem comparar de uma maneira, mais direta o comportamento dos modelos em relação aos “Stories Drifts Ratios”. Observa-se que os modelos de barras isoladas (A e Am) são os que apresentaram menores deslocamentos absolutos, seguido pelos modelos de barra única com constrains (C e Cm) e o que apresentou os maiores deslocamentos absolutos foi o da barra única com barras rígidas (B e Bm). Este comportamento reforça os resultados obtidos nos “Stories Drifts Ratios”.

4.3 Aço em elementos verticais

Os elementos verticais das estruturas são parte do conjunto de elementos responsáveis por resistir e dissipar a energia produzida pela ação sísmica que atua nas estruturas. É por isto que normalmente é relacionada diretamente a resistência das estruturas aos sismos com estes elementos.

As armaduras utilizadas nos elementos verticais têm um impacto considerável no custo das estruturas e uma das maneiras mais utilizadas para contabilizar as quantidades delas é em quilogramas de aço, pelo que em este trabalho optamos por apresentar os resultados do aço em pilares, núcleos resistentes e total dos elementos verticais em quilogramas de aço.

4.3.1 AÇO EM PILARES

Na Figura 4.6 apresentam-se o total do aço em quilogramas dos pilares por piso em cada modelo e na Figura 4.7 o resumo do aço total dos pilares em cada modelo. Observa-se que os modelos que apresentaram maior quantidade de aço nos pilares são os modelos de barra única (B, Bm, C e Cm), e de maneira diferenciada em relação aos outros modelos foram os modelos de barra única com barras rígidas (B e Bm). Os modelos de barras isoladas (A e Am) apresentaram resultados muito próximos aos dos modelos de elementos finitos em ETABS (D e Dm). Também é possível ver nesta figura, que os modelos com molas e sem molas apresentaram diferenças de aproximadamente 5% e menores inclusive no aço dos pilares em relação a seus modelos equivalentes e observa-se que estes modelos apresentaram uma quantidade de aço ligeiramente superior ao dos seus equivalentes.

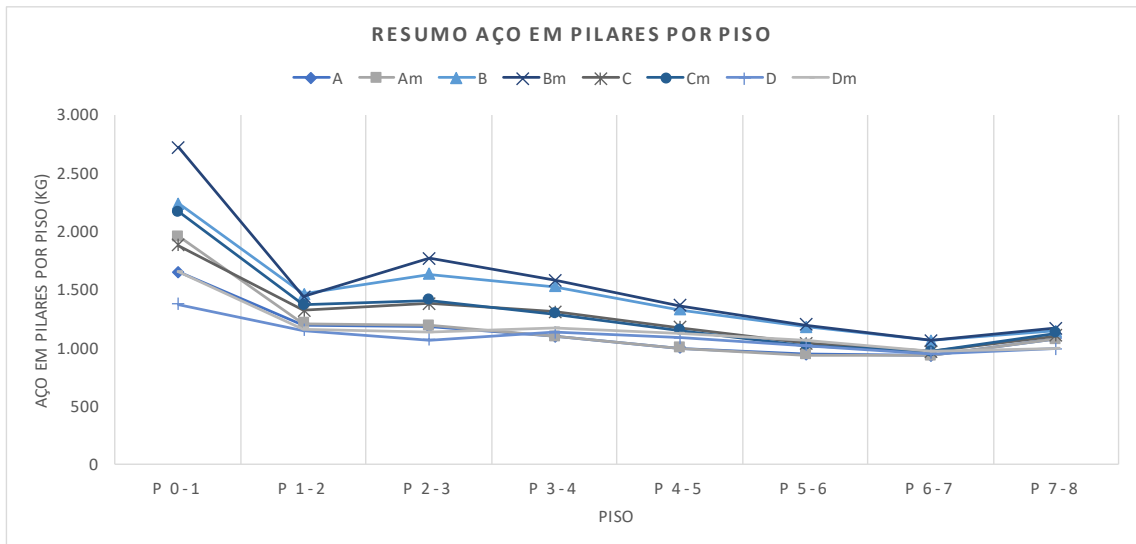


Figura 4.6 – Resumo aço em pilares por piso.

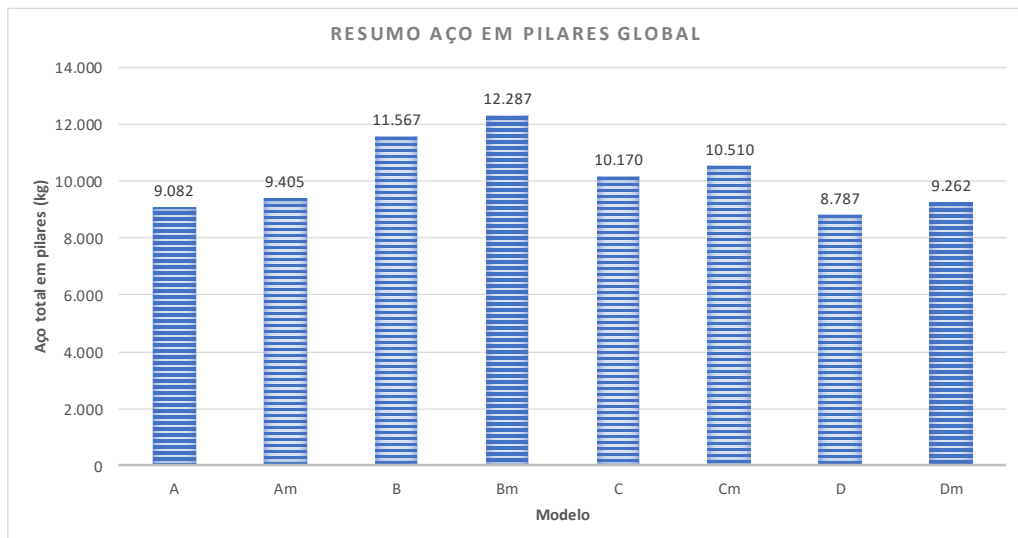


Figura 4.7 – Resumo aço em pilares global.

4.3.2 AÇO NO NÚCLEO NL1

Na Figura 4.8 apresenta-se o total do aço em quilogramas do núcleo NL1 por piso em cada modelo e na Figura 4.9 apresenta-se o resumo do aço no núcleo NL1 em cada modelo. Observa-se que de maneira similar ao aço nos pilares, os modelos que apresentaram maior quantidade de aço são os modelos de barra única (B, Bm, C e Cm), e os modelos de barras isoladas (A e Am) apresentaram resultados muito próximos com os modelos de elementos finitos em ETABS (D e Dm). Observa-se que de maneira contrária ao aço nos pilares, o aço nos núcleos é maior nos modelos sem mola que nos modelos com mola e neste caso o facto do núcleo ter sido modelado com molas representa uma diminuição do aço superior ao 10% em relação aos modelos sem mola.

