

**UNIVERSIDADE REGIONAL DO NOROESTE DO
ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL**

DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS

Curso de Graduação em Engenharia Civil

Gustavo Menegusso Pires

ESTUDO DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PILARES

Ijuí/RS

2011

Gustavo Menegusso Pires

ESTUDO DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PILARES

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil
apresentado como requisito parcial para obtenção de título
de Engenheiro Civil

Orientador: Prof. Paulo Cesar Rodrigues, Msc.

Ijuí/RS

2011

Gustavo Menegusso Pires

ESTUDO DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PILARES

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em sua forma final pelo professor orientador e pelo membro da banca examinadora

Banca examinadora

Prof. Paulo Cesar Rodrigues, Msc – Orientador

Prof. Valdi Henrique Spohr, Msc

Ijuí, 23 de Novembro de 2011.

Dedico este trabalho a minha família, pelo apoio em todos os momentos dessa jornada, em especial aos meus pais por tornarem este sonho possível.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a meus pais, Francisco e Ivete, aos meus irmãos Diego e Patrícia, a minha namorada Emilie e sua família pelo apoio, suporte e paciência durante esses anos, em todos os momentos importantes dessa jornada acadêmica. Ao meu orientador Professor Paulo Cesar Rodrigues pela oportunidade oferecida, bem como pelo apoio prestado ao desenvolvimento pessoal e intelectual, através deste estudo. Um agradecimento especial também aos demais familiares, amigos, colegas e professores, que direta ou indiretamente, tornaram a realização desse trabalho possível.

RESUMO

O pré-dimensionamento dos pilares é fator importante na realização de projetos estruturais, onde o dimensionamento correto da seção transversal dos pilares vai depender de fatores que devem ser previstos no pré-dimensionamento. Com isso, tentemos encontrar uma maneira que a seção transversal encontrada no pré-dimensionamento dos pilares de concreto armado, seja a mais próxima possível daquela que será utilizada no dimensionamento final. Utilizamos métodos de cálculo simplificados, aplicamos a força do vento nas edificações em estudo e verificamos se as seções transversais encontradas no pré-dimensionamento podem ser aplicadas no detalhamento final dos pilares. Para este trabalho, utilizamos softwares livres, como auxílio nos procedimentos de cálculo e principalmente para verificação e análise dos resultados. Estes resultados obtidos foram satisfatórios, mas não impedem que se façam algumas alterações em possíveis trabalhos futuros.

Palavras-chave: Pré-dimensionamento, pilar, concreto armado.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Corpos-de-prova cilíndricos 15 x 30 cm e 10 x 20 cm para determinação da resistência à compressão de concretos	20
Figura 2 – Corpo-de-prova cilíndrico em ensaio para determinação da resistência à compressão do concreto.....	20
Figura 3 – Ensaio de tração axial (tração direta).....	21
Figura 4 – Resistência do concreto à tração por ensaio de compressão diametral.....	22
Figura 5 – Ensaio de resistência à tração na flexão	22
Figura 6 – Determinação do módulo de elasticidade do concreto à compressão	23
Figura 7 – Deformações longitudinais e transversais.....	25
Figura 8 – Diagrama $\sigma \times \epsilon$ do concreto idealizado para o concreto à compressão.....	26
Figura 9 – Superfícies de barras de aço para concreto armado	28
Figura 10 – Tela soldada	30
Figura 11 – Arame duplo recozido	30
Figura 12 – Diagramas $\sigma \times \epsilon$ dos aços laminados (A) e aços trefilados (B).....	32
Figura 13 – Diagrama $\sigma \times \epsilon$ para aços com ou sem patamar de escoamento	33
Figura 14 – Aplicação de força de protensão em viga bi-apoiada.....	35
Figura 15 – Viga de concreto simples (a) e viga de concreto armado (b).....	35
Figura 16 – Elemento linear	37
Figura 17 – Elemento bidimensional.....	37
Figura 18 – Elemento tridimensional	38
Figura 19 – Gráfico das Isopletras	43
Figura 20 – Processo para determinação da área de influência dos pilares.....	51

Figura 21 – Processo de aplicação da área de influência dos pilares	52
Figura 22 – Edificação de 4 Pavimentos: 4º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12.....	70
Figura 23 – Edificação de 4 Pavimentos: 3º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12.....	70
Figura 24 – Edificação de 4 Pavimentos: 2º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12.....	71
Figura 25 – Edificação de 4 Pavimentos: 1º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12.....	71
Figura 26 – Edificação de 4 Pavimentos: 4º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11.....	72
Figura 27 – Edificação de 4 Pavimentos: 3º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11.....	72
Figura 28 – Edificação de 4 Pavimentos: 2º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11.....	73
Figura 29 – Edificação de 4 Pavimentos: 1º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11.....	73
Figura 30 – Edificação de 4 Pavimentos: 4º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10.....	74
Figura 31 – Edificação de 4 Pavimentos: 3º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10.....	74
Figura 32 – Edificação de 4 Pavimentos: 2º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10.....	75
Figura 33 – Edificação de 4 Pavimentos: 1º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10.....	75
Figura 34 – Edificação de 6 Pavimentos: 6º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12.....	78
Figura 35 – Edificação de 6 Pavimentos: 5º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12.....	78
Figura 36 – Edificação de 6 Pavimentos: 4º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12.....	79
Figura 37 – Edificação de 6 Pavimentos: 3º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12.....	79
Figura 38 – Edificação de 6 Pavimentos: 2º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12.....	80
Figura 39 – Edificação de 6 Pavimentos: 1º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12.....	80
Figura 40 – Edificação de 6 Pavimentos: 6º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11.....	81
Figura 41 – Edificação de 6 Pavimentos: 5º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11.....	81
Figura 42 – Edificação de 6 Pavimentos: 4º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11.....	82
Figura 43 – Edificação de 6 Pavimentos: 3º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11.....	82
Figura 44 – Edificação de 6 Pavimentos: 2º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11.....	83
Figura 45 – Edificação de 6 Pavimentos: 1º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11.....	83
Figura 46 – Edificação de 6 Pavimentos: 6º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10.....	84
Figura 47 – Edificação de 6 Pavimentos: 5º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10.....	84
Figura 48 – Edificação de 6 Pavimentos: 4º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10.....	85
Figura 49 – Edificação de 6 Pavimentos: 3º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10.....	85
Figura 50 – Edificação de 6 Pavimentos: 2º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10.....	86
Figura 51 – Edificação de 6 Pavimentos: 1º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10.....	86
Figura 52 – Edificação de 8 Pavimentos: 8º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12.....	89
Figura 53 – Edificação de 8 Pavimentos: 7º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12.....	89

Figura 54 – Edificação de 8 Pavimentos: 6º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12.....	90
Figura 55 – Edificação de 8 Pavimentos: 5º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12.....	90
Figura 56 – Edificação de 8 Pavimentos: 4º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12.....	91
Figura 57 – Edificação de 8 Pavimentos: 3º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12.....	91
Figura 58 – Edificação de 8 Pavimentos: 2º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12.....	92
Figura 59 – Edificação de 8 Pavimentos: 1º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12.....	92
Figura 60 – Edificação de 8 Pavimentos: 8º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11.....	93
Figura 61 – Edificação de 8 Pavimentos: 7º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11.....	93
Figura 62 – Edificação de 8 Pavimentos: 6º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11.....	94
Figura 63 – Edificação de 8 Pavimentos: 5º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11.....	94
Figura 64 – Edificação de 8 Pavimentos: 4º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11.....	95
Figura 65 – Edificação de 8 Pavimentos: 3º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11.....	95
Figura 66 – Edificação de 8 Pavimentos: 2º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11.....	96
Figura 67 – Edificação de 8 Pavimentos: 1º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11.....	96
Figura 68 – Edificação de 8 Pavimentos: 8º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10.....	97
Figura 69 – Edificação de 8 Pavimentos: 7º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10.....	97
Figura 70 – Edificação de 8 Pavimentos: 6º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10.....	98
Figura 71 – Edificação de 8 Pavimentos: 5º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10.....	98
Figura 72 – Edificação de 8 Pavimentos: 4º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10.....	99
Figura 73 – Edificação de 8 Pavimentos: 3º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10.....	99
Figura 74 – Edificação de 8 Pavimentos: 2º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10.....	100
Figura 75 – Edificação de 8 Pavimentos: 1º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10.....	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Área de Influência por Pilar.....	53
Tabela 2 – Cargas Verticais: Edifício de 4 Pavimentos	54
Tabela 3 – Cargas Verticais: Edifício de 6 Pavimentos	54
Tabela 4 – Cargas Verticais: Edifício de 8 Pavimentos	54
Tabela 5 – Área de Concreto: Pilares do Edifício de 4 Pavimentos.....	55
Tabela 6 – Área de Concreto: Pilares do Edifício de 6 Pavimentos.....	56
Tabela 7 – Área de Concreto: Pilares do Edifício de 8 Pavimentos.....	56
Tabela 8 – Área de Concreto Adotada: Pilares do Edifício de 4 Pavimentos	57
Tabela 9 – Área de Concreto Adotada: Pilares do Edifício de 6 Pavimentos	57
Tabela 10 – Área de Concreto Adotada: Pilares do Edifício de 8 Pavimentos	57
Tabela 11 – Valores de S2.....	58
Tabela 12 – Velocidade Característica do Vento: Edifício de 4 Pavimentos.....	58
Tabela 13 – Velocidade Característica do Vento: Edifício de 6 Pavimentos.....	59
Tabela 14 – Velocidade Característica do Vento: Edifício de 8 Pavimentos.....	59
Tabela 15 – Pressão Dinâmica do Vento: Edifício de 4 Pavimentos	59
Tabela 16 – Pressão Dinâmica do Vento: Edifício de 6 Pavimentos	59
Tabela 17 – Pressão Dinâmica do Vento: Edifício de 8 Pavimentos	59
Tabela 18 – Coeficientes de Arrasto.....	60
Tabela 19 – Ae para Aplicação da Força do Vento: Edifício de 4 Pavimentos	60
Tabela 20 – Ae para Aplicação da Força do Vento: Edifício de 6 Pavimentos	60
Tabela 21 – Ae para Aplicação da Força do Vento: Edifício de 8 Pavimentos	60

Tabela 22 – Fa do Vento X: Edifício de 4 Pavimentos	61
Tabela 23 – Fa do Vento X: Edifício de 6 Pavimentos	61
Tabela 24 – Fa do Vento X: Edifício de 8 Pavimentos	61
Tabela 25 – Fa do Vento Y: Edifício de 4 Pavimentos	61
Tabela 26 – Fa do Vento Y: Edifício de 6 Pavimentos	61
Tabela 27 – Fa do Vento Y: Edifício de 8 Pavimentos	61
Tabela 28 – Momentos Fletores: Edifício de 4 Pavimentos	63
Tabela 29 – Momentos Fletores: Edifício de 6 Pavimentos	64
Tabela 30 – Momentos Fletores: Edifício de 8 Pavimentos	65
Tabela 31 – Momentos Fletores Majorados: Edifício de 4 Pavimentos	66
Tabela 32 – Momentos Fletores Majorados: Edifício de 6 Pavimentos	67
Tabela 33 – Momentos Fletores Majorados: Edifício de 8 Pavimentos	68
Tabela 34 – Taxas de Armadura: Edifício de 4 Pavimentos	77
Tabela 35 – Taxas de Armadura: Edifício de 6 Pavimentos	88
Tabela 36 – Taxas de Armadura: Edifício de 8 Pavimentos	102

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
Φ	Diâmetro
f_{ck}	Resistência à compressão característica do concreto
MPa	Mega Pascal
GPa	Giga Pascal
f_{ct}	Resistência à tração axial (tração direta)
$f_{ct,f}$	Resistência à tração na flexão
$f_{ct,sp}$	Resistência à tração indireta
$f_{ct,m}$	Resistência média à tração direta
ε	Deformação
σ	Tensão
$\sigma \times \varepsilon$	Diagrama tensão-deformação
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial
E	Módulo de elasticidade
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante

ν	Coeficiente de Poisson
G_c	Módulo de elasticidade transversal
f_{yk}	Resistência de escoamento característica
f_y	Resistência de escoamento
kgf/mm ²	Quilograma-força por milímetro quadrado
kg/m ³	Quilograma por metro cúbico
kN/cm ²	Quilonewton por metro quadrado
ϵ_u	Deformações últimas
f_{yca}	Resistência de cálculo do aço à compressão
f_{yda}	Resistência de cálculo do aço à tração
γ_s	Coeficiente de ponderação
α	Coeficiente de dilatação térmica
γ_{conc}	Peso específico do concreto
V_0	Velocidade básica do vento
S_1	Fator topográfico
S_2	Fator rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno
S_3	Fator estatístico
V_k	Velocidade característica do vento
C_{pe}	Coeficiente de pressão externa, obtido de acordo com a dimensão geométrica da edificação
C_{pi}	Coeficiente de pressão interna, obtido de acordo com a dimensão geométrica da edificação
q	Pressão dinâmica do vento
A_e	Área frontal ou perpendicular a ação do vento

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	17
1. REVISÃO DA LITERATURA	18
1.1. CONCRETO.....	18
1.1.1. Massa Específica	18
1.1.2. Classes.....	19
1.1.3. Resistência à Compressão	19
1.1.4. Resistência à Tração	21
1.1.4.1. Ensaio de Tração Axial (Tração Direta).....	21
1.1.4.2. Ensaio de Compressão Diametral (Tração Indireta).....	21
1.1.4.3. Ensaio de Tração na Flexão.....	22
1.1.5. Módulo de Elasticidade	23
1.1.6. Coeficiente de Poisson e Módulo de Elasticidade Transversal.....	24
1.1.7. Diagramas Tensão – Deformação	25
1.1.7.1. Compressão	25
1.1.7.2. Tração	26
1.1.8. Deformações do Concreto	26
1.1.8.1. Deformações Elásticas.....	26
1.1.8.2. Deformações Plásticas Independentes do Tempo	27
1.1.8.3. Deformações Plásticas Dependentes do Tempo	27
1.2. AÇO PARA CONCRETO ARMADO.....	27
1.2.1. Generalidades	27
1.2.2. Massa Específica	29

1.2.3. Coeficiente de Dilatação Térmica	29
1.2.4. Módulo de Elasticidade	29
1.2.5. Características Geométricas	29
1.2.6. Propriedades do Aço	30
1.2.6.1. Elasticidade.....	31
1.2.6.2. Plasticidade.....	31
1.2.6.3. Ductilidade	31
1.2.6.4. Resiliência	31
1.2.6.5. Fluência	31
1.2.7. Diagrama Tensão – Deformação	32
1.3. CONCRETO ARMADO	33
1.3.1. Vantagens do Concreto Armado	36
1.3.2. Desvantagens do Concreto Armado.....	36
1.4. ELEMENTOS ESTRUTURAIS	36
1.4.1. Elementos Lineares.....	37
1.4.2. Elementos Bidimensionais	37
1.4.3. Elementos Tridimensionais.....	37
1.4.4. Principais Elementos Estruturais de Concreto Armado	38
1.5. AÇÕES NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	39
1.5.1. Ações Permanentes	40
1.5.1.1. Ações Permanentes Diretas	40
1.5.1.2. Ações Permanentes Indiretas.....	40
1.5.2. Ações Variáveis	40
1.5.2.1. Ações Variáveis Normais	40
1.5.2.2. Ações Variáveis Especiais.....	41
1.5.3. Ações Excepcionais.....	41
1.6. AÇÃO DO VENTO	41
1.6.1. Velocidade Característica	42
1.6.1.1. Velocidade Básica do Vento.....	42
1.6.1.2. Fator Topográfico (S1).....	43
1.6.1.3. Fator Rugosidade do Terreno, Dimensões da Edificação e Altura sobre o Terreno (S2).....	44
1.6.1.4. Fator Estatístico (S3).....	45
1.6.2. Determinação das Forças Estáticas.....	45

2. METODOLOGIA.....	47
2.1. CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA.....	47
2.2. PLANEJAMENTO DA PESQUISA	47
2.3. PROCEDIMENTO DE COLETA E INTERPRETAÇÃO DE DADOS.....	47
2.4. ESTUDO DE CASO	48
2.5. MATERIAIS E EQUIPAMENTOS	48
2.5.1. Software Ftool.....	48
2.5.2. Software Oblíqua.....	49
2.6. ANÁLISE DE DADOS.....	49
3. RESULTADOS	50
3.1. ESTIMATIVA DA CARGA VERTICAL NOS PILARES PELA ÁREA DE INFLUÊNCIA	50
3.2. DETERMINAÇÃO DA CARGA VERTICAL NOS PILARES.....	53
4.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES	55
3.3. AÇÕES DO VENTO	58
3.3.1. Velocidade Característica (V_k)	58
3.3.2. Pressão Dinâmica do Vento (q)	59
3.3.3. Coeficiente de Arrasto (C_a).....	59
3.3.4. Área Efetiva de Aplicação da Força do Vento.....	60
3.3.5. Força de Arrasto (F_a).....	60
3.3. MOMENTOS FLETORES ATUANTES	62
3.4. VERIFICAÇÃO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS NO SOFTWARE OBLÍQUA.....	68
3.4.1. Edifício de 4 Pavimentos	70
3.4.2. Edifício de 6 Pavimentos	78
3.4.3. Edifício de 8 Pavimentos	89
CONCLUSÃO.....	103
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	105
ANEXO A:	107
ANEXO B:.....	110
ANEXO C:	113

INTRODUÇÃO

Para que possa ser feito o dimensionamento correto da seção transversal de pilares, são necessários os esforços solicitantes. Porém, esses esforços só podem ser obtidos após ser determinada a geometria do elemento, que contribui com definição de peso próprio e análise da estabilidade global da estrutura.

O objetivo principal é realizar o pré-dimensionamento de pilares, de forma que forneça dimensões da seção transversal e taxas de armaduras iniciais próximas às obtidas após dimensionamento e análise final dos pilares conforme procedimentos normativos.

Para realizar o pré-dimensionamento deverão ser consideradas as variáveis de maior importância, como os esforços verticais solicitantes, as taxas de armaduras estimadas, os tipos de materiais que serão empregados e os efeitos de momento fletor atuantes. Tentaremos obter um pré-dimensionamento da estrutura que se aproxime da estrutura final e esteja em conformidade com a NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, nos requisitos de segurança, durabilidade, conforto e economia.

O pré-dimensionamento dos pilares em edificações é de extrema importância para fases iniciais do projeto, onde os elementos interferem arquitetonicamente no mesmo, principalmente nas áreas do térreo e subsolo de edifícios de múltiplos pavimentos. Também podemos citar que o bom pré-dimensionamento pode simplificar a compatibilização do projeto estrutural com os demais projetos de sistemas prediais necessários em uma edificação, como hidrossanitário, elétrico, etc. Outro fator a ser considerado é a falta de bibliografias e inexistência de itens na norma que se refere ao pré-dimensionamento de pilares, onde todo conhecimento existente é fruto da experiência dos projetistas.

1. REVISÃO DA LITERATURA

1.1. CONCRETO

Concreto é o material formado pela mistura dos agregados (naturais ou britados) com cimento e água. Em função de necessidades específicas, são acrescentados aditivos que melhoram as características do concreto fresco ou endurecidos. (ARAÚJO, 2003).

Aglomerantes: Unem os fragmentos de outros materiais, em geral se usa o cimento portland, que reage com a água e endurece com o tempo.

Agregados: São partículas minerais que aumentam o volume da mistura, reduzindo seu custo. Dependendo das dimensões, características do diâmetro (Φ) dos agregados, dividem-se em dois grupos:

- Agregados miúdos: $0,075\text{mm} < \Phi < 4,8\text{mm}$. Ex.: Areia.
- Agregados graúdos: $\Phi \geq 4,8\text{mm}$. Ex.: Pedra.

O concreto depois de endurecer apresenta:

- Boa resistência à compressão;
- Baixa resistência à tração;
- Comportamento frágil, pois rompe com pequenas deformações.

1.1.1. Massa Específica

Para cálculo, o valor usual adotado para o concreto simples é de 2.400 kg/m^3 e 2.500 kg/m^3 para o concreto armado.

1.1.2. Classes

A norma brasileira se aplica a concretos de massa específica normal, das classes do grupo I, indicadas na NBR 8953/2009 – Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência, com resistência à compressão característica (f_{ck}) especificada para a idade de 28 dias variando de 10 a 50 MPa (concretos C10, C15, C20, C25, C30, C35, C40, C45 e C50). (KAEFER, 2000).

A NBR 6118/2007 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, relaciona a resistência do concreto com a durabilidade das estruturas, com isso estabelece os valores mínimos de resistência à compressão, que deverá ser de no mínimo 15 MPa para fundações e obras provisórias, 20 MPa para concretos com apenas armaduras passivas e de 25 MPa para concretos com armadura ativa. (RODRIGUES, 2010)

Os procedimentos contidos na NBR 6118/2007 se aplicam apenas aos concretos do grupo I, com resistência até 50 MPa (C50). Para os concretos do grupo II, que possuem resistências maiores que 50 MPa, os procedimentos devem ser consultados em normas estrangeiras, pois no Brasil não existe normatização para projeto de estruturas com concretos do grupo II.

1.1.3. Resistência à Compressão

A resistência à compressão do concreto é determinada através de ensaios padronizados de curta duração. No Brasil a resistência é em geral, avaliada por meio de corpos-de-prova cilíndricos, moldados conforme a NBR 5738/2003 – Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova.



Figura 1- Corpos-de-prova cilíndricos 15 x 30 cm e 10 x 20 cm para determinação da resistência à compressão de concretos

Fonte: Bastos (2006)

O ensaio para determinar a resistência é feito em uma prensa na idade padrão de 28 dias a partir da moldagem, convencionando-se que esta é a idade em que a estrutura deverá entrar em carga. O rompimento dos corpos-de-prova é feito conforme NBR 5739/2007 – Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndrico. (RODRIGUES, 2010)



Figura 2 – Corpo-de-prova cilíndrico em ensaio para determinação da resistência à compressão do concreto

Fonte: Bastos (2006)

1.1.4. Resistência à Tração

A resistência à tração do concreto varia entre 8% e 15% da sua resistência à compressão. Esta resistência pode ser determinada em três ensaios diferentes: ensaio de tração axial, ensaio de compressão diametral ou ensaio de flexão. Normalmente, o termo Resistência à tração constante nas normas de projeto (NBR 6118, ABNT), refere-se à resistência à tração axial (tração direta), f_{ct} .

1.1.4.1. Ensaio de Tração Axial (Tração Direta)

Este ensaio considerado o de referência, a resistência à tração direta, f_{ct} , é determinada aplicando-se tração axial, até a ruptura, em corpos-de-prova de concreto simples, ver Figura 3. A seção central é retangular, medindo 9 cm por 30 cm, e as extremidades são quadradas, com 15 cm de lado.

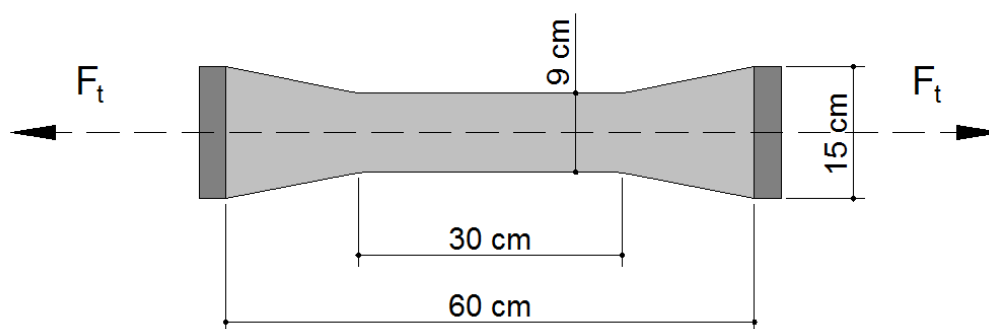


Figura 3 – Ensaio de tração axial (tração direta)

1.1.4.2. Ensaio de Compressão Diametral (Tração Indireta)

O ensaio consiste em se comprimir longitudinalmente o corpo-de-prova cilíndrico de 15 x 30 cm segundo a direção do seu diâmetro, ver Figura 4. A resistência à tração indireta ($f_{ct,sp}$), determinada neste ensaio, esta prescrita na NBR 7222/2010 Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos.

Quando se aplicam tensões de compressão numa direção surgem também tensões de tração perpendiculares à direção das tensões de compressão. No ensaio de compressão diametral surgem tensões de tração horizontais na direção diametral, que causam o rompimento do corpo-de-prova. (RODRIGUES, 2010)

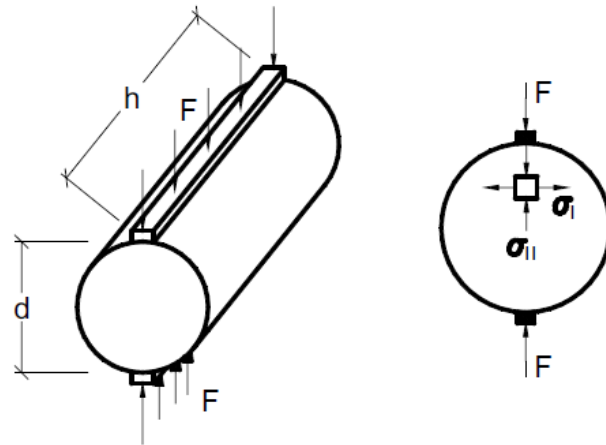


Figura 4 – Resistência do concreto à tração por ensaio de compressão diametral
Fonte: Adaptado de Bastos (2006)

1.1.4.3. Ensaio de Tração na Flexão

A resistência à tração na flexão ($f_{ct,f}$), determinada conforme a NBR 12.142/2010 Concreto — Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos, consiste em submeter uma viga de concreto simples a um ensaio de flexão simples, ver Figura 5. A resistência à tração na flexão corresponde à tensão na fibra mais tracionada no instante da ruptura da viga.

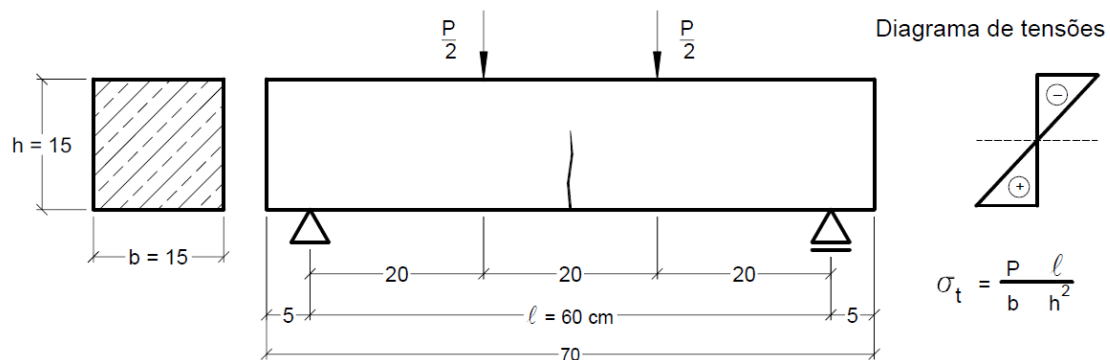


Figura 5 – Ensaio de resistência à tração na flexão
Fonte: Bastos (2006)

Os resultados obtidos nos três ensaios são diferentes, para isso existem coeficientes de conversão, que irá considerar a resistência à tração direta, f_{ct} , igual às expressões:

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (1)$$

$$f_{ct} = 0,7 \cdot f_{ct,f} \quad (2)$$

Quando não é possível a realização de algum dos ensaios, a resistência média à tração direta pode ser obtida a partir da resistência à compressão f_{ck} :

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (3)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (4)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} \quad (5)$$

1.1.5. Módulo de Elasticidade

Segundo Rodrigues (2010), o módulo de elasticidade é um parâmetro relativo à medida da deformação que o concreto sofre sob a ação das tensões, geralmente de compressão. Os concretos com elevadas resistências à compressão normalmente se deformam menos que os de resistências menores, por isso têm módulos de elasticidade maiores. O módulo de elasticidade depende das características e dos materiais da mistura do concreto, como o tipo do agregado, a pasta do cimento e a zona de transição entre a argamassa e os agregados.

O módulo de elasticidade do concreto é avaliado por meio do diagrama tensão x deformação do concreto ($\sigma \times \varepsilon$), dado pela tangente do ângulo formado por uma reta tangente à curva do diagrama $\sigma \times \varepsilon$. Outro módulo também importante é o de elasticidade secante, dado pela tangente do ângulo formado pela reta secante que passa por um ponto A do diagrama, ver Figura 6. O módulo de deformação tangente inicial é obtido por ensaio descrito na NBR 8522/2008 – Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. (RODRIGUES, 2010)

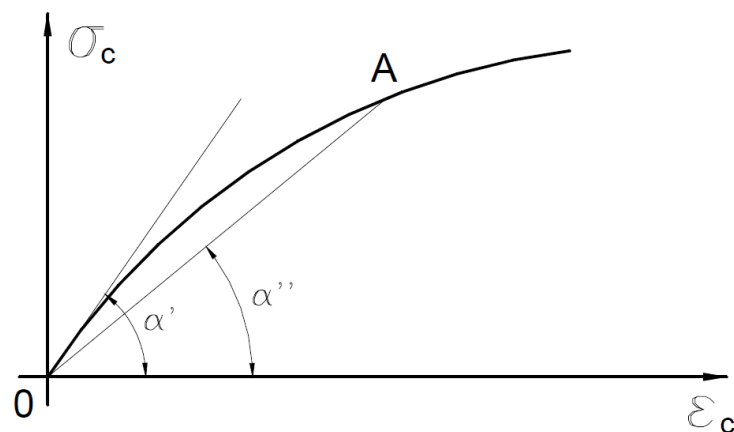


Figura 6 – Determinação do módulo de elasticidade do concreto à compressão
Fonte: Bastos (2006)

Na ausência de dados experimentais sobre o módulo de elasticidade do concreto, para a idade referência de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial usando a seguinte expressão:

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (6)$$

O módulo de elasticidade secante a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para a determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limite de serviço, deve ser calculado pela Equação (7), entretanto, na avaliação do comportamento global da estrutura permite-se utilizar em projeto o módulo inicial fornecido pela equação (6). (KAEFER, 2000)

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci} \quad (7)$$

Para avaliar o comportamento de um elemento estrutural ou uma seção transversal, um módulo de elasticidade único pode ser adotado, à tração e à compressão, igual ao módulo de elasticidade secante.

1.1.6. Coeficiente de Poisson e Módulo de Elasticidade Transversal

Uma força uniaxial aplicada em uma peça de concreto gera uma deformação longitudinal na direção da carga, e uma deformação transversal.

A relação entre a deformação transversal e a deformação longitudinal é chamada de coeficiente de Poisson (ν), que é variável com a resistência a compressão do concreto e com o grau de sollicitação, situando-se entre 0,15 e 0,25, adotando-se, em média, o valor $\nu = 0,2$. (MARCELLINO, 2010)

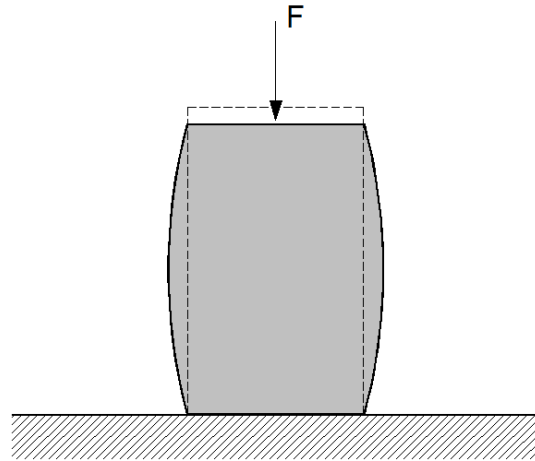


Figura 7 – Deformações longitudinais e transversais

O módulo de elasticidade transversal (G_c) é determinado quando temos o coeficiente de Poisson. Para peças sem fissuras e material homogêneo a expressão é:

$$G_c = \frac{E_c}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (8)$$

O módulo de elasticidade transversal (G_c), segundo a NBR 6118/2007, deve ser estimado em função do módulo de elasticidade secante, como:

$$G_c = 0,4 \cdot E_{cs} \quad (9)$$

1.1.7. Diagramas Tensão – Deformação

1.1.7.1. Compressão

Para o dimensionamento de seções transversais de peças de concreto no estado limite último, a NBR 6118/2007, indica o diagrama tensão – deformação à compressão como sendo um diagrama simplificado.

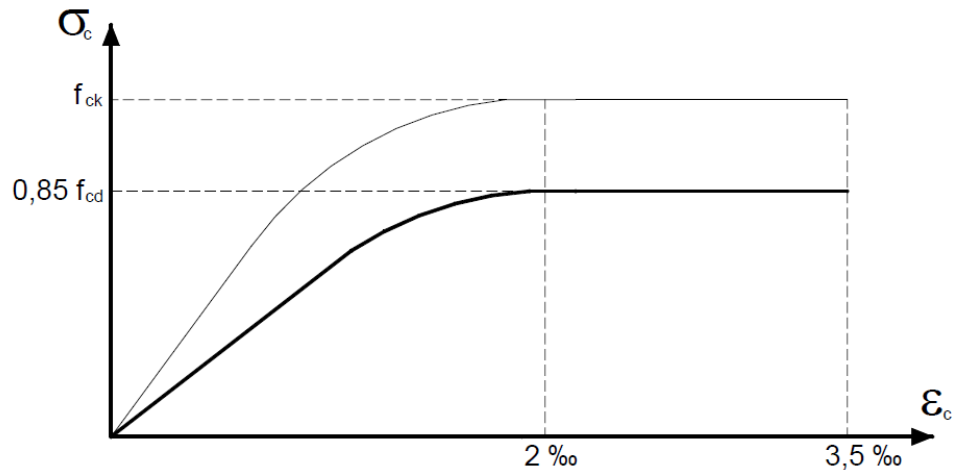


Figura 8 – Diagrama $\sigma \times \epsilon$ do concreto idealizado para o concreto à compressão
Fonte: Rodrigues (2010)

Segundo a NBR 6118/2007 o módulo de elasticidade transversal deve ser estimado em função do módulo de elasticidade secante, como:

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci} \quad (10)$$

1.1.7.2. Tração

No estado limite último o concreto tracionado se encontra fissurado, não considera nesta situação resistência à tração nas rotinas de dimensionamento e geração de diagramas força normal – momento – curvatura. (KAEFER, 2000)

1.1.8. Deformações do Concreto

O concreto, sob ação dos carregamentos e das forças da natureza, apresenta deformações que aumentam ou diminuem o seu volume, podendo dar origem a fissuras, que, dependendo da sua abertura e do ambiente a que a peça está exposta, podem ser prejudiciais para a estética e para a durabilidade da estrutura.

1.1.8.1. Deformações Elásticas

Segundo Leonhardy e Mönnig (1977 apud Silva, 2007) a deformação elástica trata do comportamento puramente elástico do concreto, que só acontece no caso de tensões baixas e de curta duração, o módulo de elasticidade (E) é determinado através do incremento reiterado

de carga de curta duração. Por ser o concreto um material heterogêneo, a natureza dos agregados, o traço do concreto e o fator água-cimento tem grande influência no valor de E .