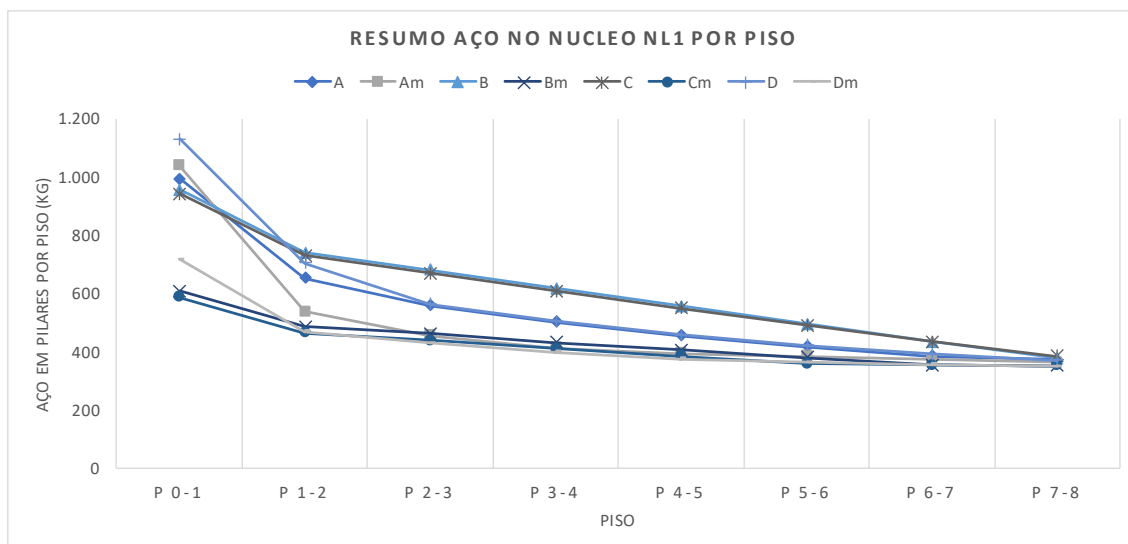


Figura 4.8 – Resumo aço no núcleo NL1 por piso.

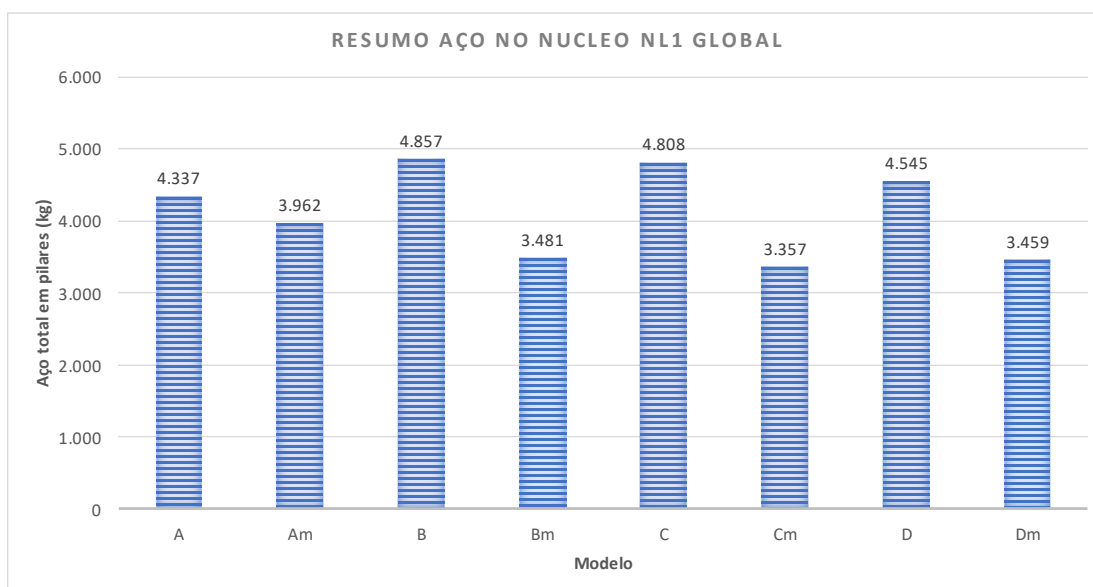


Figura 4.9 – Resumo aço no núcleo NL1 global.

4.3.3 AÇO TOTAL DOS ELEMENTOS VERTICAIS

Na Figura 4.10 apresenta-se o aço total em quilogramas por piso do edifício 2NL8 para as várias situações e na Figura 4.11 apresenta-se o aço total dos elementos verticais do edifício 2NL8 para cada um dos modelos estudados neste trabalho. Observa-se que os modelos que apresentaram maior quantidade de aço são os modelos de barra única (B, Bm, C e Cm), e os modelos de barras isoladas (A e Am) apresentaram resultados muito próximos com os modelos de elementos finitos em ETABS (D e Dm). É possível observar nesta figura, que a diferença na quantidade de aço nos modelos com mola é ligeiramente menor que nos modelos sem mola, mas sempre inferior a 10%.

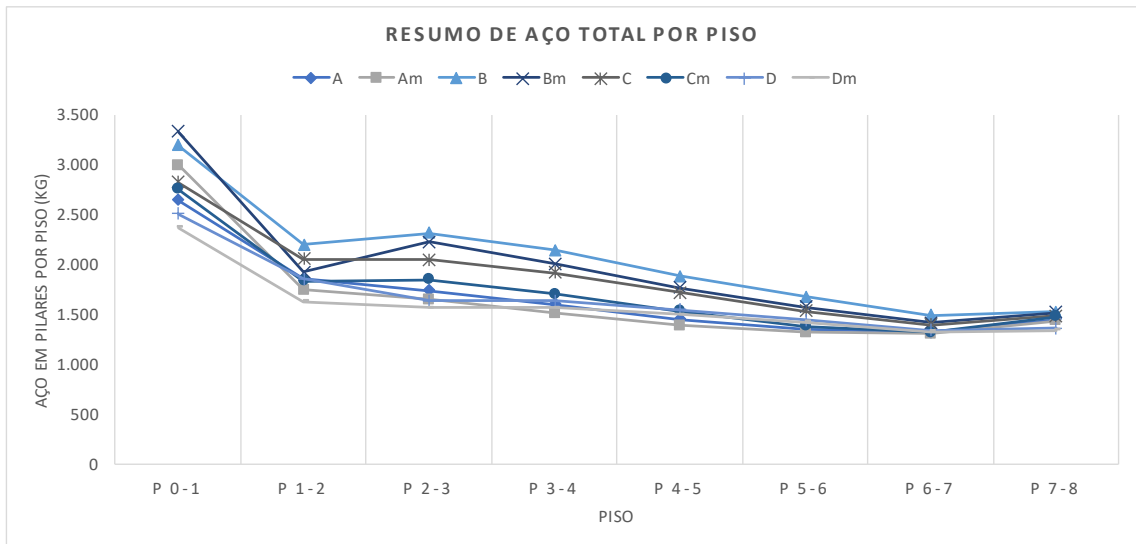


Figura 4.10 – Resumo aço total por piso global.

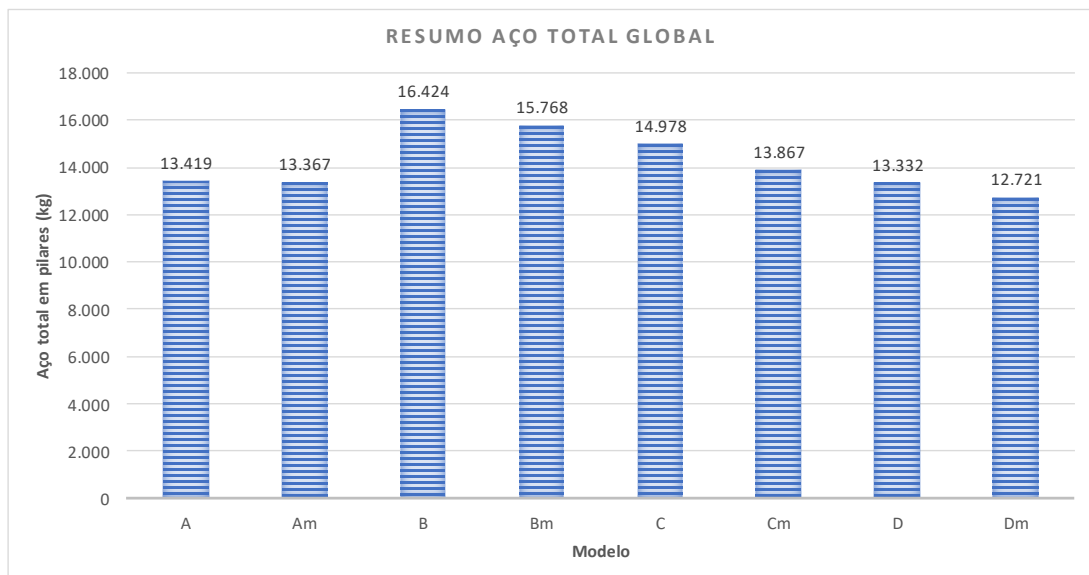


Figura 4.11 – Resumo aço total global.