1.1.8.2. Deformações Plásticas Independentes do Tempo

As deformações plásticas ocorrem devidas às cargas elevadas de curta duração e não desaparecem totalmente com a retirada da carga. (NBR 6118/2007)

1.1.8.3. Deformações Plásticas Dependentes do Tempo

As deformações dependentes da fluência e retração são as alterações de volume que o concreto sofre com a influência do clima (ar, água), essas deformações são retração e expansão, que independem do carregamento, já a deformação lenta e a relaxação são fenômenos que dependem do tempo e ao mesmo tempo dependem das cargas e das deformações. (SILVA, 2007)

1.2. AÇO PARA CONCRETO ARMADO

1.2.1. Generalidades

Aço é uma liga metálica composta principalmente de ferro e de pequenas quantidades de carbono. Os aços estruturais para construção civil possuem teores de carbono da ordem de 0,18% a 0,25%. Como o concreto apresenta pequena resistência à tração e é frágil, é conveniente a associação do aço ao concreto, obtendo-se o concreto armado. Este material, adequadamente dimensionado e detalhado, resiste muito bem à maioria dos tipos de sollicitação. (PINHEIRO, 2007)

Segundo Montoya (1989), as armaduras empregadas no concreto armado são, geralmente, barras lisas de aço comum, barras de aço nervurado de alta resistência, fios ondulados e malhas eletrosoldadas. O emprego de armaduras de outros tipos, como os perfis metálicos laminados, requerem estudos especiais que devem ser particularmente cuidadosos em relação à aderência e ancoragem dos elementos metálicos.

No Brasil, temos além das barras lisas e nervuradas, as barras com entalhes, que possuem saliências com alguma diferença em relação às barras nervuradas. Estas barras, entalhadas, são menos empregadas na construção civil do que as nervuradas.

Os aços utilizados em estruturas de concreto armado no Brasil são estabelecidos pela norma NBR 7480/2007 - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado -

Especificação. Para a norma, as armaduras para concreto armado podem ser classificadas em barras e fios. As barras são obtidas por laminação a quente e possuem diâmetro (Φ) mínimo de 5 mm. Os fios são obtidos por trefilação e possuem diâmetro (Φ) máximo de 10 mm. (ARAÚJO, 2003)

As barras de aço são classificadas em CA-25 e CA-50 e os fios de aço em CA-60, onde CA significa concreto armado e o número seguinte indica o valor característico da resistência de escoamento (f_{yk}). O valor de f_{yk} é dado em kgf/mm² ou kN/cm².



Entalhada;



Lisa;



Nervurada.

Figura 9 – Superfícies de barras de aço para concreto armado
Fonte: Catálogos Belgo e Gerdau

1.2.2. Massa Específica

Para cálculo, a NBR 6118/2007 determina o valor usual adotado para o aço de 7.850 kg/m³.

1.2.3. Coeficiente de Dilatação Térmica

A NBR 6118/2007 determina o valor de $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C.

1.2.4. Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade a adotar em cálculo é de 210 GPa ou 210.000 MPa, valores indicados na NBR 6118/2007.

1.2.5. Características Geométricas

As barras e fios de aço têm comprimento de fabricação até 12 m, também se permite a existência de barras curtas, onde o comprimento mínimo é de 6 m. As barras lisas e fios devem ser identificados pelo fabricante com etiquetas ou marcas em relevo, identificando o produtor, diâmetro nominal e categoria do aço. As barras nervuradas devem apresentar marcas de laminação em relevo.

Os diâmetros (Φ em mm) padronizados pela NBR 7480/2007 são:

- a) Barras: 5; 6,3; 8; 10; 12,5; 16; 20; 22; 25; 32 e 40;
- b) Fios: 2,4; 3,4; 3,8; 4,2; 5; 5,5; 6; 6,4; 7; 8; 9,5 e 10.

As principais produtoras de barras e fios de aço para construção civil no Brasil são a Belgo Mineira e a Gerdau. Estes fabricantes também fornecem armaduras prontas para o uso, que possuem dimensões e diâmetros padronizados pela empresa, que devem ser consultados previamente, pois podem não constar na norma regulamentadora.

Um produto útil nas obras são as telas soldadas, Figura 10, que possuem as barras soldadas entre si, fornecidas assim pelos fabricantes, dessa forma elas levam à economia de tempo e mão-de-obra na execução. Estas telas são padronizadas pelos fabricantes, e têm diferentes distâncias e diâmetros dos fios, que geralmente é o CA-60. As telas soldadas podem ser utilizadas em lajes, pisos, calçamentos, elementos pré-fabricados, etc.



Figura 10 – Tela soldada
Fonte: Bastos (2006)

Outro produto em aço bastante utilizado em obras são os arames recozidos, que são utilizados quando as armaduras são cortadas e montadas na obra, para fazer a amarração entre as barras e os fios de aço. Os arames recozidos geralmente são duplos e torcidos, com diâmetro de 1,24 mm ou em fio único com diâmetro de 1,65 mm. Os arames geralmente são fornecidos em quilos. (RODRIGUES, 2010)

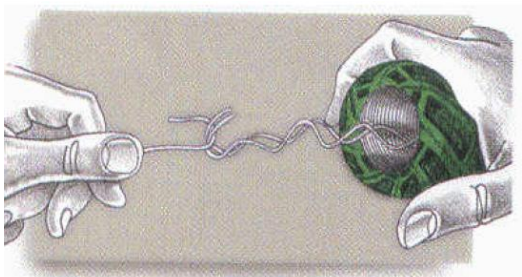


Figura 11 – Arame duplo recozido
Fonte: Bastos (2006)

1.2.6. Propriedades do Aço

As propriedades do aço são de fundamental importância, não são exclusivas do aço, mas são semelhantes para todos os metais. Realizando um teste de resistência, submetendo uma barra metálica a um esforço de tração crescente, esta irá aumentar seu comprimento, apresentando deformação progressiva de extensão. Analisando este alongamento, são encontrados algumas propriedades e conceitos do aço.

1.2.6.1. Elasticidade

A elasticidade de um material é a sua capacidade de voltar à forma original em um ciclo de carregamento e descarregamento. Quando a tensão é removida, a deformação elástica é reversível, sendo um comportamento dos metais por possuir natureza cristalina, onde os átomos constituintes da rede se movimentam. (FERRAZ, 2003)

1.2.6.2. Plasticidade

É a propriedade inversa à da elasticidade, onde o material não volta à sua forma inicial após a remoção da tensão de carregamento, resultando em uma deformação permanente. A deformação plástica altera a estrutura de um metal, aumentando sua dureza. Este fenômeno é denominado endurecimento pela deformação a frio ou encruamento. (FERRAZ, 2003)

1.2.6.3. Ductilidade

A ductilidade é a capacidade do material de se deformar sob a ação de cargas antes de se romper, estas deformações constituem um aviso prévio à ruptura final do material. Quanto mais dúctil o aço, maior será a redução de área ou o alongamento antes da ruptura. As barras de aço sofrem grandes deformações antes de se romper, o que na prática constitui um aviso da presença de tensões elevadas.

1.2.6.4. Resiliência

É a capacidade do material em absorver energia mecânica em regime elástico, ou seja, a capacidade de restituir a energia mecânica absorvida.

1.2.6.5. Fluência

A fluência acontece em função de ajustes plásticos que podem ocorrer em pontos de tensão ao longo dos contornos dos grãos do material. Estes pontos aparecem após o metal ser solicitado a uma carga constante, e sofrer uma deformação elástica. Após esta fluência ocorre a deformação contínua, levando a uma redução da área da seção transversal da peça. Tem relação com a temperatura a qual o material está submetido: quanto mais alta, maior ela será, porque facilita o início e fim da deformação plástica. (FERRAZ, 2003)

1.2.7. Diagrama Tensão – Deformação

Os diagramas $\sigma \times \varepsilon$ dos aços laminados a quente e trefilados a frio apresentam características diferentes. Os aços laminados, a resistência de escoamento (f_y) fica bem caracterizada no diagrama, o que não ocorre nos aços trefilados. Por este motivo, nos aços trefilados, a resistência de escoamento é convencional, é escolhido um valor para a resistência de escoamento correspondente à deformação residual de 2 ‰. Se o aço for tensionado até o valor de f_y e a tensão for completamente retirada, o aço não voltará ao seu estado natural de pré-tensão, pois haverá no aço uma deformação de 2 ‰, chamada residual ou permanente. (RODRIGUES, 2010)

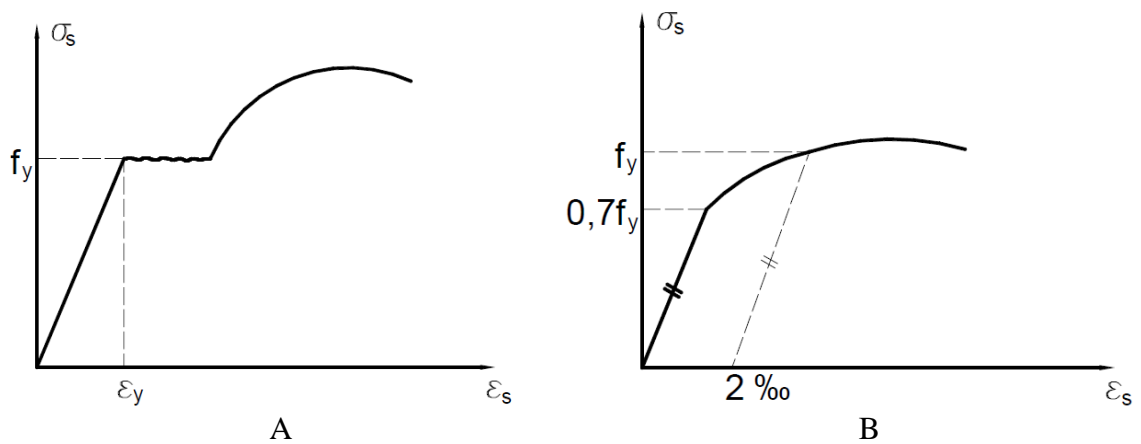


Figura 12 – Diagramas $\sigma \times \varepsilon$ dos aços laminados (A) e aços trefilados (B)
Fonte: Rodrigues (2010)

Segundo a NBR 6118/2007, para o cálculo dos estados-limites de serviço e estados-limites último pode-se utilizar o diagrama simplificado para os aços com ou sem patamar de escoamento, mostrado na Figura 13. O diagrama pode ser aplicado tanto para tração quanto para compressão.

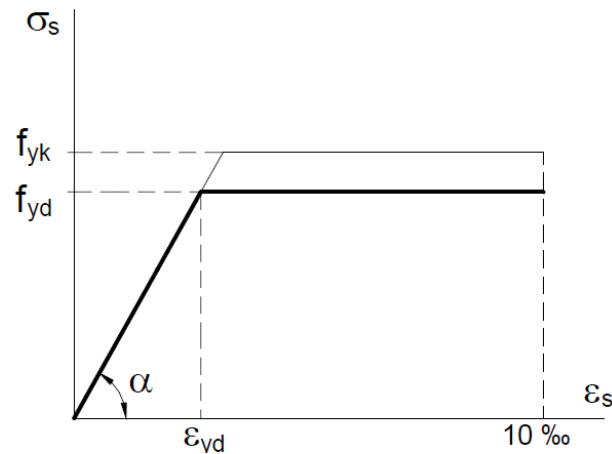


Figura 13 – Diagrama $\sigma \times \epsilon$ para aços com ou sem patamar de escoamento
Fonte: Rodrigues (2010)

As deformações últimas (ϵ_u) são limitadas a 10 ‰ (10 mm/m) para a tração e 3,5 ‰ para a compressão, em função dos valores máximos adotados para o concreto.

A resistência de cálculo (f_{yd}) do aço é obtida através da aplicação de coeficientes de minoração. Para isso, é importante salientar os problemas de oxidação do aço antes do uso e a precisão geométrica das armaduras. Se fizermos uma comparação com o concreto, os valores empregados para o metal são menores, pois na sua fabricação o material apresenta um controle de qualidade maior. (RODRIGUES, 2010)

Para projeto são utilizadas as seguintes equações de resistência de cálculo (f_{yd}) do aço, com a Equação 11 para tração e Equação 12 para compressão:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{y_s} \quad (11)$$

$$f_{ycd} = \frac{f_{yck}}{y_s} \quad (12)$$

O coeficiente de minoração ou ponderação (y_s), por determinação da NBR 6118/2007, em geral é $y_s = 1,15$.

1.3. CONCRETO ARMADO

“Concreto armado é o material composto formado pela associação do concreto com barras de aço, convenientemente colocadas em seu interior. Em virtude da baixa resistência à tração do concreto (cerca de 10% da resistência à compressão), as barras de aço cumprem a função de absorver os esforços de

tração na estrutura. As barras de aço também servem para aumentar a capacidade de carga das peças comprimidas.” (ARAÚJO, José Milton de. Curso de Concreto Armado. Rio Grande, 2003, p.11)

Segundo Montoya (1989) o concreto apresenta uma boa resistência à compressão, como ocorre nas pedras naturais, mas possui uma escassa resistência à tração, o que se torna inadequado às peças que tenham que trabalhar à tração ou flexão. Portanto se reforçarmos a massa de concreto, dispondo de barras de aço nas zonas de tração, o material resultante, denominado de concreto armado, está em condições de resistir aos distintos esforços que se apresentam nas construções.

O concreto armado apresenta como vantagem indiscutível diante dos demais materiais, sua qualidade de formação, isto é, de adaptar-se a qualquer forma de acordo com seu molde ou fôrma. Isso proporciona ao técnico uma maior liberdade em projetar estruturas, podendo tornar o projeto mais entediante, em virtude de assim existirem mais variáveis e aspectos a detalhar. Na escolha se deve levar em conta a facilidade de execução, tanto das fôrmas quanto da colocação das armaduras e do concreto.

Segundo Rodrigues (2010) outro conceito que envolve o concreto armado é o fenômeno da aderência, que é essencial e deve obrigatoriamente existir entre o concreto e a armadura, pois não basta apenas juntar os dois materiais para se ter o concreto armado. Assim, é imprescindível que haja real solidariedade entre ambos, para que o trabalho seja realizado conjuntamente.

Para Montoya (1989) a aderência cumpre fundamentalmente dois objetivos: assegurar a ancoragem das barras e transmitir as tensões tangentes que aparecem na armadura principal como consequência das variações de sua tensão longitudinal.

De forma esquemática, podemos definir o concreto armado como:

Concreto armado = concreto simples + armadura + aderência

A armadura do concreto armado é chamada de “*armadura passiva*”, o que significa que as tensões e deformações nela aplicadas devem-se exclusivamente aos carregamentos aplicados nas peças onde está inserida. Segundo a NBR 6118/2007, a armadura passiva é aquela que não está sendo usada para produzir forças de protensão, que não esteja previamente alongada. Este alongamento é realizado quando necessitamos de uma “*armadura ativa*”, onde é preciso aplicar uma força de protensão, que traciona e alonga as barras de aço. Esse procedimento é realizado para peças de concreto protendido.

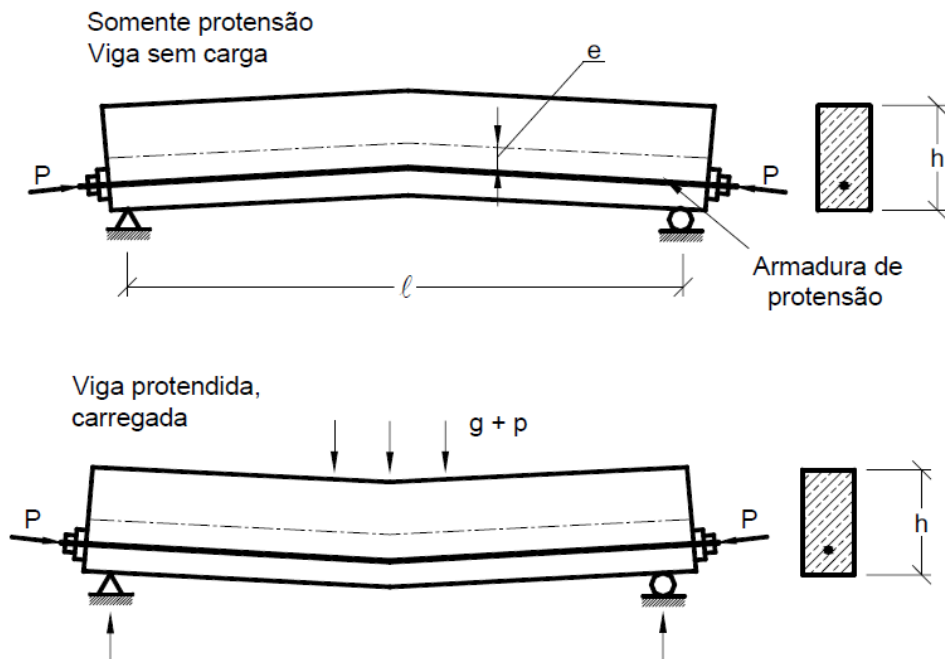


Figura 14 – Aplicação de força de protensão em viga bi-apoiada
Fonte: Adaptado de Bastos (2006)

Segundo Rodrigues (2010), o trabalho conjunto entre o concreto e armadura fica bem caracterizado na análise de uma viga de concreto simples, que rompe bruscamente quando aparece a primeira fissura, após a tensão atuante superar a resistência à tração deste concreto. Portanto, colocando uma armadura convenientemente posicionada na região das tensões de tração, haverá uma elevação significativa na resistência à tração da viga, Figura 15.

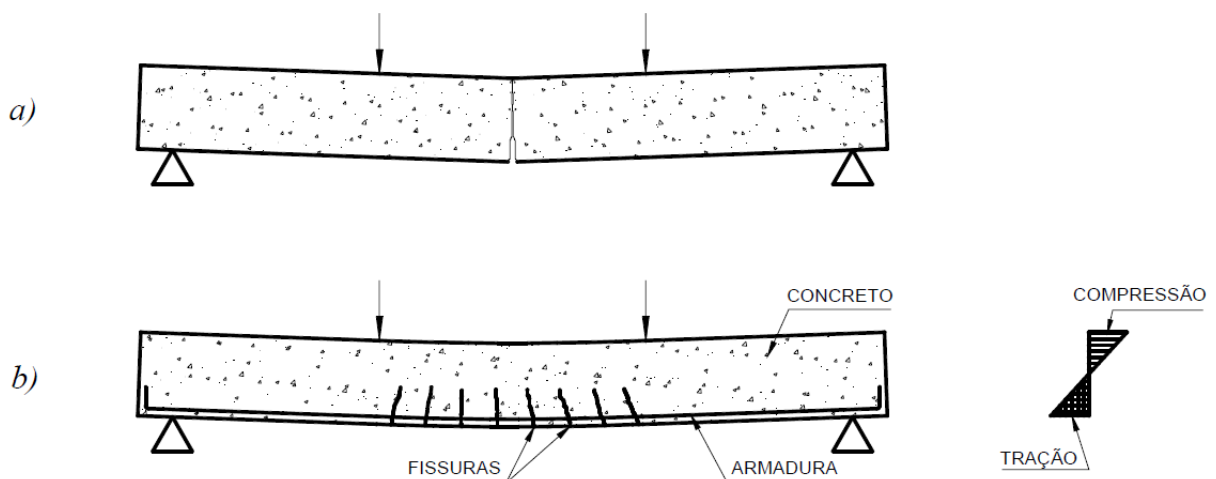


Figura 15 – Viga de concreto simples (a) e viga de concreto armado (b)
Fonte: Bastos (2006)

O trabalho conjunto do concreto e do aço é possível porque os coeficientes de dilatação térmica dos dois materiais são praticamente iguais ($\alpha_{conc} = 1 \times 10^{-5}/C$ e $\alpha_{aço} = 1,2 \times 10^{-5}/C$). Também temos como aspecto positivo o fato de o concreto proteger o aço da

oxidação, garantindo a durabilidade do conjunto. Essa proteção deve ser respeitada por norma, que define o cobrimento mínimo para cada tipo de ambiente (fator de agressão) onde será executada a estrutura.

1.3.1. Vantagens do Concreto Armado

Segundo Rodrigues (2010) o concreto armado é um material usado largamente em todos os países do mundo, em todos os tipos de construção, em função das várias características positivas, como:

- Economia: no Brasil, seus componentes são facilmente encontrados e relativamente a baixo custo;
- Conservação: em geral apresenta boa durabilidade, desde que seja usado com a dosagem correta, sendo necessários os cobrimentos mínimos para as armaduras;
- Adaptabilidade: por sua fácil modelagem, favorece a arquitetura;
- Rapidez de construção: a execução e o recobrimento são relativamente rápidos;
- Segurança contra o fogo: sempre que os cobrimentos e a qualidade do concreto estejam de acordo com as condições do meio que rodeia a estrutura.
- Impermeabilidade: desde que dosado e executado de forma correta;
- Resistência a choque e vibrações: menores problemas de fadiga.

1.3.2. Desvantagens do Concreto Armado

As desvantagens do concreto armado são principalmente o seu Peso próprio elevado; com peso específico $\gamma_{conc} = 25 \text{ kN/m}^3$; realizar reformas e adaptações são de difícil execução; existe a transmissão de calor e de som; as fissurações ocorrem e devem ser controladas.

1.4. ELEMENTOS ESTRUTURAIIS

Segundo Rodrigues (2010) os sistemas estruturais podem ser compostos apenas por um tipo de elemento estrutural, ou por um conjunto deles, o que é comum nas construções. Os elementos que compõem as estruturas de concreto armado podem ser classificados pela geometria do elemento. Este tipo de classificação se faz comparando a ordem de grandeza das três dimensões principais do elemento, que são comprimento, largura e altura.

1.4.1. Elementos Lineares

Neste caso, largura e altura são de grandezas semelhantes, e ambas muito menores que o comprimento. Ex.: Vigas e pilares.

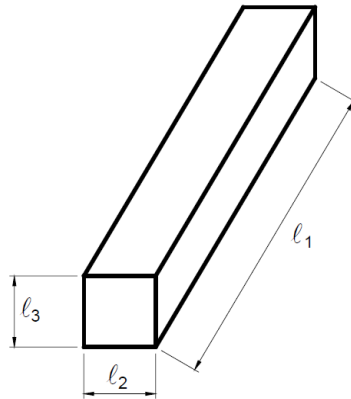


Figura 16 – Elemento linear
Fonte: Adaptado de Bastos (2006)

1.4.2. Elementos Bidimensionais

Os elementos bidimensionais têm seu comprimento e largura com ordem de grandezas semelhantes, e ambas muito maiores que sua espessura. Ex.: Lajes.

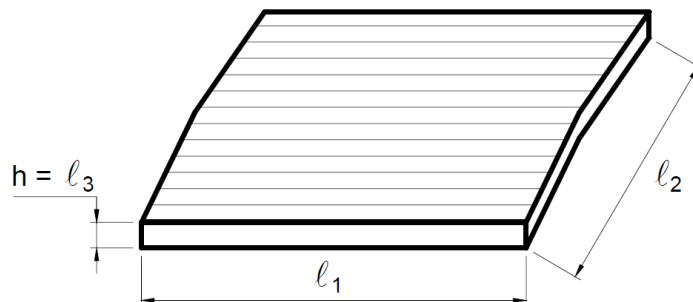


Figura 17 – Elemento bidimensional
Fonte: Adaptado de Bastos (2006)

1.4.3. Elementos Tridimensionais

São os chamados elementos de volume, onde as três dimensões têm ordem de grandeza semelhante. Ex.: Sapatas de fundação, blocos de fundação e consolos.

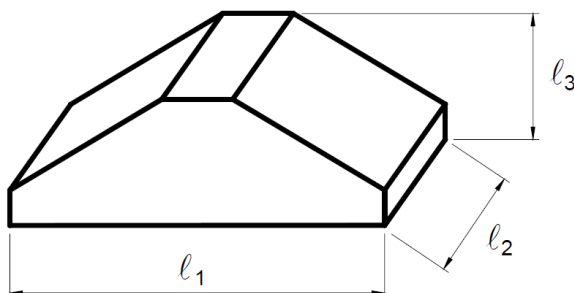


Figura 18 – Elemento tridimensional
 Fonte: Adaptado de Bastos (2006)

1.4.4. Principais Elementos Estruturais de Concreto Armado

Nas construções de concreto armado três elementos são bastante comuns: as lajes, vigas e pilares. Sendo também, os mais importantes. Outros elementos que podem não ocorrer em todas as construções são as sapatas e blocos de fundação, as estacas, consolos, vigas-parede, etc.

- *Lajes*: Elementos planos bidimensionais que se destinam a receber a maior parte das ações aplicadas em uma construção. As ações sofridas são, geralmente, perpendiculares ao seu plano, podendo ser distribuídas na área, distribuídas linearmente ou em forças concentradas. Suas reações são transmitidas, normalmente, para as vigas de apoio nas bordas da laje, e às vezes transmitidas diretamente aos pilares.
- *Vigas*: Segundo a NBR 6118/2007 as vigas são elementos lineares em que a flexão é preponderante. São classificadas como barras e normalmente são retas e horizontais. Recebem as ações das lajes, de outras vigas, de paredes e em alguns casos até de pilares. Algumas de suas funções são vencer vãos e transmitir suas cargas para os apoios, que normalmente são pilares. Fazendo parte da estrutura de contraventamento, proporcionam melhor estabilidade global dos edifícios às ações verticais e horizontais.
- *Pilares*: Segundo a NBR 6118/2007 os pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente na vertical, onde as forças normais de compressão são preponderantes. Transmitem suas ações às fundações, embora possam transmitir a outros elementos estruturais. Suas ações são provenientes de lajes e vigas. Como as vigas, também fazem parte da estrutura de contraventamento, garantindo estabilidade global dos edifícios às ações verticais e horizontais.

- *Escadas*: Compostas por lajes que se constituem nos lances das escadas, se apóiam nas vigas situadas em suas extremidades. Ao moldar as lajes da escada, devem ser moldados também os degraus que a constituem, ou então executar os degraus em alvenaria como são feitos em alguns casos.
- *Sapatas*: São os elementos que recebem as ações dos pilares e transmitem diretamente ao solo. Podendo ser isolada, associada ou corrida. As sapatas isoladas servem de apoio para apenas um pilar, enquanto as associadas servem de apoio para dois ou mais pilares. As sapatas corridas são dispostas ao longo de todo carregamento que sofre o elemento, sendo mais comuns em construções de pequeno porte.
- *Blocos de fundação*: São utilizados para receber as ações dos pilares e transmiti-las ao solo, diretamente ou através de estacas ou tubulões.

1.5. AÇÕES NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

As ações são definidas como:

“Causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas.” (NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas, 2004, p. 1)

Segundo a NBR 6118/2007, na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço.

De acordo com a NBR 8681/2004, para o estabelecimento das regras de combinação das ações, estas são classificadas segundo sua variabilidade no tempo em três categorias:

- Ações permanentes;
- Ações variáveis;
- Ações excepcionais.

1.5.1. Ações Permanentes

As ações permanentes são constantes, ocorrem durante praticamente toda a vida da construção. As ações que crescem ao longo do tempo, também são consideradas permanentes. Os valores representativos destas ações devem ser sempre considerados os mais desfavoráveis para a segurança. São subdivididas em ações permanentes diretas e ações permanentes indiretas.

1.5.1.1. Ações Permanentes Diretas

Conforme a NBR 8681/2004, as ações permanentes diretas são os pesos próprios dos elementos da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, também os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas.

1.5.1.2. Ações Permanentes Indiretas

As ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas por: retração dos materiais; os recalques de apoio; imperfeições geométricas e a protensão.

1.5.2. Ações Variáveis

Conforme a NBR 8681/2004 são consideradas como ações variáveis as cargas acidentais das construções, forças de frenação, de impacto e centrífugas, os efeitos do vento, as variações de temperatura, o atrito nos aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. Em função de sua probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, as ações variáveis são classificadas em normais ou especiais:

1.5.2.1. Ações Variáveis Normais

Ações variáveis com a probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam consideradas no projeto de estruturas de uma determinada construção. Como exemplos destas ações têm as ações de água de reservatórios, tanques, decantadores; ações das águas das chuvas que possam ficar retidas por deficiências de caimentos ou deformações na estrutura; ações atuantes na fase de construção que não tenham sua segurança garantida na

obra finalizada e as ações dos ventos que devem ser consideradas em toso os projetos estruturais. (RODRIGUES, 2010)

1.5.2.2. Ações Variáveis Especiais

As ações variáveis especiais são utilizadas nas estruturas onde deve ser considerado certas ações, como ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais. As combinações para estas ações devem ser especificamente definidas para as situações especiais consideradas.

1.5.3. Ações Excepcionais

As ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e probabilidade muito baixa de ocorrência durante toda a vida da construção. As estruturas sujeitas a situações excepcionais de ações, onde os efeitos não podem ser controlados por outros meios, devem ser consideradas estas ações com os valores definidos por normas específicas.

Consideram-se como excepcionais as ações decorrentes de causas como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais. Os incêndios também podem ser levados em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura.

1.6. AÇÃO DO VENTO

Os ventos são deslocamentos de massas de ar decorrentes das diferenças de temperatura e pressão na atmosfera. Uma estrutura, por mais simples que seja, estará sempre sujeita às ações gravitacionais e ações laterais, esta última por efeito dos ventos. Esses efeitos, em estruturas de grande altura ou em edificações em que a relação entre a altura e maior dimensão em planta é grande, se tornam mais importantes e podem gerar situações de instabilidade no edifício. Por mais que a rigidez dessas estruturas seja grande o suficiente que as ações dos efeitos de segunda ordem, da estabilidade global, sejam desconsiderados, é necessário avaliar se as ações dos ventos são significativas e sua necessidade em considerar no cálculo. (CARVALHO & PINHEIRO, 2009)

Segundo a NBR 6123/1988, as forças do vento devem ser calculadas separadamente, aos elementos de vedação, partes da estrutura e depois a estrutura como um todo.

1.6.1. Velocidade Característica

A velocidade característica (V_k) é o primeiro parâmetro a se determinar, apresentado a seguir na Equação 13:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (13)$$

Onde:

V_0 = Velocidade básica do vento

S_1 = Fator topográfico

S_2 = Fator rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno

S_3 = Fator estatístico

1.6.1.1. Velocidade Básica do Vento

Conforme a NBR 6123/1988, a Velocidade básica do vento (V_0), é a velocidade do vento em uma rajada com 3 s de duração, que poderá acontecer uma vez a cada 50 anos, a uma altura de 10 m do terreno, em campo aberto e plano. Para determinar essa velocidade, a norma apresenta o gráfico das isopletras, conforme Figura 19. Com as velocidades apresentadas em m/s.

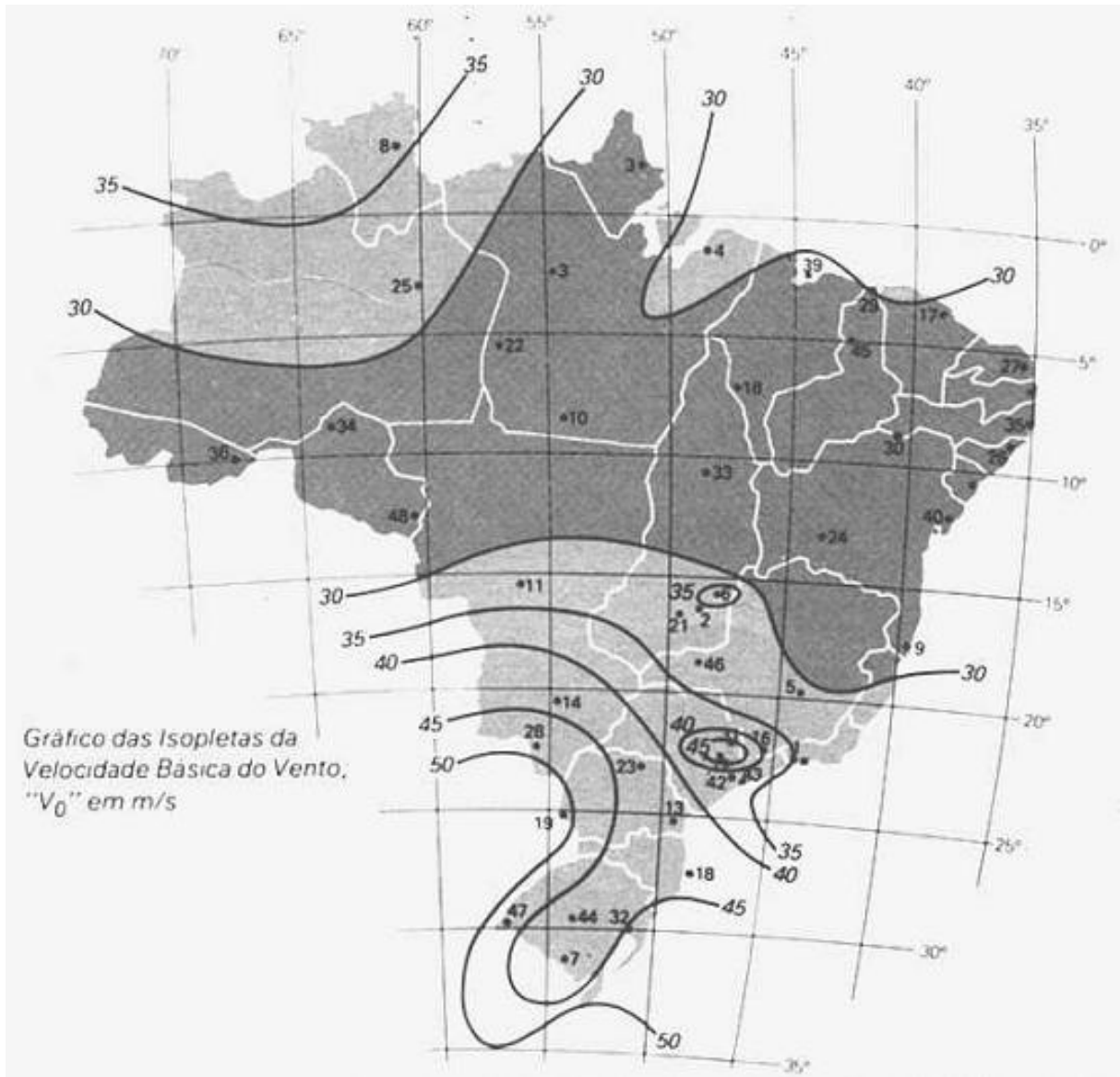


Figura 19 – Gráfico das Isopletas
Fonte: Hauch (2010)

1.6.1.2. Fator Topográfico (S_1)

Conforme a NBR 6123/1988 o fator topográfico leva em consideração as variações do relevo do terreno e é determinado da seguinte forma:

- Terreno plano ou fracamente acidentado, $S_1 = 1,0$;
- Taludes e morros alongados onde pode ser admitido um fluxo de ar, indicado pela Figura 2 da NBR 6123/1988 (p.7);
- Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção, $S_1 = 0,9$.

1.6.1.3. Fator Rugosidade do Terreno, Dimensões da Edificação e Altura sobre o Terreno (S_2)

Conforme a NBR 6123/1988, o fator S_2 considera o efeito da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação que está sendo considerada.

“Em ventos fortes em estabilidade neutra, a velocidade do vento aumenta com a altura acima do terreno. Este aumento depende da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo considerado na determinação da velocidade. Este intervalo de tempo está relacionado com as dimensões da edificação, pois edificações pequenas e elementos de edificações são mais afetados por rajadas de curta duração do que grandes edificações. Para estas, é mais adequado considerar o vento médio calculado com um intervalo de tempo maior.” (NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações, 1988, p. 8)

a) Rugosidade do Terreno

- Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento. Ex.: Lagos, rios, mares calmos.
- Categoria II: Terrenos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos de cota média do topo igual ou inferior a 1,0 m. Ex.: Zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala.
- Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos de cota média do topo igual a 3,0 m. Ex.: Granjas, casas de campo, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.
- Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados. Obstáculos de cota média do topo igual a 10,0 m. Ex.: Cidades pequenas e seus arredores, áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.
- Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Obstáculos de cota média do topo igual ou superior a 25,0 m. Ex.: Centros de grandes cidades, florestas com árvores altas.

b) Dimensões da Edificação

- Classe A: A maior dimensão da edificação, horizontal ou vertical, menor que 20 m.
- Classe B: A maior dimensão da edificação, vertical ou horizontal, entre 20 e 50 m.
- Classe C: A maior dimensão da edificação, vertical ou horizontal, maior que 50 m.