5 CONCLUSÕES, RECOMENDAÇÕES E TRABALHOS FUTUROS

5.1 Conclusões

Dos resultados obtidos neste trabalho e da sua análise e discussão, apresentam-se as seguintes conclusões:

- Os períodos de vibração do edifício 2NL8 foram semelhantes nos diferentes modelos, pelo que se pode concluir que a nível de comportamento dinâmico, modelar uma estrutura em condições similares às deste trabalho por qualquer dos diferentes métodos utilizados não representa grandes diferenças nos seus períodos de vibração.

- Os modelos de barras isoladas (A e Am) apresentaram períodos praticamente iguais aos modelos de elementos finitos em ETABS (D e Dm) pelo que em princípio terão comportamentos dinâmicos semelhantes.

- Os modelos de barras isoladas (A e Am) apresentaram menores deslocamentos do que os outros modelos pelo que em princípio serão os mais favoráveis para limitações de danos.

- Os modelos de barras únicas (B, Bm, C e Cm), principalmente o das barras únicas com barras rígidas (B e Bm) apresentaram maiores deslocamentos, pelo que em princípio serão os mais desfavoráveis para limitações de danos.

- No que ao aço dos pilares se refere, os modelos de barras isoladas (A e Am) têm quantidades de aço muito próximas às dos modelos de elementos finitos em ETABS (D e Dm).

- Os modelos de barras únicas (B, Bm, C e Cm) apresentam maiores quantidades de aço nos pilares em relação aos outros modelos utilizados.

- No que ao aço nos pilares se refere, o facto de utilizar molas de rotação nas fundações dos núcleos não tem grande impacte, já que a variação entre modelos com mola e sem mola foi de aproximadamente 5%.

- No que ao aço do núcleo NL1 se refere, os modelos de barras isoladas (A e Am) têm quantidades de aço muito próximas às dos modelos de elementos finitos em ETABS (D e Dm).

- Os modelos de barras únicas (B, Bm, C e Cm) apresentam maiores quantidades de aço no núcleo NL1 em relação aos outros modelos utilizados.

- No que ao aço no núcleo NL1 se refere, o facto de utilizar molas de rotação nas fundações dos núcleos tem um impacte razoável, já que a variação entre modelos com mola e sem mola foi maior do que 10% em todos os modelos.

- No que ao aço total dos elementos verticais se refere, confirma-se que os modelos de barras isoladas (A e Am) têm quantidades de aço muito próximas às dos modelos de elementos finitos em ETABS (D e Dm).

- Os modelos de barras únicas (B, Bm, C e Cm) apresentam maiores quantidades de aço no total em relação aos outros modelos utilizados.

- No que ao aço total dos elementos verticais se refere, o facto de utilizar molas de rotação nas fundações dos núcleos tem um impacte relativamente baixo, já que a variação entre modelos com mola e sem mola foi menor do que 10% em todos os modelos.

- Conclui-se que o modelo de barra única, utilizando barras rígidas (B e Bm) é um modelo que tem um comportamento ligeiramente diferente ao dos outros modelos utilizados e apresenta resultados que não são consistentes e é o que apresenta maiores quantidades de aço pelo que não é o modelo mais aconselhável.

- Conclui-se que os modelos de barras isoladas (A e Am), modelos de elementos finitos em ETABS (D e Dm) e modelo de barras rígidas com “constraints” (C e Cm), podem ser utilizados e apresentaram resultados próximos, principalmente os modelos de barras isoladas e elementos finitos em ETABS.

5.2 Recomendações e trabalhos futuros

Utilizar núcleos resistentes como elemento resistente às forças horizontais em estruturas é cada dia mais comum, pelo que será preciso melhorar, acrescentar e aferir os conhecimentos neste tema.

Ao concluir este trabalho podemos recomendar a futuros colegas ou especialistas que queiram colaborar e aprofundar conhecimentos na área os seguintes pontos ou possíveis trabalhos:

- Realizar um trabalho onde se estude com maior pormenor o facto de utilizar barras rígidas para ligar o núcleo como barra única à estrutura a estudar e seja comparado com a utilização de ferramentas dos softwares de cálculo como é a utilização de “joints constraints”.

- Realizar um estudo semelhante, mas colocando molas de rotação não só no núcleo, mas também nos pilares para estudar a influencia que estas podem ter no comportamento dos modelos.

- Realizar um trabalho onde a estrutura apresente irregularidade em altura para estudar o comportamento dos métodos de modelação dos núcleos nestas condições.

- Realizar um trabalho onde se aumente o número de pisos para avaliar se há variação nos resultados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Arya, S., O' Neil, M. Pincus, G. (1979). Design of Structures and Foundations for Vibrating Machines.
- [2] Cerejo, Ranier. (2011). Influência da Modelação de Núcleos de Betão Armado no Cálculo Automático de Estruturas de Edifícios, Tese de mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- [3] Clough, R. W., King, I. P. e Wilson, E. L. (1964) Structural Analysis of Multistorey Buildings; Journal of Structural Division, ASCE, 90.
- [4] Clough, R. W. e Penzien, J. (2003) Dynamics of Structures. E.U.A. : Computers & Structures, Inc.
- [5] CSI ETABS 2015 v15 – Integrated Building Design Software, Documents and Manuals.
- [6] CSI SAP 2000 v19 - Documents and Manuals.
- [7] Delgado, Nancy. (2016). Projeto de Estruturas de um Edifício em Betão Armado, Tese mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- [8] Fratelli, Maria G. (1993). Suelos, Fundaciones y Muros.
- [9] FEMA 454 (2006). Risk Management Series, Designing for Earthquakes a Manuals for Architects.
- [10] Medina, Simão. (2010). Projeto de Execução de Estruturas de um Edifício de Betão Armado, Tese mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- [11] NP EN 1990 (2009) – Eurocódigo 0 - Bases para o projecto de estruturas.
- [12] NP EN 1991-1-1 (2019) – Eurocódigo 1 – Acções em estruturas, Parte 1-1: Acções gerais, Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios.
- [13] NP EN 1992-1-1 (2010) – Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.
- [14] NP EN 1998-1 (2010) – Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.
- [15] Oliveira Pinto, Fernando M. (1998). Modelação e Dimensionamento de Núcleos de Betão Armado em Edifícios Sujeitos à Acção Sísmica, Tese de mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- [16] Prata Vieira, Jorge A. (2014). Análise e Dimensionamento de Paredes Resistentes de Betão Armado com Base em Modelos de Escoras e Tirantes, Tese de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra.

- [17] Rodrigues Albuquerque, Marta (2013). Avaliação Comparativa dos Efeitos da Introdução dos Eurocódigos no Cálculo Sísmico de Edifícios de Betão Armado, Tese de mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- [18] Santos, Ricardo R. (2011). Modelação de Paredes Resistentes em Edifícios de Betão Armado, Tese de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa
- [19] Sousa, Edgar Junior (2001). Análise da Interação entre Núcleos Estruturais e Lajes em Edifícios Altos, Tese de doutoramento, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

ANEXOS

Anexo 01

- Ficheiros períodos dos modos de vibração dos modelos.

Anexo 02

- Ficheiros deslocamentos dos modelos.