Após serem determinadas a categoria do terreno e a classe da edificação, a NBR 6123/1988 apresenta os valores para S_2 na Tabela 2, p. 10.

1.6.1.4. Fator Estatístico (S_3)

Conforme a NBR 6123/1988, o fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

- Grupo 1: Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva. Ex.: Hospitais, centrais de comunicação, quartel de bombeiros. $S_3 = 1,10$;
- Grupo 2: Edificações para hotéis e residências, comércio e indústrias com alto fator de ocupação. $S_3 = 1,0$;
- Grupo 3: Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação. Ex.: Depósitos, silos. $S_3 = 0,95$;
- Grupo 4: Vedações. Ex.: Telhas, vidros, painéis de vedação. $S_3 = 0,88$;
- Grupo 5: Edificações temporárias. Ex.: Estruturas do grupo 1 ao 3 durante a construção. $S_3 = 0,83$.

1.6.2. Determinação das Forças Estáticas

Segundo a NBR 6123 (1988) a força do vento depende da diferença de pressão nas faces opostas da parte da edificação em estudo. Para calcular essas forças utilizamos os coeficientes de pressão. Esses coeficientes têm valores definidos para diferentes tipos de edificação, que foram obtidos durante ensaios experimentais em túneis de vento.

$$F = (C_{pe} - C_{pi}) \cdot q \cdot Ae \quad (14)$$

Onde:

C_{pe} = Coeficiente de pressão externa, obtido de acordo com a dimensão geométrica da edificação

C_{pi} = Coeficiente de pressão interna, obtido de acordo com a dimensão geométrica da edificação

q = Pressão dinâmica do vento em N/m², obtida através da Equação 15

A_e = Área frontal ou perpendicular a ação do vento

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (15)$$

2. METODOLOGIA

2.1. CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA

Esta pesquisa pode ser classificada como estudo de caso, pois será utilizado um projeto estrutural genérico onde haverá um estudo da aplicação de teorias. Trata-se de uma pesquisa bibliográfica a ser elaborada a partir de materiais já publicados, com seus procedimentos realizados em fonte de papel e auxílio de softwares.

2.2. PLANEJAMENTO DA PESQUISA

A pesquisa pode ser dividida em etapas:

- Estimativa das cargas verticais dos pilares por área de influência;
- Cálculo das ações do vento sobre a edificação;
- Pré-dimensionamento das seções transversais dos pilares;
- Pórticos planos e momentos fletores atuantes, software FTool;
- Determinação das taxas de armadura pelo software Oblíqua;
- Análise dos resultados.

2.3. PROCEDIMENTO DE COLETA E INTERPRETAÇÃO DE DADOS

Para realização do cálculo das ações do vento sobre a edificação, será utilizada a NBR 6123/1988 – Forças devidas ao vento em edificações, onde serão adotados os dados referentes à topografia e rugosidade do terreno e fatores climáticos.

A determinação das cargas dos elementos estruturais lajes e vigas serão baseadas na NBR 6120/1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, que fixa as condições exigíveis para a determinação dos valores das cargas.

Os cálculos de dimensionamento serão baseados na NBR 6118/2007 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

Será adotado o valor de $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ como resistência do concreto.

A classe de agressividade do ambiente, que conforme a NBR 6118/2007 influi diretamente na especificação da resistência do concreto, será a classe I.

As armaduras longitudinais que serão utilizadas nos pilares serão de aço CA-50.

A estrutura base que será analisada é um edifício comercial genérico, onde será aplicado o cálculo das cargas e sobrecargas de utilização necessárias para o dimensionamento. O projeto possui vãos de vigas e distância entre pilares que variam entre 4,5 m e 7,0 m. Será adotada a distância 3,0 metros de piso a piso para a obtenção dos coeficientes de pré-dimensionamento. A edificação constará de 4, 6 e 8 pavimentos, pois são as mais usadas na região.

O sistema estrutural do edifício a ser analisado será o sistema convencional com lajes, vigas e pilares. Os pavimentos em laje maciça terão espessura corrente de 10 cm. As vigas com uma seção transversal, numa primeira aproximação, de 14 x 50 cm. Fundações apoiadas admitidas sem deslocamento.

2.4. ESTUDO DE CASO

Serão analisados projetos estruturais de diferentes números de pavimentos, com as mesmas características estruturais, como dimensões e resistências. O estudo será realizado para terreno plano e em região de média densidade populacional na cidade de Ijuí, situada na região noroeste do estado do Rio Grande do Sul, Brasil.

2.5. MATERIAIS E EQUIPAMENTOS

2.5.1. Software Ftool

O Ftool (Versão 2.12) é um programa gratuito, criado pela Tecgraf/PUC do Rio de Janeiro e disponível desde agosto de 2002.

Segundo Keafer (2000), o Ftool é um sistema gráfico interativo cujo objetivo principal é fornecer ao usuário uma ferramenta de aprendizagem sobre o comportamento estrutural de pórticos planos.

O programa é uma das mais conhecidas ferramentas para análise estrutural bidimensional. Com ele é possível montar uma grande variedade de esquemas estruturais como, construir gráficos de momento fletor, esforço normal e cortante, linha elástica e gráfico de deformações. E para alguns destes esquemas que será aplicado o estudo deste trabalho neste software.

2.5.2. Software Oblíqua

O Oblíqua (Versão 1.0) é um programa gratuito, criado pelos professores Marcos Antonio Marino e Sérgio Scheer, com a colaboração de seus bolsistas, na Universidade Federal do Paraná.

É um programa para Flexão Composta Oblíqua, que gera o diagrama de interação (M_x x M_y) para qualquer seção de concreto armado. Esses momentos atuam nos eixos horizontais em “x” e verticais em “y”, com origem no centro de gravidade da seção transversal.

O programa é simples, entrando com valores dos carregamentos, as características do concreto, dimensões, espaçamentos, entre outros. O diagrama de interação não é gerado quando são inseridos valores para áreas de aço ou concreto nulas e também quando forem colocadas barras de aço fora da seção transversal. Fazendo o pré-dimensionamento no programa, obtemos os valores das taxas de armadura para os pilares da estrutura.

2.6. ANÁLISE DE DADOS

Após o pré-dimensionamento dos pilares considerando várias edificações com diferentes pavimentos deveremos mostrar que o procedimento adotado é eficaz, isto é, para uma boa aproximação para o pré-dimensionamento dos pilares, em termos de seção e armaduras.

3. RESULTADOS

3.1. ESTIMATIVA DA CARGA VERTICAL NOS PILARES PELA ÁREA DE INFLUÊNCIA

Durante o desenvolvimento e desenho da planta de fôrma é necessário definir as dimensões dos pilares, antes mesmo que se conheçam os esforços solicitantes atuantes. Alguns processos podem ser utilizados para a fixação das dimensões dos pilares, entre eles está à experiência do engenheiro projetista. Outro processo bastante simples, que auxilia a fixação das dimensões do pilar, é a estimativa da carga vertical no pilar pela sua área de influência, onde, a carga que estiver na laje dentro da área de influência do pilar caminhará até o pilar que recebe as cargas da determinada área. A Figura 20 mostra como se pode determinar a área de influência de cada pilar de modo simplificado.

Para isso, é necessário que adotemos um valor que represente a carga total por metro quadrado de laje, levando-se em conta todos os carregamentos permanentes e variáveis.

Segundo Bastos (2005), para edifícios não muito altos, com fins residenciais e de escritórios pode-se estimar uma carga total de 10 kN/m² de laje. Edifícios onde a ação do vento é significativa, a carga por metro quadrado deve ser majorada. A Figura 21 mostra como ficaram distribuídas as áreas de influência de cada pilar na planta baixa utilizada para estudo, onde os valores apresentados nas cotas estão em metros.

É importante salientar que a carga estimada serve apenas para o pré-dimensionamento da seção transversal dos pilares. O dimensionamento final deve ser feito posteriormente com os esforços solicitantes reais, calculados em função das reações das vigas e lajes sobre o pilar e com a aplicação das forças do vento.

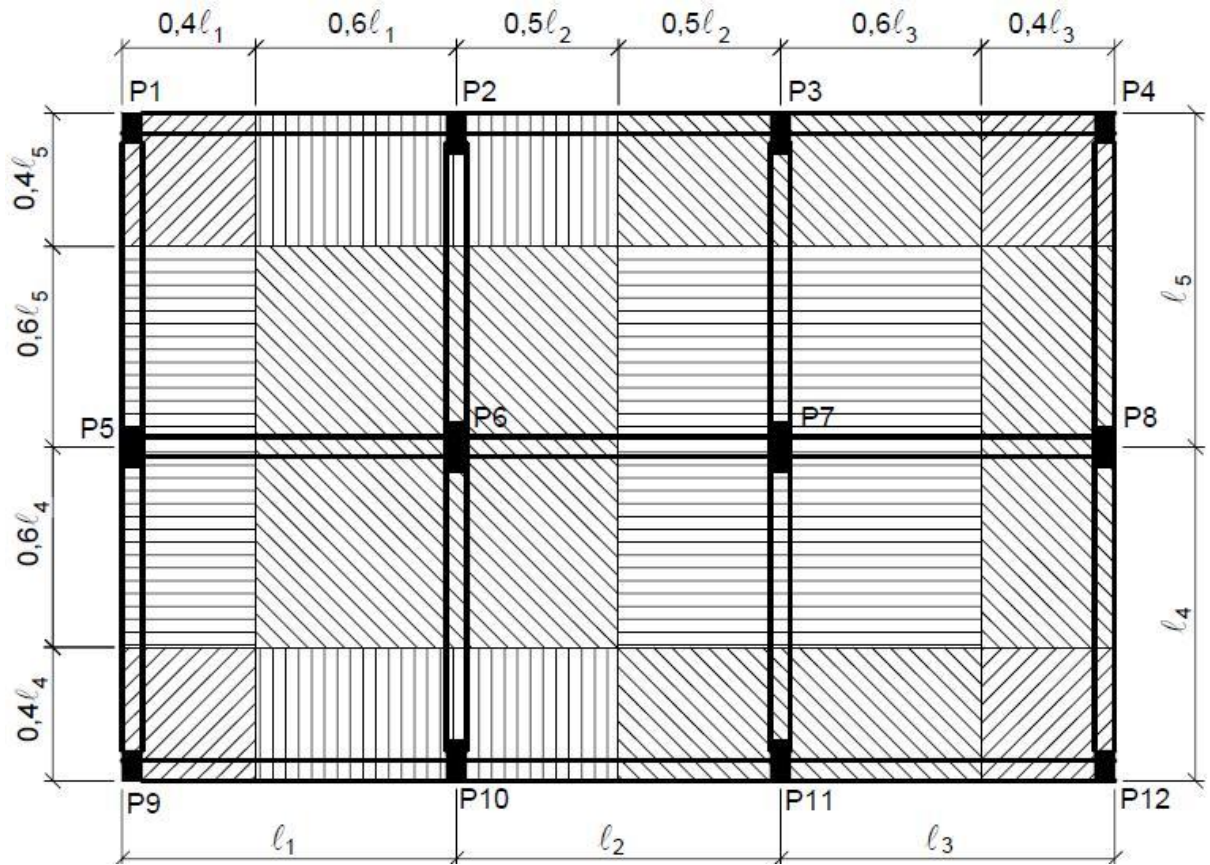


Figura 20 – Processo para determinação da área de influência dos pilares

Fonte: Adaptado de Bastos (2005)

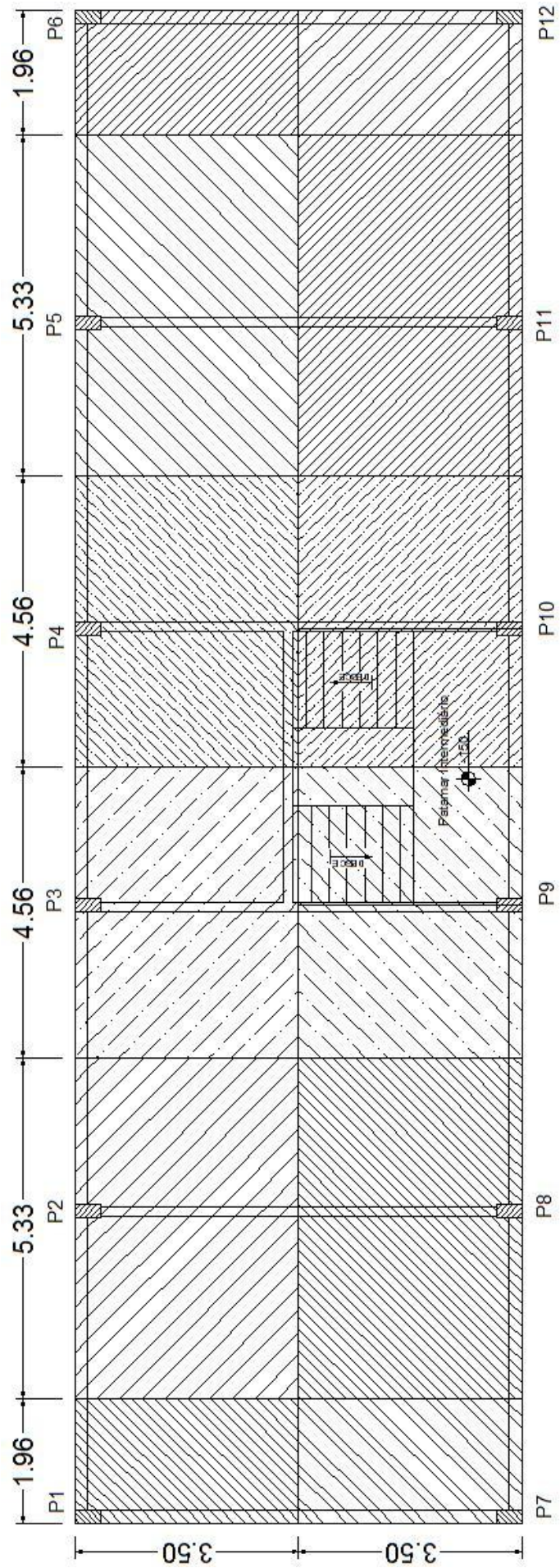


Figura 21 – Processo de aplicação da área de influência dos pilares

A Tabela 1 apresenta as áreas de influência encontradas para cada pilar:

Área de Influência por Pilar (m ²)	
P1	6,76
P2	18,58
P3	15,70
P4	15,70
P5	18,58
P6	6,76
P7	6,76
P8	18,58
P9	15,70
P10	15,70
P11	18,58
P12	6,76

Tabela 1 – Área de Influência por Pilar

3.2. DETERMINAÇÃO DA CARGA VERTICAL NOS PILARES

Para determinação da carga vertical dos pilares, como citado anteriormente, utilizaremos o valor de 10 kN/m² de laje. Também serão aplicados no cálculo os coeficientes de segurança de majoração da carga (γ_f) e (γ_n), este último que é determinado pela menor dimensão do pilar, como adotaremos menor dimensão do pilar fixada em 20 cm, o coeficiente $\gamma_n = 1,0$, não interferindo na carga máxima dos pilares.

A carga vertical estimada é para apenas 1 (um) pavimento tipo da edificação, desta forma, a carga vertical dos pavimentos inferiores será somada a carga do pilar do pavimento superior com a carga estimada pela área de influência do pavimento tipo a que este pilar está submetido.

As tabelas a seguir apresentam os valores encontrados de carga vertical dos pilares dos edifícios de 4, 6 e 8 pavimentos. Lembrando que no cálculo foram utilizados a área de influência de cada pilar, a carga estimada de 10 kN/m² e os coeficientes de segurança (γ_f) e (γ_n). Também salientamos que a laje de forro do último pavimento, denominada como Forro nas tabelas, foi considerada como laje de pavimento tipo das edificações para encontrar as cargas verticais atuantes nos pilares do último pavimento.

Cargas Pilares (Nd) (kN)				
	Edifício de 4 Pavimentos			
Pavimento	4°	3°	2°	1°
P1	94,77	189,54	284,31	379,09
P2	260,13	520,27	780,40	1040,54
P3	219,86	439,72	659,59	879,45
P4	219,86	439,72	659,59	879,45
P5	260,13	520,27	780,40	1040,54
P6	94,77	189,54	284,31	379,09
P7	94,77	189,54	284,31	379,09
P8	260,13	520,27	780,40	1040,54
P9	219,86	439,72	659,59	879,45
P10	219,86	439,72	659,59	879,45
P11	260,13	520,27	780,40	1040,54
P12	94,77	189,54	284,31	379,09

Tabela 2 – Cargas Verticais: Edifício de 4 Pavimentos

Cargas Pilares (Nd) (kN)						
	Edifício de 6 Pavimentos					
Pavimento	6°	5°	4°	3°	2°	1°
P1	94,77	189,54	284,31	379,09	473,86	568,63
P2	260,13	520,27	780,40	1040,54	1300,67	1560,81
P3	219,86	439,72	659,59	879,45	1099,32	1319,18
P4	219,86	439,72	659,59	879,45	1099,32	1319,18
P5	260,13	520,27	780,40	1040,54	1300,67	1560,81
P6	94,77	189,54	284,31	379,09	473,86	568,63
P7	94,77	189,54	284,31	379,09	473,86	568,63
P8	260,13	520,27	780,40	1040,54	1300,67	1560,81
P9	219,86	439,72	659,59	879,45	1099,32	1319,18
P10	219,86	439,72	659,59	879,45	1099,32	1319,18
P11	260,13	520,27	780,40	1040,54	1300,67	1560,81
P12	94,77	189,54	284,31	379,09	473,86	568,63

Tabela 3 – Cargas Verticais: Edifício de 6 Pavimentos

Cargas Pilares (Nd) (kN)								
	Edifício de 8 Pavimentos							
Pavimento	8°	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°
P1	94,77	189,54	284,31	379,09	473,86	568,63	663,41	758,18
P2	260,13	520,27	780,40	1040,54	1300,67	1560,81	1820,94	2081,08
P3	219,86	439,72	659,59	879,45	1099,32	1319,18	1539,05	1758,91
P4	219,86	439,72	659,59	879,45	1099,32	1319,18	1539,05	1758,91
P5	260,13	520,27	780,40	1040,54	1300,67	1560,81	1820,94	2081,08
P6	94,77	189,54	284,31	379,09	473,86	568,63	663,41	758,18
P7	94,77	189,54	284,31	379,09	473,86	568,63	663,41	758,18
P8	260,13	520,27	780,40	1040,54	1300,67	1560,81	1820,94	2081,08
P9	219,86	439,72	659,59	879,45	1099,32	1319,18	1539,05	1758,91
P10	219,86	439,72	659,59	879,45	1099,32	1319,18	1539,05	1758,91
P11	260,13	520,27	780,40	1040,54	1300,67	1560,81	1820,94	2081,08
P12	94,77	189,54	284,31	379,09	473,86	568,63	663,41	758,18

Tabela 4 – Cargas Verticais: Edifício de 8 Pavimentos

4.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES

Segundo Bastos (2005) a equação para pré-dimensionamento da seção transversal exposta a seguir (Equação 16), deve ser utilizada apenas para pilares de extremidade e de canto. Também é necessário salientar que edifícios de alturas elevadas, em função das maiores cargas e significativa ação do vento, podem necessitar uma majoração da seção, que fica a critério do projetista, em relação àquelas resultantes deste pré-dimensionamento.

$$A_c = \frac{1,45 \cdot N_d}{0,6 \cdot f_{ck} + 0,42} \quad (16)$$

Onde: A_c = área da seção transversal do pilar (cm²);

N_d = força normal de cálculo (kN);

f_{ck} = resistência à compressão característica do concreto (kN/cm²).

Para todos os cálculos de pré-dimensionamento da seção transversal dos pilares foi utilizado $f_{ck} = 20MPa$, que corresponde a 2 kN/cm².

Nas tabelas a seguir, estão apresentados os resultados de pré-dimensionamento da seção transversal dos pilares das edificações de 4, 6 e 8 pavimentos.

Áreas de Concreto por Pilar (cm ²) Calculada				
Pavimento	Edifício de 4 Pavimentos			
	4°	3°	2°	1°
P1	84,83	169,66	254,48	339,31
P2	232,84	465,67	698,51	931,35
P3	196,79	393,58	590,38	787,17
P4	196,79	393,58	590,38	787,17
P5	232,84	465,67	698,51	931,35
P6	84,83	169,66	254,48	339,31
P7	84,83	169,66	254,48	339,31
P8	232,84	465,67	698,51	931,35
P9	196,79	393,58	590,38	787,17
P10	196,79	393,58	590,38	787,17
P11	232,84	465,67	698,51	931,35
P12	84,83	169,66	254,48	339,31

Tabela 5 – Área de Concreto: Pilares do Edifício de 4 Pavimentos

Áreas de Concreto por Pilar (cm ²) Calculada						
Edifício de 6 Pavimentos						
Pavimento	6°	5°	4°	3°	2°	1°
P1	84,83	169,66	254,48	339,31	424,14	508,97
P2	232,84	465,67	698,51	931,35	1164,19	1397,02
P3	196,79	393,58	590,38	787,17	983,96	1180,75
P4	196,79	393,58	590,38	787,17	983,96	1180,75
P5	232,84	465,67	698,51	931,35	1164,19	1397,02
P6	84,83	169,66	254,48	339,31	424,14	508,97
P7	84,83	169,66	254,48	339,31	424,14	508,97
P8	232,84	465,67	698,51	931,35	1164,19	1397,02
P9	196,79	393,58	590,38	787,17	983,96	1180,75
P10	196,79	393,58	590,38	787,17	983,96	1180,75
P11	232,84	465,67	698,51	931,35	1164,19	1397,02
P12	84,83	169,66	254,48	339,31	424,14	508,97

Tabela 6 – Área de Concreto: Pilares do Edifício de 6 Pavimentos

Áreas de Concreto por Pilar (cm ²) Calculada								
Edifício de 8 Pavimentos								
Pavimento	8°	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°
P1	84,83	169,66	254,48	339,31	424,14	508,97	593,79	678,62
P2	232,84	465,67	698,51	931,35	1164,19	1397,02	1629,86	1862,70
P3	196,79	393,58	590,38	787,17	983,96	1180,75	1377,55	1574,34
P4	196,79	393,58	590,38	787,17	983,96	1180,75	1377,55	1574,34
P5	232,84	465,67	698,51	931,35	1164,19	1397,02	1629,86	1862,70
P6	84,83	169,66	254,48	339,31	424,14	508,97	593,79	678,62
P7	84,83	169,66	254,48	339,31	424,14	508,97	593,79	678,62
P8	232,84	465,67	698,51	931,35	1164,19	1397,02	1629,86	1862,70
P9	196,79	393,58	590,38	787,17	983,96	1180,75	1377,55	1574,34
P10	196,79	393,58	590,38	787,17	983,96	1180,75	1377,55	1574,34
P11	232,84	465,67	698,51	931,35	1164,19	1397,02	1629,86	1862,70
P12	84,83	169,66	254,48	339,31	424,14	508,97	593,79	678,62

Tabela 7 – Área de Concreto: Pilares do Edifício de 8 Pavimentos

Feito o pré-dimensionamento da área de concreto da seção transversal em função das cargas atuantes nos pilares, adotaremos valores utilizados na realidade, em números inteiros e múltiplos de 5 (cinco).

Também definimos que todos os pilares terão sua seção contínua ao longo de todos os pavimentos, prevalecendo assim o dimensionamento realizado com a força atuante nos pilares do 1° Pavimento de todas as edificações, por possuírem cargas mais elevadas apresentaram áreas de concreto maiores que as seções dos pilares de pavimentos superiores. Esta medida é adotada em função da arquitetura do projeto, permanecendo igual em todos os pavimentos.

As tabelas a seguir apresentam os valores de área de concreto adotadas para os pilares das edificações, tendo uma medida fixa de 20 cm de largura para todos elementos calculados.

Área da Seção(cm ²) / (Largura fixada em 20 cm)				
Edifício de 4 Pavimentos				
Pavimento	4°	3°	2°	1°
P1	600	600	600	600
P2	1000	1000	1000	1000
P3	800	800	800	800
P4	800	800	800	800
P5	1000	1000	1000	1000
P6	600	600	600	600
P7	600	600	600	600
P8	1000	1000	1000	1000
P9	800	800	800	800
P10	800	800	800	800
P11	1000	1000	1000	1000
P12	600	600	600	600

Tabela 8 – Área de Concreto Adotada: Pilares do Edifício de 4 Pavimentos

Área da Seção (cm ²) / (Largura fixada em 20 cm)						
Edifício de 6 Pavimentos						
Pavimento	6°	5°	4°	3°	2°	1°
P1	600	600	600	600	600	600
P2	1400	1400	1400	1400	1400	1400
P3	1200	1200	1200	1200	1200	1200
P4	1200	1200	1200	1200	1200	1200
P5	1400	1400	1400	1400	1400	1400
P6	600	600	600	600	600	600
P7	600	600	600	600	600	600
P8	1400	1400	1400	1400	1400	1400
P9	1200	1200	1200	1200	1200	1200
P10	1200	1200	1200	1200	1200	1200
P11	1400	1400	1400	1400	1400	1400
P12	600	600	600	600	600	600

Tabela 9 – Área de Concreto Adotada: Pilares do Edifício de 6 Pavimentos

Área da Seção (cm ²) / (Largura fixada em 20 cm)								
Edifício de 8 Pavimentos								
Pavimento	8°	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°
P1	700	700	700	700	700	700	700	700
P2	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
P3	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600
P4	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600
P5	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
P6	700	700	700	700	700	700	700	700
P7	700	700	700	700	700	700	700	700
P8	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
P9	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600
P10	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600
P11	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
P12	700	700	700	700	700	700	700	700

Tabela 10 – Área de Concreto Adotada: Pilares do Edifício de 8 Pavimentos

3.3. AÇÕES DO VENTO

3.3.1. Velocidade Característica (V_k)

O primeiro parâmetro a se determinar é a velocidade característica (V_k), que conseguimos encontrar pela equação a seguir:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

$V_0 = 45 \text{ m/s}$ - Mapa das Isopletas (NBR 6123/1988);

$S_1 = 1,0$ - Terreno plano (NBR 6123/1988);

$S_2 =$ Valores obtidos a partir da Equação 17 e da Tabela 1 da NBR 6123/1988;

$S_3 = 1,0$ - Edificações com alto teor de ocupação (NBR 6123/1988).

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (17)$$

Os parâmetros para o cálculo do fator S_2 são:

a) $F_r = 0,98$ b) $b = 0,94$ c) $p = 0,105$

Altura z (m)	Fator S2
3	0,81
6	0,87
9	0,91
12	0,93
15	0,96
18	0,97
21	0,99
24	1,00

Tabela 11 – Valores de S2

Velocidade Característica do Vento (m/s)				
	Edifício de 4 Pavimentos			
Laje Pav.	2°	3°	4°	Forro
Vk	36,53	39,28	40,99	42,25

Tabela 12 – Velocidade Característica do Vento: Edifício de 4 Pavimentos

Velocidade Característica do Vento (m/s)						
	Edifício de 6 Pavimentos					
Laje Pav.	2°	3°	4°	5°	6°	Forro
Vk	36,53	39,28	40,99	42,25	43,25	44,09

Tabela 13 – Velocidade Característica do Vento: Edifício de 6 Pavimentos

Velocidade Característica do Vento (m/s)								
	Edifício de 8 Pavimentos							
Laje Pav.	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	Forro
Vk	36,53	39,28	40,99	42,25	43,25	44,09	44,81	45,44

Tabela 14 – Velocidade Característica do Vento: Edifício de 8 Pavimentos

3.3.2. Pressão Dinâmica do Vento (q)

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (15)$$

Pressão Dinâmica do Vento (q) (kN/m ²)				
	Edifício de 4 Pavimentos			
Laje Pav.	2°	3°	4°	Forro
q (kN/m ²)	0,81	0,94	1,03	1,09

Tabela 15 – Pressão Dinâmica do Vento: Edifício de 4 Pavimentos

Pressão Dinâmica do Vento (q) (kN/m ²)						
	Edifício de 6 Pavimentos					
Laje Pav.	2°	3°	4°	5°	6°	Forro
q (kN/m ²)	0,81	0,94	1,03	1,09	1,14	1,19

Tabela 16 – Pressão Dinâmica do Vento: Edifício de 6 Pavimentos

Pressão Dinâmica do Vento (q) (kN/m ²)								
	Edifício de 8 Pavimentos							
Laje Pav.	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	Forro
q (kN/m ²)	0,81	0,94	1,03	1,09	1,14	1,19	1,23	1,26

Tabela 17 – Pressão Dinâmica do Vento: Edifício de 8 Pavimentos

3.3.3. Coeficiente de Arrasto (C_a)

Para determinação do coeficiente de arrasto utilizaremos a Figura 4 da NBR 6123/1988, para edificações retangulares em vento de baixa turbulência.

Coeficiente de Arrasto (4 Pav)		Coeficiente de Arrasto (6 Pav)		Coeficiente de Arrasto (8 Pav)			
H/L1	1,71	H/L1	2,57	H/L1	3,42	L1	7
L1/L2	0,29	L1/L2	0,29	L1/L2	0,29	L2	23,7
Ca	0,75	Ca	0,78	Ca	0,79	H 4 Pav	12
						H 6 Pav	18
						H 8 Pav	24

Tabela 18 – Coeficientes de Arrasto

3.3.4. Área Efetiva de Aplicação da Força do Vento

Área Vento X: Força do vento aplicada paralela ao eixo longitudinal da edificação;

Área Vento Y: Força do vento aplicada paralela ao eixo transversal da edificação.

Área Efetiva para Aplicação da Força do Vento (A_e)				
	Edifício de 4 Pavimentos			
Laje Pav.	2°	3°	4°	Forro
Área Vento X (m ²)	21	21	21	10,5
Área Vento Y (m ²)	71,1	71,1	71,1	35,55

Tabela 19 – Ae para Aplicação da Força do Vento: Edifício de 4 Pavimentos

Área Efetiva para Aplicação da Força do Vento (A_e)						
	Edifício de 6 Pavimentos					
Laje Pav.	2°	3°	4°	5°	6°	Forro
Área Vento X (m ²)	21	21	21	21	21	10,5
Área Vento Y (m ²)	71,1	71,1	71,1	71,1	71,1	35,55

Tabela 20 – Ae para Aplicação da Força do Vento: Edifício de 6 Pavimentos

Área Efetiva para Aplicação da Força do Vento (A_e)								
	Edifício de 8 Pavimentos							
Laje Pav.	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	Forro
Área Vento X (m ²)	21	21	21	21	21	21	21	10,5
Área Vento Y (m ²)	71,1	71,1	71,1	71,1	71,1	71,1	71,1	35,55

Tabela 21 – Ae para Aplicação da Força do Vento: Edifício de 8 Pavimentos

3.3.5. Força de Arrasto (F_a)

$$F_a = A_e \cdot q \cdot C_a \quad (18)$$

Força de Arrasto Vento X (kN)				
	Edifício de 4 Pavimentos			
Laje Pav.	2°	3°	4°	Forro
Fa	12,88	14,90	16,22	8,61
Fa/2	6,44	7,45	8,11	4,31

Tabela 22 – Fa do Vento X: Edifício de 4 Pavimentos

Força de Arrasto Vento X (kN)						
	Edifício de 6 Pavimentos					
Laje Pav.	2°	3°	4°	5°	6°	Forro
Fa	13,40	15,50	16,87	17,92	18,78	9,76
Fa/2	6,70	7,75	8,43	8,96	9,39	4,88

Tabela 23 – Fa do Vento X: Edifício de 6 Pavimentos

Força de Arrasto Vento X (kN)								
	Edifício de 8 Pavimentos							
Laje Pav.	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	Forro
Fa	13,57	15,69	17,09	18,15	19,02	19,77	20,42	10,50
Fa/2	6,78	7,84	8,54	9,07	9,51	9,88	10,21	5,25

Tabela 24 – Fa do Vento X: Edifício de 8 Pavimentos

Força de Arrasto Vento Y (kN)				
	Edifício de 4 Pavimentos			
Laje Pav.	2°	3°	4°	Forro
Fa	70,37	81,40	88,64	47,08
Fa/6	11,73	13,56	14,77	7,84

Tabela 25 – Fa do Vento Y: Edifício de 4 Pavimentos

Força de Arrasto Vento Y (kN)						
	Edifício de 6 Pavimentos					
Laje Pav.	2°	3°	4°	5°	6°	Forro
Fa	73,86	85,44	93,03	98,83	103,57	53,80
Fa/6	12,31	14,24	15,50	16,47	17,26	8,96

Tabela 26 – Fa do Vento Y: Edifício de 6 Pavimentos

Força de Arrasto Vento Y (kN)								
	Edifício de 8 Pavimentos							
Laje Pav.	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	Forro
Fa	76,77	88,80	96,70	102,72	107,65	111,85	115,53	59,40
Fa/6	12,79	14,80	16,11	17,12	17,94	18,64	19,25	9,90

Tabela 27 – Fa do Vento Y: Edifício de 8 Pavimentos

Ao encontrar as forças de arrasto nas edificações, foi realizada uma divisão das mesmas pelo número de pilares que estão suportando estas cargas, para que posteriormente pudessem

ser feitos os pórticos que obtemos os momentos fletores nos pilares. Os valores utilizados para divisão foram 6 (seis), para força de arrasto do vento transversal a edificação (Vento Y), e 2 (dois) para força de arrasto do vento longitudinal a edificação (Vento X).

3.3. MOMENTOS FLETORES ATUANTES

Para análise dos pilares necessitamos dos momentos fletores atuantes, para isso utilizamos o software FTool.

Primeiramente foram definidos os vãos teóricos dos pórticos, para os pilares com área de seção transversal encontradas no pré-dimensionamento realizado no item 4.2. Posteriormente foram confeccionados os pórticos planos, com suas respectivas cargas atuantes de vento e cargas verticais. As figuras nos Anexo A, B e C, apresentam os pórticos das edificações de 4, 6 e 8 pavimentos projetados no software FTool.

Com os pórticos planos no software FTool, conseguimos obter os momentos fletores atuantes necessários para determinarmos as taxas de armaduras em cada pilar. As tabelas a seguir apresentam os valores encontrados de momento fletor nos pilares, a partir do software FTool. As orientações em planta baixa para os valores de M_x e M_y , são definidos pela regra da mão direita para os momentos fletores atuantes, onde o Eixo X é o eixo longitudinal da edificação e o Eixo Y é o eixo transversal da edificação.