Anexo 03

- Ficheiros aço nos pilares dos modelos.

Anexo 04

- Ficheiros aço no núcleo NL1 dos modelos.

Anexo 05

- Ficheiros aço total elementos verticais dos modelos.

Anexo 06

- Ficheiros esforços no núcleo NL1 dos modelos. (Só em versão Digital)

Anexo 07

- Ficheiros regularidade estrutural e torção acidental. (Só em versão Digital)

Anexo 08

- Modelos em SAP 2000 v 19 e ETABS 2015 v 15. (Só em versão Digital)

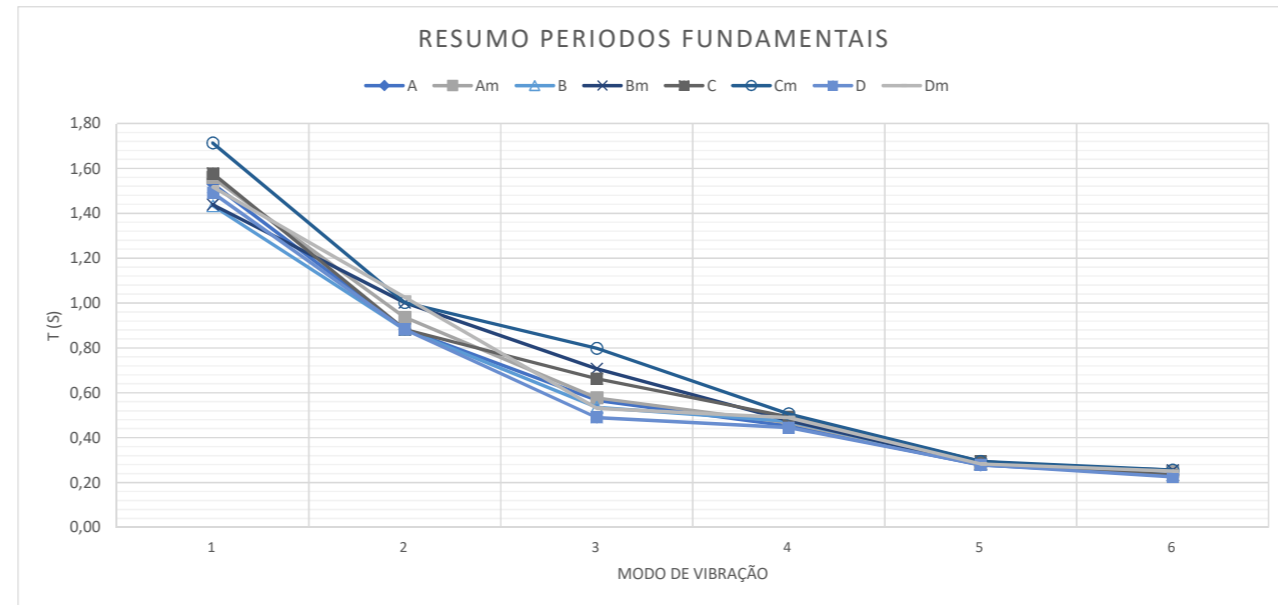
Anexo 01

- Ficheiros períodos dos modos de vibração dos modelos.

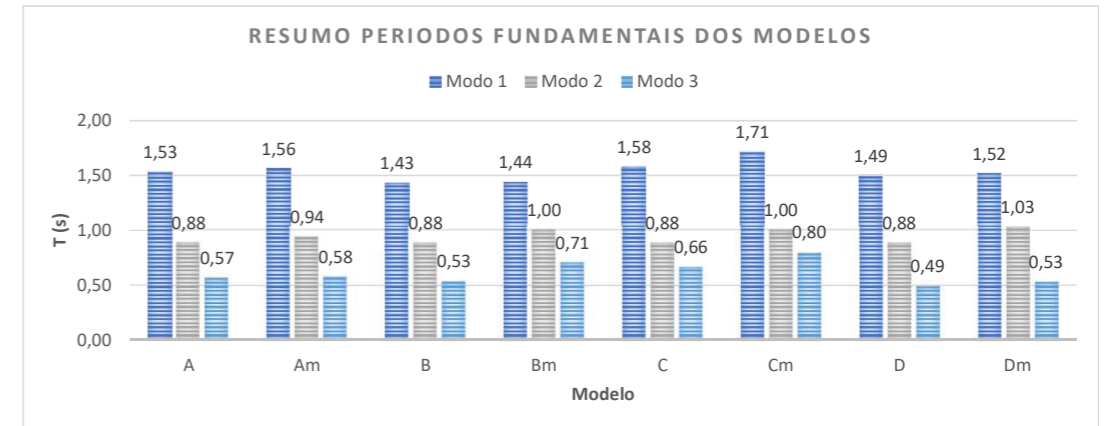
Resumo periodos fundamentais		
Modelo	Modo	T (s)
Modelo Tres Barras SAP 2000 (A)	1	1,530
	2	0,884
	3	0,567
	4	0,452
	5	0,278
	6	0,236
Modelo Tres Barras com molas SAP 2000 (Am)	1	1,558
	2	0,936
	3	0,576
	4	0,466
	5	0,280
	6	0,250
Modelo Barra única com barras rígidas SAP 2000 (B)	1	1,433
	2	0,882
	3	0,535
	4	0,474
	5	0,281
	6	0,233
Modelo Barra única com barras rígidas e molas SAP 2000 (Bm)	1	1,438
	2	1,002
	3	0,707
	4	0,476
	5	0,281
	6	0,255
Modelo Barra única com constrains SAP 2000 (C)	1	1,577
	2	0,882
	3	0,663
	4	0,493
	5	0,294
	6	0,233
Modelo Barra única com constrains e molas SAP 2000 (Cm)	1	1,713
	2	1,002
	3	0,798
	4	0,506
	5	0,294
	6	0,255
Modelo Etabs (D)	1	1,491
	2	0,882
	3	0,489
	4	0,445
	5	0,279
	6	0,225
Modelo Etabs com molas (Dm)	1	1,517
	2	1,026
	3	0,531
	4	0,489
	5	0,283
	6	0,251

Modelo
A
Am
B
Bm
C
Cm
D
Dm

Resumo periodos fundamentais									
Modo	Modelo (A)	Modelo (Am)	Modelo (B)	Modelo (Bm)	Modelo (C)	Modelo (Cm)	Modelo (D)	Modelo (Dm)	
1	1,53	1,56	1,43	1,44	1,58	1,71	1,49	1,52	
2	0,88	0,94	0,88	1,00	0,88	1,00	0,88	1,03	
3	0,57	0,58	0,53	0,71	0,66	0,80	0,49	0,53	
4	0,45	0,47	0,47	0,48	0,49	0,51	0,45	0,49	
5	0,28	0,28	0,28	0,28	0,29	0,29	0,28	0,28	
6	0,24	0,25	0,23	0,25	0,23	0,25	0,23	0,25	



Resumo periodos fundamentais			
Modelo	T (sg)		
	Modo 1	Modo 2	Modo 3
A	1,53	0,88	0,57
Am	1,56	0,94	0,58
B	1,43	0,88	0,53
Bm	1,44	1,00	0,71
C	1,58	0,88	0,66
Cm	1,71	1,00	0,80
D	1,49	0,88	0,49
Dm	1,52	1,03	0,53



Anexo 02

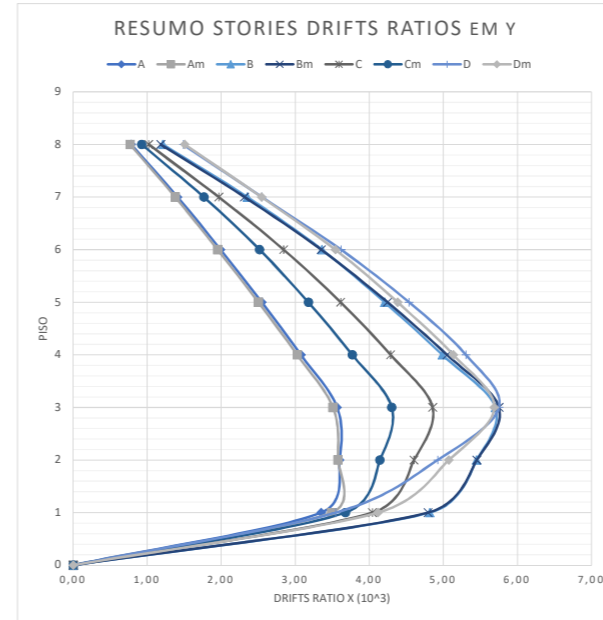
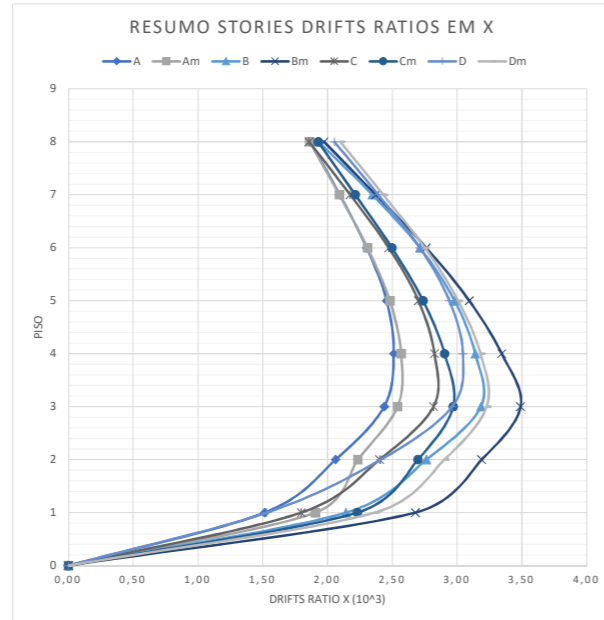
- Ficheiros deslocamentos dos modelos.

Resumo Drift dos Pisos	
Modelo	
Modelo Tres Barras SAP 2000 (A)	
Modelo Tres Barras com molas SAP 2000 (Am)	
Modelo Barra única com barras rígidas SAP 2000 (B)	
Modelo Barra única com barras rígidas e molas SAP 2000 (Bm)	
Modelo Barra única com constrains SAP 2000 (C)	
Modelo Barra única com constrains e molas SAP 2000 (Cm)	
Modelo Etabs (D)	
Modelo Etabs com molas (Dm)	

Modelo
A
Am
B
Bm
C
Cm
D
Dm

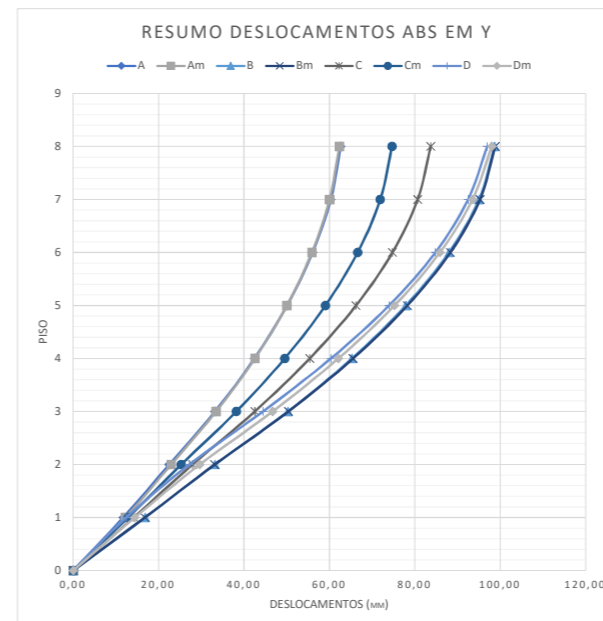
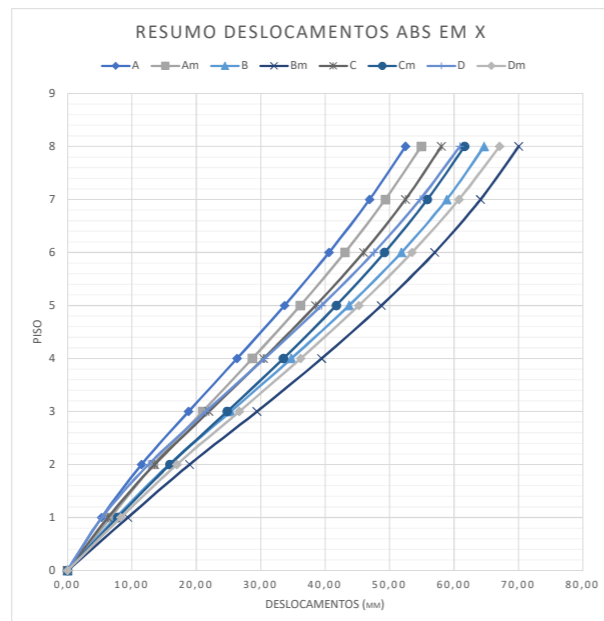
Resumo: Stories Drifts Ratios em X dos pisos								
Piso	Modelo (A)	Modelo (Am)	Modelo (B)	Modelo (Bm)	Modelo (C)	Modelo (Cm)	Modelo (D)	Modelo (Dm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	1,51	1,91	2,14	2,68	1,80	2,23	1,53	2,37
2	2,06	2,23	2,76	3,19	2,40	2,70	2,41	2,90
3	2,44	2,54	3,18	3,49	2,82	2,97	2,96	3,23
4	2,51	2,57	3,14	3,34	2,83	2,90	3,04	3,18
5	2,46	2,48	2,98	3,09	2,70	2,74	2,94	3,01
6	2,30	2,31	2,71	2,76	2,47	2,50	2,71	2,75
7	2,09	2,09	2,35	2,37	2,18	2,21	2,39	2,43
8	1,86	1,86	1,93	1,97	1,86	1,93	2,05	2,10

Resumo: Stories Drifts Ratios em Y dos pisos								
Piso	Modelo (A)	Modelo (Am)	Modelo (B)	Modelo (Bm)	Modelo (C)	Modelo (Cm)	Modelo (D)	Modelo (Dm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	3,35	3,49	4,81	4,79	4,04	3,68	3,55	4,12
2	3,60	3,58	5,45	5,45	4,60	4,14	4,92	5,07
3	3,57	3,51	5,70	5,75	4,85	4,30	5,75	5,69
4	3,08	3,03	4,99	5,05	4,29	3,77	5,30	5,13
5	2,55	2,50	4,21	4,25	3,61	3,18	4,54	4,38
6	1,99	1,95	3,36	3,35	2,84	2,52	3,62	3,54
7	1,41	1,38	2,35	2,31	1,97	1,77	2,55	2,54
8	0,79	0,77	1,21	1,18	1,02	0,93	1,49	1,51



Resumo: Deslocamentos abs em X dos pisos								
Piso	Modelo (A)	Modelo (Am)	Modelo (B)	Modelo (Bm)	Modelo (C)	Modelo (Cm)	Modelo (D)	Modelo (Dm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	5,30	6,67	7,50	9,37	6,29	7,80	5,35	8,28
2	11,49	13,37	15,79	18,93	13,49	15,89	12,58	16,98
3	18,80	20,99	25,34	29,40	21,94	24,80	21,47	26,66
4	26,33	28,69	34,76	39,43	30,42	33,51	30,60	36,20
5	33,70	36,13	43,70	48,71	38,52	41,72	39,42	45,23
6	40,60	43,05	51,84	57,00	45,94	49,21	47,56	53,48
7	46,88	49,33	58,87	64,11	52,47	55,85	54,73	60,77
8	52,48	54,91	64,66	70,03	58,04	61,63	60,89	67,06