Momentos Fletores (kN.m)					
		Edifício de 4 Pavimentos			
Pavimento		4°	3°	2°	1°
P1	My	1,05	2,79	3,82	6,15
	Mx	10,85	23,30	30,64	44,81
P2	My	1,76	4,12	6,17	7,80
	Mx	10,74	23,16	30,61	44,55
P3	My	1,75	4,14	6,17	7,82
	Mx	10,80	23,23	30,63	44,68
P4	My	1,75	4,14	6,17	7,82
	Mx	10,80	23,23	30,63	44,68
P5	My	1,76	4,12	6,17	7,80
	Mx	10,74	23,16	30,61	44,55
P6	My	1,05	2,79	3,82	6,15
	Mx	10,85	23,30	30,64	44,81
P7	My	1,05	2,79	3,82	6,15
	Mx	10,85	23,30	30,64	44,81
P8	My	1,76	4,12	6,17	7,80
	Mx	10,74	23,16	30,61	44,55
P9	My	1,75	4,14	6,17	7,82
	Mx	10,80	23,23	30,63	44,68
P10	My	1,75	4,14	6,17	7,82
	Mx	10,80	23,23	30,63	44,68
P11	My	1,76	4,12	6,17	7,80
	Mx	10,74	23,16	30,61	44,55
P12	My	1,05	2,79	3,82	6,15
	Mx	10,85	23,30	30,64	44,81

Tabela 28 – Momentos Fletores: Edifício de 4 Pavimentos

Momentos Fletores (kN.m)							
Edifício de 6 Pavimentos							
Pavimento		6°	5°	4°	3°	2°	1°
P1	My	1,20	3,23	4,67	6,02	7,00	10,92
	Mx	12,73	28,14	40,43	50,60	56,16	81,84
P2	My	2,01	4,79	7,41	9,78	11,81	13,89
	Mx	12,42	27,69	39,97	50,28	56,26	80,74
P3	My	2,00	4,81	7,43	9,82	11,83	13,94
	Mx	12,50	27,80	40,09	50,36	56,24	81,02
P4	My	2,00	4,81	7,43	9,82	11,83	13,94
	Mx	12,50	27,80	40,09	50,36	56,24	81,02
P5	My	2,01	4,79	7,41	9,78	11,81	13,89
	Mx	12,42	27,69	39,97	50,28	56,26	80,74
P6	My	1,20	3,23	4,67	6,02	7,00	10,92
	Mx	12,73	28,14	40,43	50,60	56,16	81,84
P7	My	1,20	3,23	4,67	6,02	7,00	10,92
	Mx	12,73	28,14	40,43	50,60	56,16	81,84
P8	My	2,01	4,79	7,41	9,78	11,81	13,89
	Mx	12,42	27,69	39,97	50,28	56,26	80,74
P9	My	2,00	4,81	7,43	9,82	11,83	13,94
	Mx	12,50	27,80	40,09	50,36	56,24	81,02
P10	My	2,00	4,81	7,43	9,82	11,83	13,94
	Mx	12,50	27,80	40,09	50,36	56,24	81,02
P11	My	2,01	4,79	7,41	9,78	11,81	13,89
	Mx	12,42	27,69	39,97	50,28	56,26	80,74
P12	My	1,20	3,23	4,67	6,02	7,00	10,92
	Mx	12,73	28,14	40,43	50,60	56,16	81,84

Tabela 29 – Momentos Fletores: Edifício de 6 Pavimentos

Momentos Fletores (kN.m)									
Edifício de 8 Pavimentos									
Pavimento		8°	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°
P1	My	1,29	3,50	5,11	6,66	8,11	9,47	10,38	15,98
	Mx	14,10	31,42	45,73	58,85	70,89	80,95	85,03	123,75
P2	My	2,17	5,20	8,11	10,85	13,46	15,84	17,83	20,36
	Mx	13,57	30,60	44,85	57,99	70,15	80,51	85,47	121,07
P3	My	2,16	5,23	8,13	10,88	13,50	15,91	17,88	20,44
	Mx	13,71	30,83	45,09	58,22	70,34	80,64	85,38	121,76
P4	My	2,16	5,23	8,13	10,88	13,50	15,91	17,88	20,44
	Mx	13,71	30,83	45,09	58,22	70,34	80,64	85,38	121,76
P5	My	2,17	5,20	8,11	10,85	13,46	15,84	17,83	20,36
	Mx	13,57	30,60	44,85	57,99	70,15	80,51	85,47	121,07
P6	My	1,29	3,50	5,11	6,66	8,11	9,47	10,38	15,98
	Mx	14,10	31,42	45,73	58,85	70,89	80,95	85,03	123,75
P7	My	1,29	3,50	5,11	6,66	8,11	9,47	10,38	15,98
	Mx	14,10	31,42	45,73	58,85	70,89	80,95	85,03	123,75
P8	My	2,17	5,20	8,11	10,85	13,46	15,84	17,83	20,36
	Mx	13,57	30,60	44,85	57,99	70,15	80,51	85,47	121,07
P9	My	2,16	5,23	8,13	10,88	13,50	15,91	17,88	20,44
	Mx	13,71	30,83	45,09	58,22	70,34	80,64	85,38	121,76
P10	My	2,16	5,23	8,13	10,88	13,50	15,91	17,88	20,44
	Mx	13,71	30,83	45,09	58,22	70,34	80,64	85,38	121,76
P11	My	2,17	5,20	8,11	10,85	13,46	15,84	17,83	20,36
	Mx	13,57	30,60	44,85	57,99	70,15	80,51	85,47	121,07
P12	My	1,29	3,50	5,11	6,66	8,11	9,47	10,38	15,98
	Mx	14,10	31,42	45,73	58,85	70,89	80,95	85,03	123,75

Tabela 30 – Momentos Fletores: Edifício de 8 Pavimentos

Após encontrar os valores dos momentos fletores atuantes nos pilares, M_x e M_y , a NBR 6118 determina que nestes valores deve ser aplicado um coeficiente de segurança, da mesma forma como foi realizado para encontrar a carga vertical (N_d) nos pilares. O valor aplicado deste coeficiente foi de 1,4.

Outro fator a ser analisado é que na planta baixa temos pilares de extremidade, que são aqueles encontrados nas bordas do edifício. Na situação de projeto os pilares de extremidade estão submetidos à flexão composta normal, em função da interrupção, sobre o pilar, da viga perpendicular à borda de extremidade. Os momentos fletores apresentados anteriormente, foram encontrados a partir de combinações de pórticos planos em 2D, em função disso temos momentos fletores atuando em todas as direções e em todos os pilares, pois não utilizamos um

software onde fosse possível analisar a estrutura em 3D, com todos os elementos estruturais ligados em três dimensões.

Com isso, consideremos iguais a 0 (zero) os momentos fletores atuantes no Eixo Y (My), dos pilares de extremidade P2, P3, P4, P5, P8, P9, P10 e P11. As tabelas a seguir apresentam os valores de Mxd e Myd, com o coeficiente de segurança aplicado nos momentos fletores apresentados nas tabelas anteriores. Também já estão considerados iguais à 0 (zero) os valores de Myd dos pilares de extremidade.

Momentos Fletores Majorados (kN.m)					
		Edifício de 4 Pavimentos			
Pavimento		4°	3°	2°	1°
P1	Myd	1,47	3,90	5,35	8,62
	Mxd	15,20	32,63	42,90	62,74
P2	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	15,03	32,43	42,85	62,37
P3	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	15,12	32,53	42,88	62,55
P4	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	15,12	32,53	42,88	62,55
P5	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	15,03	32,43	42,85	62,37
P6	Myd	1,47	3,90	5,35	8,62
	Mxd	15,20	32,63	42,90	62,74
P7	Myd	1,47	3,90	5,35	8,62
	Mxd	15,20	32,63	42,90	62,74
P8	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	15,03	32,43	42,85	62,37
P9	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	15,12	32,53	42,88	62,55
P10	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	15,12	32,53	42,88	62,55
P11	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	15,03	32,43	42,85	62,37
P12	Myd	1,47	3,90	5,35	8,62
	Mxd	15,20	32,63	42,90	62,74

Tabela 31 – Momentos Fletores Majorados: Edifício de 4 Pavimentos

Momentos Fletores Majorados (kN.m)							
		Edifício de 6 Pavimentos					
Pavimento		6°	5°	4°	3°	2°	1°
P1	Myd	1,68	4,52	6,53	8,42	9,80	15,29
	Mxd	17,82	39,40	56,60	70,84	78,63	114,58
P2	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	17,39	38,76	55,97	70,39	78,76	113,04
P3	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	17,50	38,93	56,13	70,50	78,73	113,43
P4	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	17,50	38,93	56,13	70,50	78,73	113,43
P5	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	17,39	38,76	55,97	70,39	78,76	113,04
P6	Myd	1,68	4,52	6,53	8,42	9,80	15,29
	Mxd	17,82	39,40	56,60	70,84	78,63	114,58
P7	Myd	1,68	4,52	6,53	8,42	9,80	15,29
	Mxd	17,82	39,40	56,60	70,84	78,63	114,58
P8	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	17,39	38,76	55,97	70,39	78,76	113,04
P9	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	17,50	38,93	56,13	70,50	78,73	113,43
P10	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	17,50	38,93	56,13	70,50	78,73	113,43
P11	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	17,39	38,76	55,97	70,39	78,76	113,04
P12	Myd	1,68	4,52	6,53	8,42	9,80	15,29
	Mxd	17,82	39,40	56,60	70,84	78,63	114,58

Tabela 32 – Momentos Fletores Majorados: Edifício de 6 Pavimentos

Momentos Fletores Majorados (kN.m)									
Edifício de 8 Pavimentos									
Pavimento		8°	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°
P1	Myd	1,81	4,91	7,16	9,33	11,36	13,26	14,53	22,37
	Mxd	19,74	43,99	64,03	82,39	99,25	113,33	119,04	173,25
P2	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	19,00	42,84	62,79	81,19	98,21	112,72	119,67	169,49
P3	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	19,20	43,16	63,12	81,51	98,48	112,90	119,54	170,47
P4	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	19,20	43,16	63,12	81,51	98,48	112,90	119,54	170,47
P5	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	19,00	42,84	62,79	81,19	98,21	112,72	119,67	169,49
P6	Myd	1,81	4,91	7,16	9,33	11,36	13,26	14,53	22,37
	Mxd	19,74	43,99	64,03	82,39	99,25	113,33	119,04	173,25
P7	Myd	1,81	4,91	7,16	9,33	11,36	13,26	14,53	22,37
	Mxd	19,74	43,99	64,03	82,39	99,25	113,33	119,04	173,25
P8	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	19,00	42,84	62,79	81,19	98,21	112,72	119,67	169,49
P9	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	19,20	43,16	63,12	81,51	98,48	112,90	119,54	170,47
P10	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	19,20	43,16	63,12	81,51	98,48	112,90	119,54	170,47
P11	Myd	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mxd	19,00	42,84	62,79	81,19	98,21	112,72	119,67	169,49
P12	Myd	1,81	4,91	7,16	9,33	11,36	13,26	14,53	22,37
	Mxd	19,74	43,99	64,03	82,39	99,25	113,33	119,04	173,25

Tabela 33 – Momentos Fletores Majorados: Edifício de 8 Pavimentos

3.4. VERIFICAÇÃO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS NO SOFTWARE OBLÍQUA

O Software Oblíqua é um programa para Flexão Composta Oblíqua, que gera o diagrama de interação (Mxd x Myd) para qualquer seção de concreto armado. Esses momentos atuam nos eixos horizontais em “x” e verticais em “y”, com origem no centro de gravidade da seção transversal. O programa é simples, entrando com valores dos carregamentos verticais, os momentos fletores atuantes, as características do concreto, dimensões da seção transversal, espaçamentos, entre outros.

Para realizar o pré-dimensionamento, foram adotados alguns critérios:

- Cobrimento das armaduras igual a 2,5 cm, para Classe I de agressividade do ambiente;
- Em função da dimensão mínima da seção transversal ser igual a 20 cm, o diâmetro das barras a ser utilizado ficou compreendido entre 10 mm e 25 mm, onde 10 mm é o diâmetro mínimo para utilização de armadura longitudinal de pilares e 25 mm é 1/8 da menor dimensão da seção transversal do pilar;
- As taxas de armaduras máximas utilizadas são de 4% da área da seção transversal, pois consideramos regiões da seção fora da região dos trechos de emendas;
- As taxas de armaduras mínimas e os espaçamentos máximos entre as barras longitudinais não foram considerados, pois estamos realizando um pré-dimensionamento dos pilares, onde posteriormente, no seu dimensionamento e detalhamento final, deve ter esses fatores considerados;
- Armadura mais econômica, sendo aquela que fica mais próxima, internamente, da linha do diagrama de interação (M_{xd} x M_{yd}).

Na análise dos resultados, entende-se por armadura mínima as armaduras necessárias para montagem do pilar, sendo de 4 barras longitudinais distribuídas nos cantos dos pilares. Como citado anteriormente, o diâmetro mínimo das barras é de 10 mm, então a armadura mínima nos pilares consta de 4 barras longitudinais com diâmetro de 10 mm cada.

As figuras a seguir apresentam os resultados para cada seção transversal dos pilares das edificações de 4, 6 e 8 pavimentos, no software Oblíqua.

3.4.1. Edifício de 4 Pavimentos

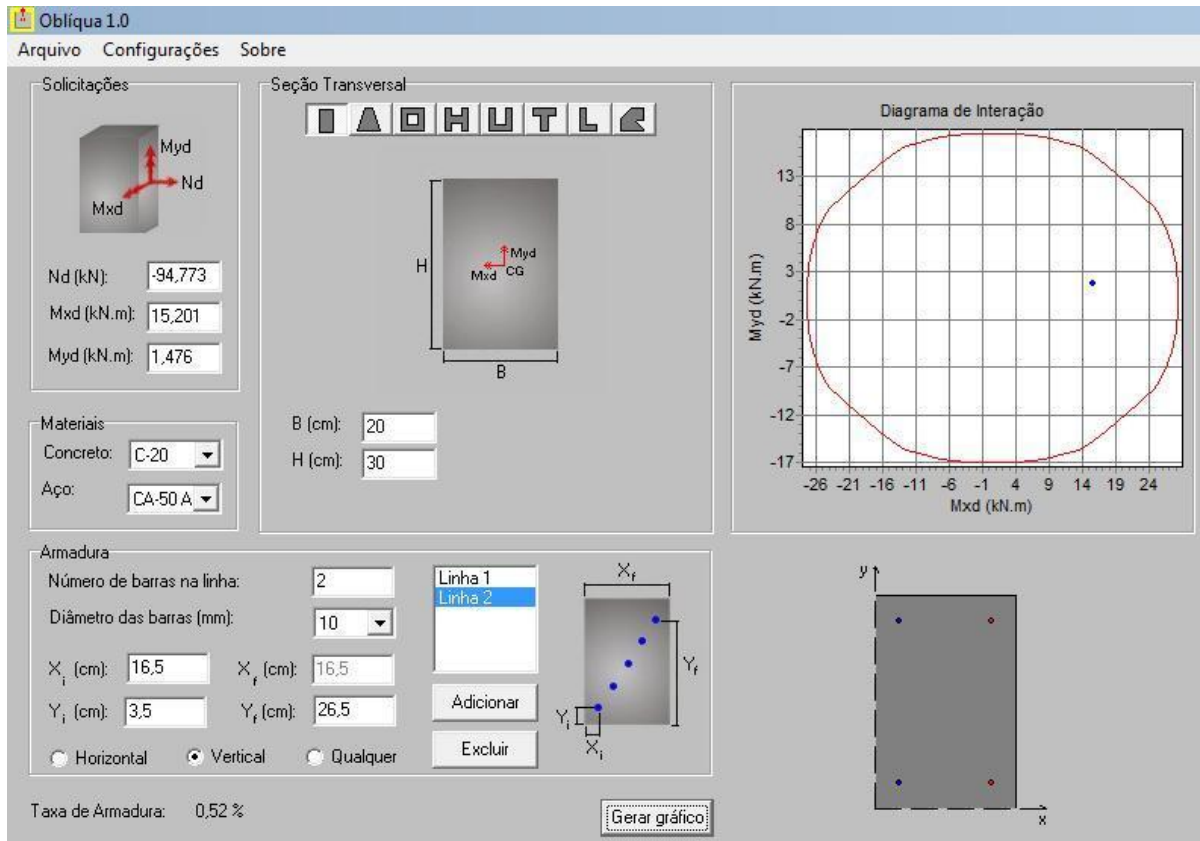


Figura 22 – Edificação de 4 Pavimentos: 4º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12

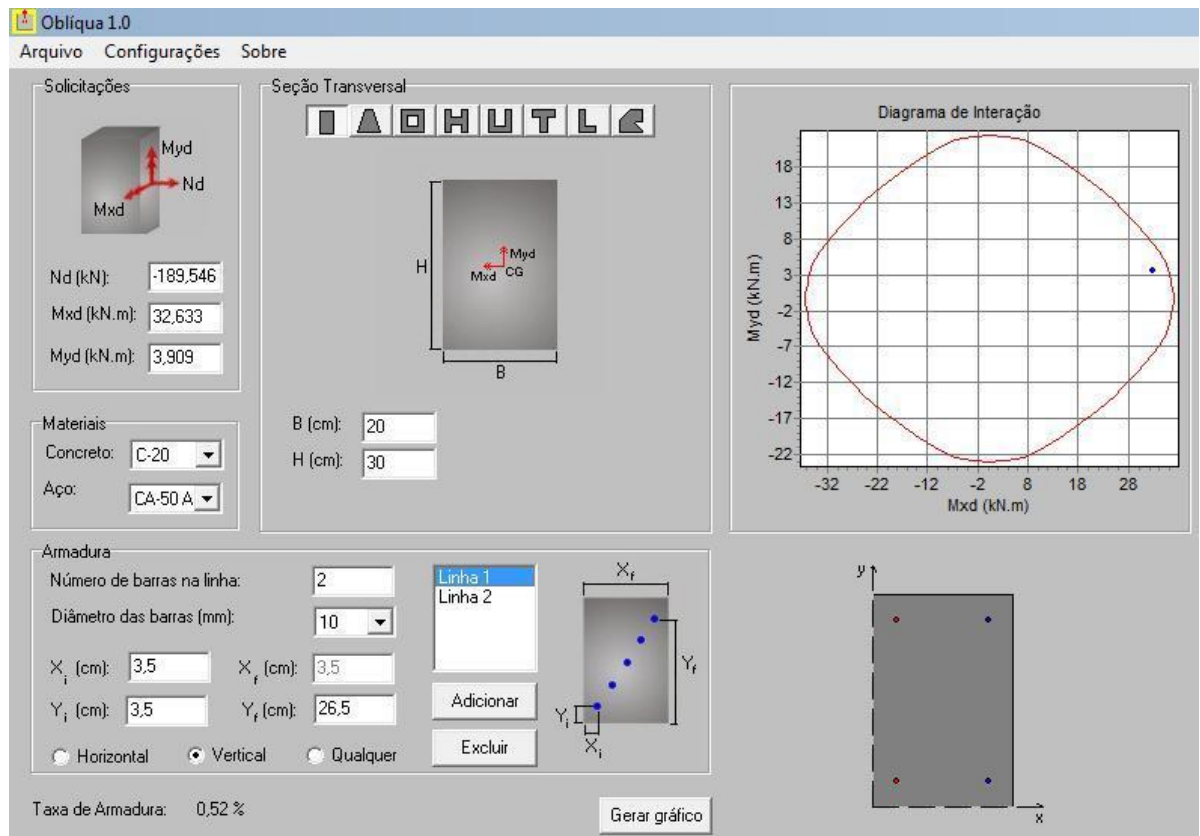


Figura 23 – Edificação de 4 Pavimentos: 3º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12