Resumo: Deslocamentos abs em Y dos pisos								
Piso	Modelo (A)	Modelo (Am)	Modelo (B)	Modelo (Bm)	Modelo (C)	Modelo (Cm)	Modelo (D)	Modelo (Dm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	11,72	12,22	16,85	16,78	14,15	12,87	12,41	14,40
2	22,51	22,94	33,20	33,13	27,96	25,30	27,18	29,62
3	33,21	33,47	50,31	50,38	42,52	38,21	44,44	46,68
4	42,44	42,55	65,26	65,52	55,38	49,52	60,35	62,09
5	50,08	50,05	77,88	78,26	66,22	59,05	73,96	75,23
6	56,05	55,90	87,96	88,31	74,75	66,60	84,81	85,86
7	60,28	60,03	95,02	95,25	80,65	71,90	92,46	93,49
8	62,63	62,34	98,65	98,80	83,71	74,67	96,93	98,01



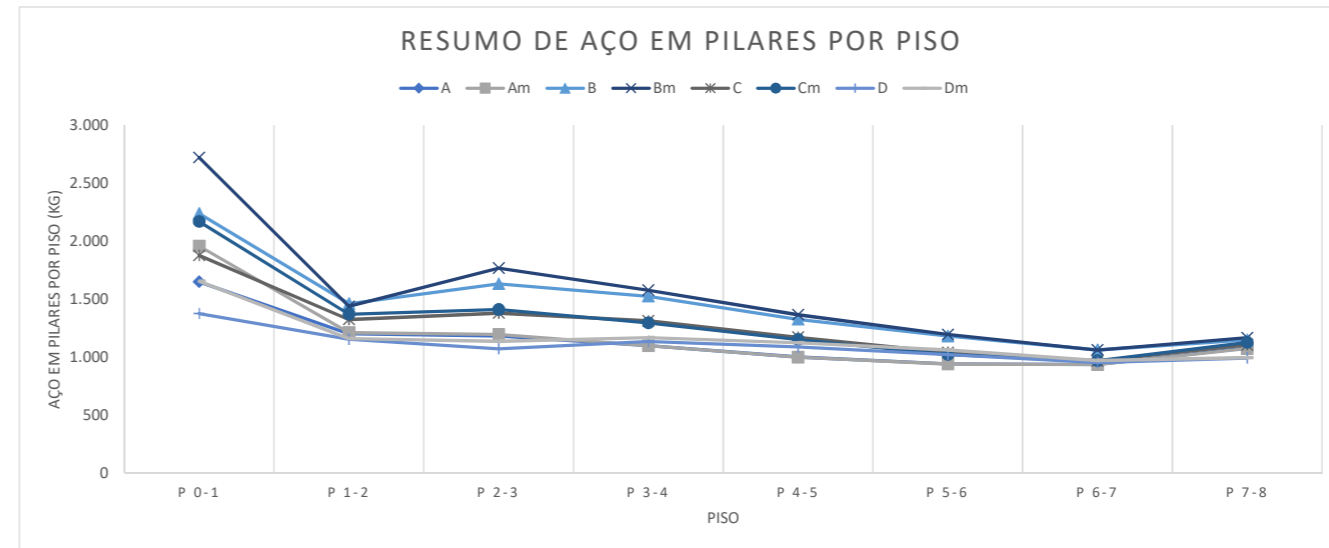
Anexo 03

- Ficheiros aço nos pilares dos modelos.

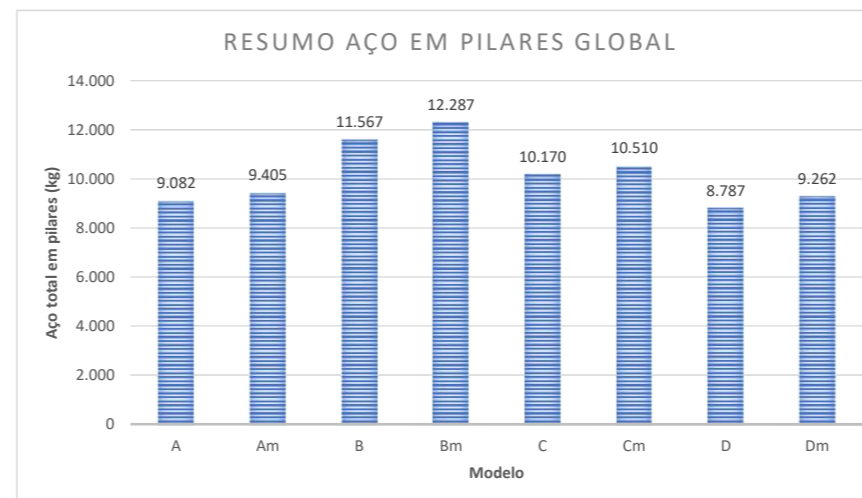
Resumo aço em pilares			
Modelo	Piso	Aço por piso (kg)	Aço total (kg)
Modelo Tres Barras SAP 2000 (A)	P 0-1	1.648,247	9.082,474
	P 1-2	1.200,221	
	P 2-3	1.180,048	
	P 3-4	1.097,769	
	P 4-5	999,519	
	P 5-6	942,325	
	P 6-7	936,070	
	P 7-8	1.078,274	
Modelo Tres Barras com molas SAP 2000 (Am)	P 0-1	1.956,643	9.405,032
	P 1-2	1.209,354	
	P 2-3	1.193,651	
	P 3-4	1.098,914	
	P 4-5	997,828	
	P 5-6	940,366	
	P 6-7	934,568	
	P 7-8	1.073,710	
Modelo Barra única com barras rígidas SAP 2000 (B)	P 0-1	2.236,394	11.567,309
	P 1-2	1.461,230	
	P 2-3	1.632,048	
	P 3-4	1.523,685	
	P 4-5	1.325,290	
	P 5-6	1.181,047	
	P 6-7	1.060,946	
	P 7-8	1.146,668	
Modelo Barra única com barras rígidas e molas SAP 2000 (Bm)	P 0-1	2.720,014	12.287,154
	P 1-2	1.437,647	
	P 2-3	1.766,382	
	P 3-4	1.576,790	
	P 4-5	1.364,501	
	P 5-6	1.194,828	
	P 6-7	1.060,325	
	P 7-8	1.166,667	
Modelo Barra única com constrains SAP 2000 (C)	P 0-1	1.876,295	10.170,097
	P 1-2	1.323,171	
	P 2-3	1.378,151	
	P 3-4	1.311,641	
	P 4-5	1.171,193	
	P 5-6	1.040,034	
	P 6-7	965,588	
	P 7-8	1.104,024	
Modelo Barra única com constrains e molas SAP 2000 (Cm)	P 0-1	2.167,459	10.509,990
	P 1-2	1.368,415	
	P 2-3	1.409,844	
	P 3-4	1.293,908	
	P 4-5	1.152,033	
	P 5-6	1.022,635	
	P 6-7	969,375	
	P 7-8	1.126,321	
Modelo Etabs (D)	P 0-1	1.375,124	8.787,251
	P 1-2	1.152,254	
	P 2-3	1.070,418	
	P 3-4	1.134,239	
	P 4-5	1.087,044	
	P 5-6	1.022,612	
	P 6-7	952,503	
	P 7-8	993,056	
Modelo Etabs com molas (Dm)	P 0-1	1.652,374	9.261,991
	P 1-2	1.159,861	
	P 2-3	1.134,969	
	P 3-4	1.166,502	
	P 4-5	1.123,123	
	P 5-6	1.060,716	
	P 6-7	970,354	
	P 7-8	994,093	

Modelo
A
Am
B
Bm
C
Cm
D
Dm

Resumo aço em pilares por piso								
Piso	Modelo (A)	Modelo (Am)	Modelo (B)	Modelo (Bm)	Modelo (C)	Modelo (Cm)	Modelo (D)	Modelo (Dm)
P 0-1	1.648	1.957	2.236	2.720	1.876	2.167	1.375	1.652
P 1-2	1.200	1.209	1.461	1.438	1.323	1.368	1.152	1.160
P 2-3	1.180	1.194	1.632	1.766	1.378	1.410	1.070	1.135
P 3-4	1.098	1.099	1.524	1.577	1.312	1.294	1.134	1.167
P 4-5	1.000	998	1.325	1.365	1.171	1.152	1.087	1.123
P 5-6	942	940	1.181	1.195	1.040	1.023	1.023	1.061
P 6-7	936	935	1.061	1.060	966	969	953	970
P 7-8	1.078	1.074	1.147	1.167	1.104	1.126	993	994



Resumo aço em pilares global		
Modelo	Aço total (kg)	Dif. Molas (%)
A	9.082	3
Am	9.405	
B	11.567	6
Bm	12.287	
C	10.170	3
Cm	10.510	
D	8.787	5
Dm	9.262	



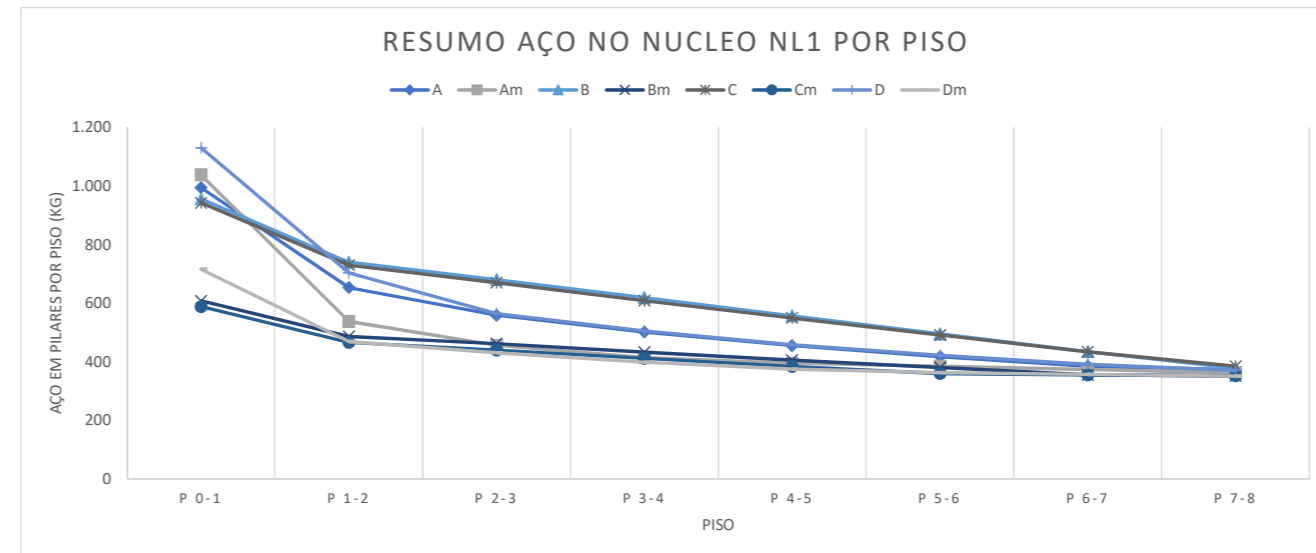
Anexo 04

- Ficheiros aço no núcleo NL1 dos modelos.

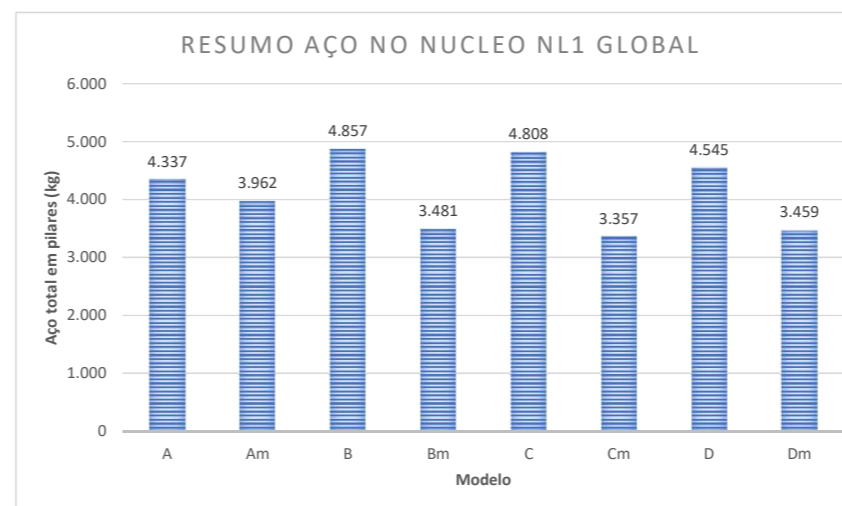
Resumo aço no núcleo NL1			
Modelo	Piso	Aço por piso (kg)	Aço total (kg)
Modelo Tres Barras SAP 2000 (A)	P 0-1	993,837	4.336,725
	P 1-2	653,292	
	P 2-3	558,759	
	P 3-4	501,527	
	P 4-5	454,645	
	P 5-6	416,946	
	P 6-7	384,845	
	P 7-8	372,874	
Modelo Tres Barras com molas SAP 2000 (Am)	P 0-1	1.037,559	3.962,052
	P 1-2	537,265	
	P 2-3	456,259	
	P 3-4	414,159	
	P 4-5	395,373	
	P 5-6	384,593	
	P 6-7	373,812	
	P 7-8	363,031	
Modelo Barra única com barras rígidas SAP 2000 (B)	P 0-1	955,288	4.856,875
	P 1-2	739,948	
	P 2-3	680,168	
	P 3-4	618,182	
	P 4-5	556,108	
	P 5-6	494,729	
	P 6-7	434,466	
	P 7-8	377,985	
Modelo Barra única com barras rígidas e molas SAP 2000 (Bm)	P 0-1	607,697	3.480,973
	P 1-2	486,152	
	P 2-3	461,963	
	P 3-4	433,129	
	P 4-5	405,150	
	P 5-6	379,747	
	P 6-7	355,040	
	P 7-8	352,096	
Modelo Barra única com constrains SAP 2000 (C)	P 0-1	942,108	4.808,188
	P 1-2	729,410	
	P 2-3	669,458	
	P 3-4	608,362	
	P 4-5	549,281	
	P 5-6	491,093	
	P 6-7	434,020	
	P 7-8	384,457	
Modelo Barra única com constrains e molas SAP 2000 (Cm)	P 0-1	588,033	3.356,776
	P 1-2	465,742	
	P 2-3	439,908	
	P 3-4	411,687	
	P 4-5	384,329	
	P 5-6	359,940	
	P 6-7	355,040	
	P 7-8	352,096	
Modelo Etabs (D)	P 0-1	1.130,114	4.545,148
	P 1-2	703,749	
	P 2-3	564,361	
	P 3-4	504,981	
	P 4-5	457,932	
	P 5-6	422,254	
	P 6-7	391,121	
	P 7-8	370,637	
Modelo Etabs com molas (Dm)	P 0-1	715,862	3.458,757
	P 1-2	469,102	
	P 2-3	430,225	
	P 3-4	398,430	
	P 4-5	374,812	
	P 5-6	362,809	
	P 6-7	356,648	
	P 7-8	350,870	

Modelo
A
Am
B
Bm
C
Cm
D
Dm

Resumo aço no núcleo NL1 por piso								
Piso	Modelo (A)	Modelo (Am)	Modelo (B)	Modelo (Bm)	Modelo (C)	Modelo (Cm)	Modelo (D)	Modelo (Dm)
P 0-1	994	1.038	955	608	942	588	1.130	716
P 1-2	653	537	740	486	729	466	704	469
P 2-3	559	456	680	462	669	440	564	430
P 3-4	502	414	618	433	608	412	505	398
P 4-5	455	395	556	405	549	384	458	375
P 5-6	417	385	495	380	491	360	422	363
P 6-7	385	374	434	355	434	355	391	357
P 7-8	373	363	378	352	384	352	371	351



Resumo aço no núcleo NL1 global		
Modelo	Aço total (kg)	Dif. Molas (%)
A	4.337	-9
Am	3.962	
B	4.857	-40
Bm	3.481	
C	4.808	-43
Cm	3.357	
D	4.545	-31
Dm	3.459	



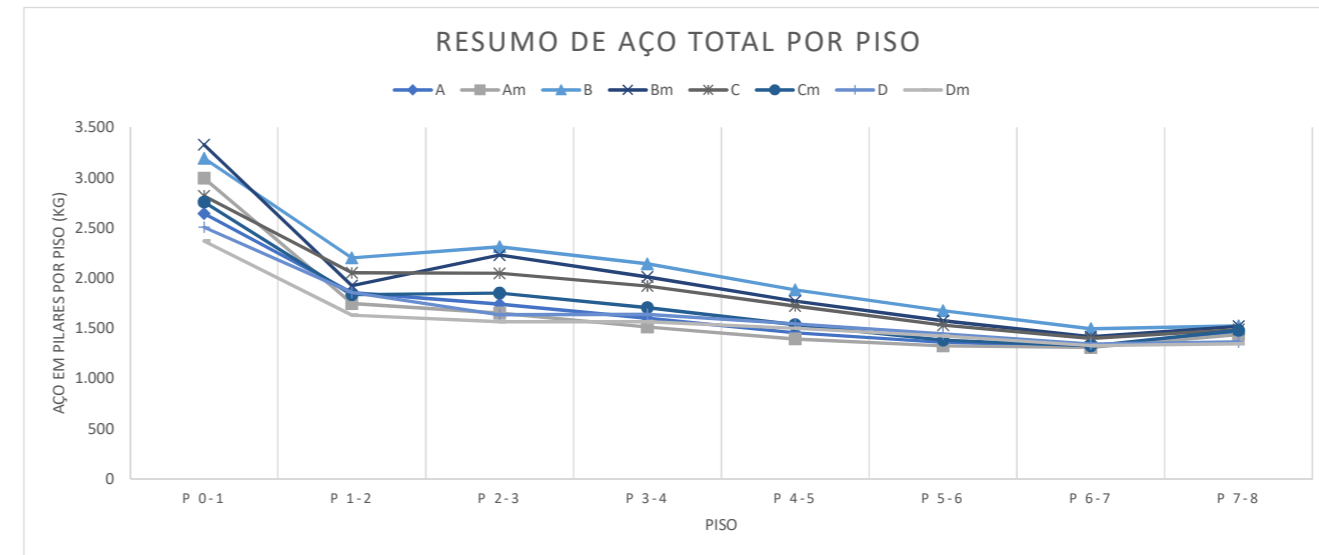
Anexo 05

- Ficheiros aço total elementos verticais dos modelos.

Resumo aço total nos modelos			
Modelo	Piso	Aço por piso (kg)	Aço total (kg)
Modelo Tres Barras SAP 2000 (A)	P 0-1	2.642,084	13.419,199
	P 1-2	1.853,513	
	P 2-3	1.738,807	
	P 3-4	1.599,296	
	P 4-5	1.454,163	
	P 5-6	1.359,271	
	P 6-7	1.320,915	
	P 7-8	1.451,148	
Modelo Tres Barras com molas SAP 2000 (Am)	P 0-1	2.994,203	13.367,084
	P 1-2	1.746,619	
	P 2-3	1.649,910	
	P 3-4	1.513,073	
	P 4-5	1.393,201	
	P 5-6	1.324,958	
	P 6-7	1.308,379	
	P 7-8	1.436,742	
Modelo Barra única com barras rígidas SAP 2000 (B)	P 0-1	3.191,682	16.424,184
	P 1-2	2.201,178	
	P 2-3	2.312,216	
	P 3-4	2.141,867	
	P 4-5	1.881,399	
	P 5-6	1.675,775	
	P 6-7	1.495,413	
	P 7-8	1.524,653	
Modelo Barra única com barras rígidas e molas SAP 2000 (Bm)	P 0-1	3.327,711	15.768,128
	P 1-2	1.923,799	
	P 2-3	2.228,345	
	P 3-4	2.009,919	
	P 4-5	1.769,651	
	P 5-6	1.574,575	
	P 6-7	1.415,364	
	P 7-8	1.518,763	
Modelo Barra única com constrains SAP 2000 (C)	P 0-1	2.818,403	14.978,285
	P 1-2	2.052,581	
	P 2-3	2.047,609	
	P 3-4	1.920,003	
	P 4-5	1.720,474	
	P 5-6	1.531,126	
	P 6-7	1.399,608	
	P 7-8	1.488,481	
Modelo Barra única com constrains e molas SAP 2000 (Cm)	P 0-1	2.755,492	13.866,766
	P 1-2	1.834,157	
	P 2-3	1.849,753	
	P 3-4	1.705,595	
	P 4-5	1.536,362	
	P 5-6	1.382,575	
	P 6-7	1.324,414	
	P 7-8	1.478,417	
Modelo Etabs (D)	P 0-1	2.505,237	13.332,398
	P 1-2	1.856,003	
	P 2-3	1.634,779	
	P 3-4	1.639,219	
	P 4-5	1.544,976	
	P 5-6	1.444,865	
	P 6-7	1.343,625	
	P 7-8	1.363,694	
Modelo Etabs com molas (Dm)	P 0-1	2.368,236	12.720,749
	P 1-2	1.628,963	
	P 2-3	1.565,193	
	P 3-4	1.564,932	
	P 4-5	1.497,935	
	P 5-6	1.423,524	
	P 6-7	1.327,003	
	P 7-8	1.344,963	

Modelo
A
Am
B
Bm
C
Cm
D
Dm

Resumo aço total por piso								
Piso	Modelo (A)	Modelo (Am)	Modelo (B)	Modelo (Bm)	Modelo (C)	Modelo (Cm)	Modelo (D)	Modelo (Dm)
P 0-1	2.642	2.994	3.192	3.328	2.818	2.755	2.505	2.368
P 1-2	1.854	1.747	2.201	1.924	2.053	1.834	1.856	1.629
P 2-3	1.739	1.650	2.312	2.228	2.048	1.850	1.635	1.565
P 3-4	1.599	1.513	2.142	2.010	1.920	1.706	1.639	1.565
P 4-5	1.454	1.393	1.881	1.770	1.720	1.536	1.545	1.498
P 5-6	1.359	1.325	1.676	1.575	1.531	1.383	1.445	1.424
P 6-7	1.321	1.308	1.495	1.415	1.400	1.324	1.344	1.327
P 7-8	1.451	1.437	1.525	1.519	1.488	1.478	1.364	1.345



Resumo aço total global		
Modelo	Aço total (kg)	Dif. Molas (%)
A	13.419	0
Am	13.367	0
B	16.424	-4
Bm	15.768	-8
C	14.978	-8
Cm	13.867	-5
D	13.332	-5
Dm	12.721	-5