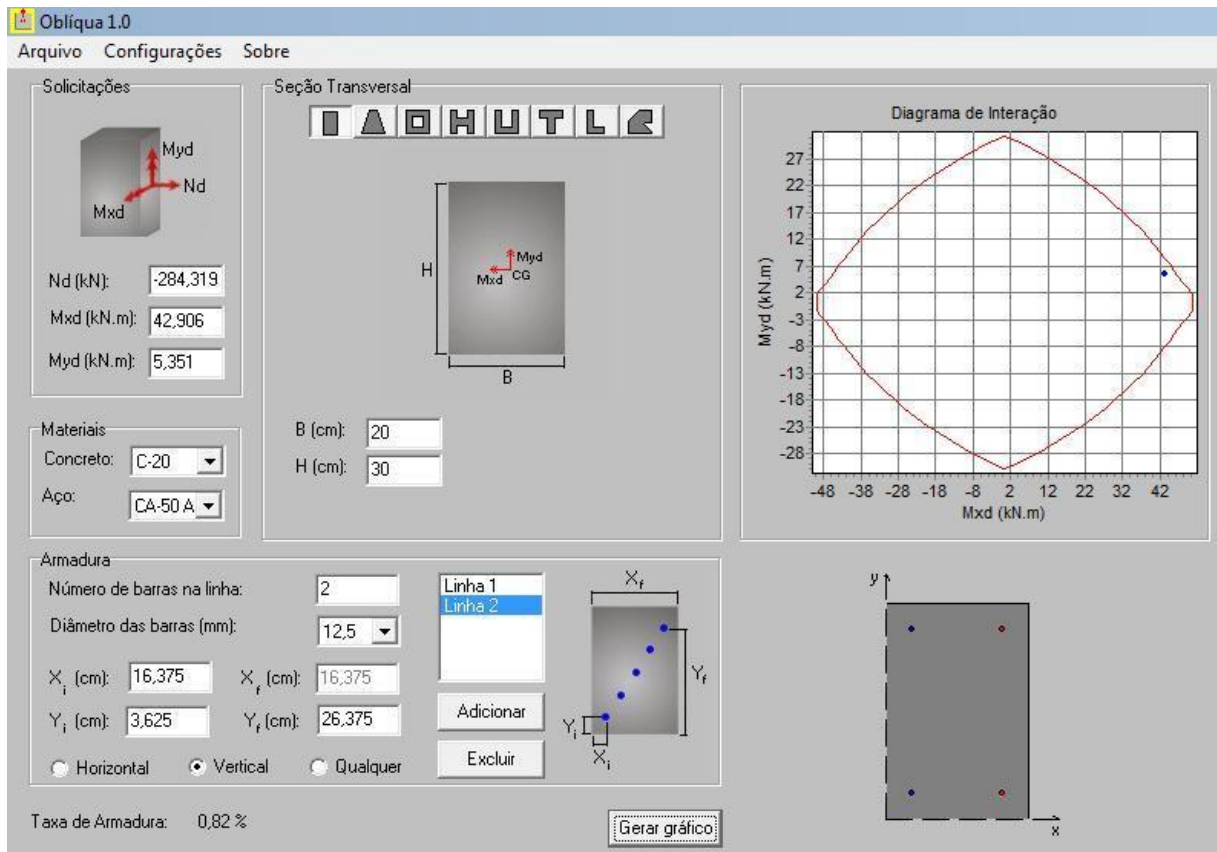


Figura 24 – Edificação de 4 Pavimentos: 2º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12

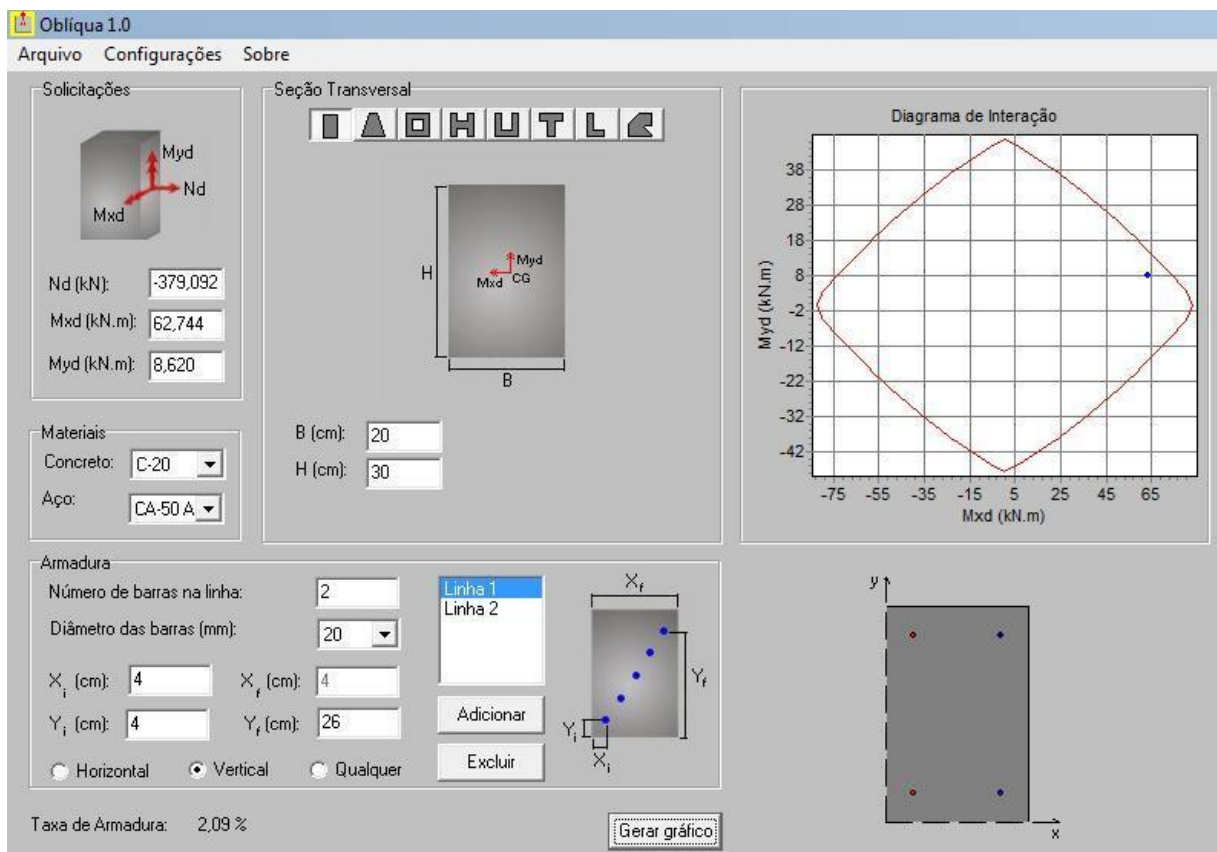


Figura 25 – Edificação de 4 Pavimentos: 1º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12

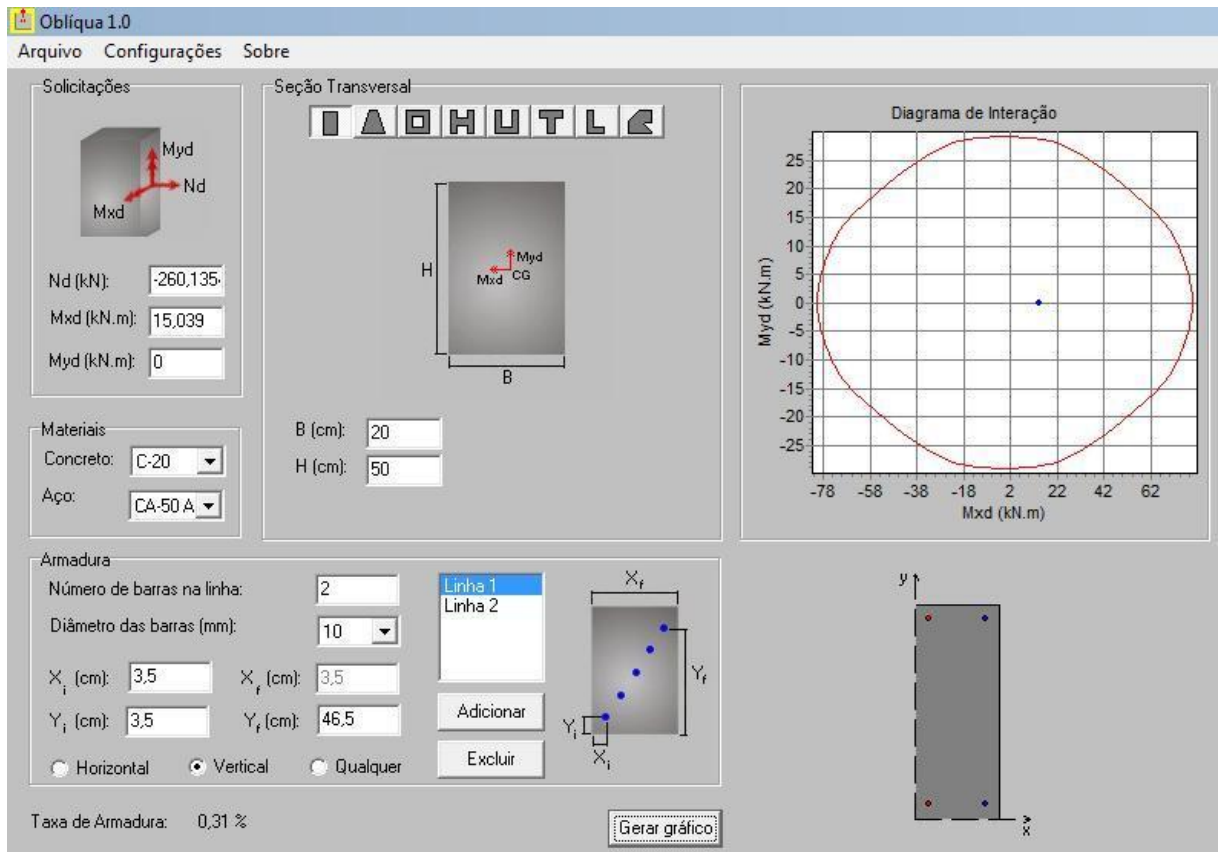


Figura 26 – Edificação de 4 Pavimentos: 4º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11

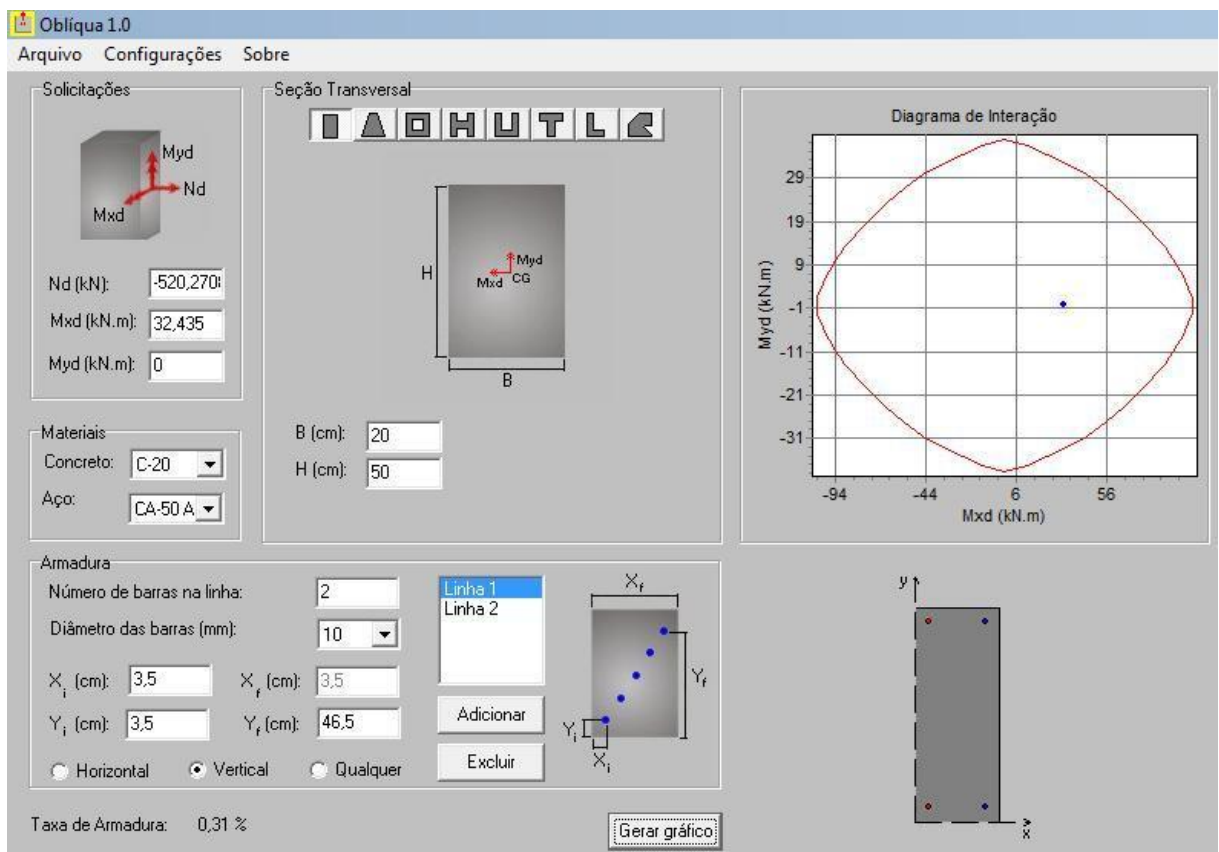


Figura 27 – Edificação de 4 Pavimentos: 3º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11

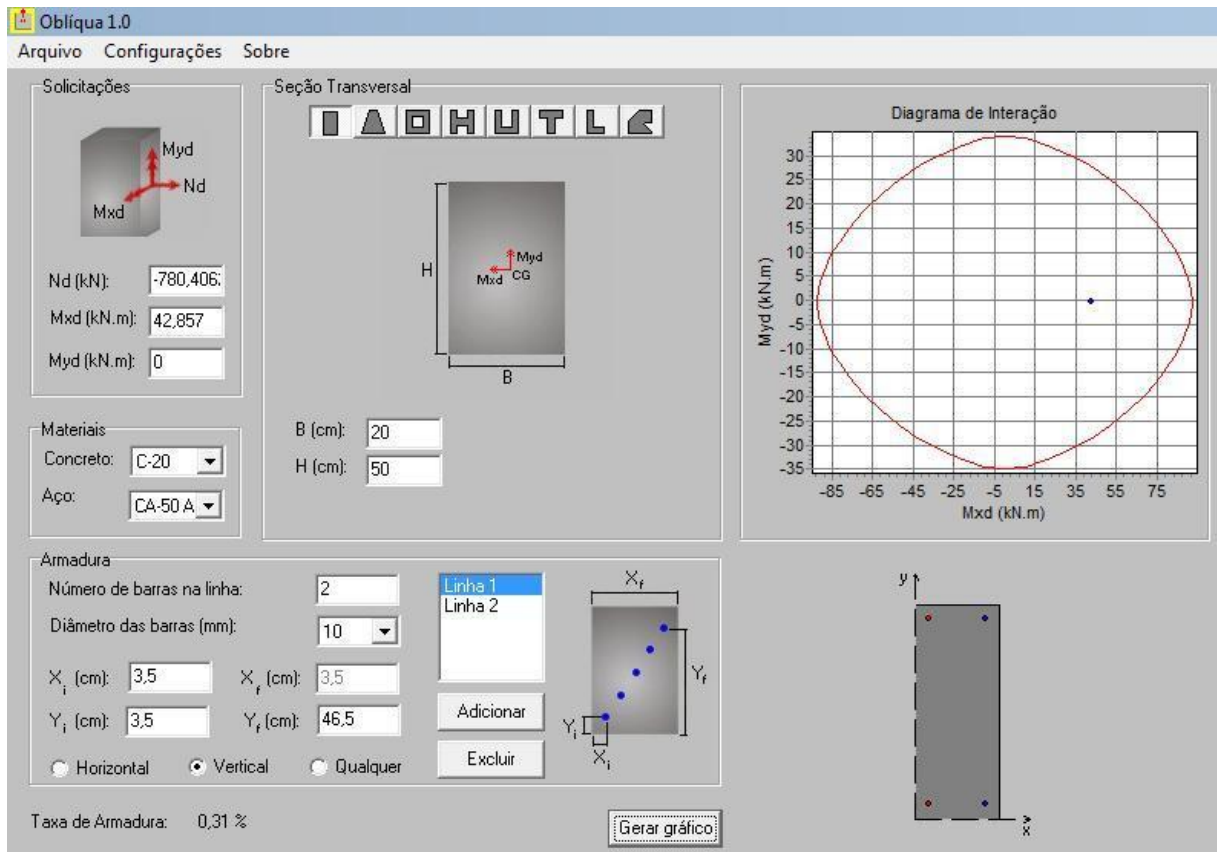


Figura 28 – Edificação de 4 Pavimentos: 2º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11

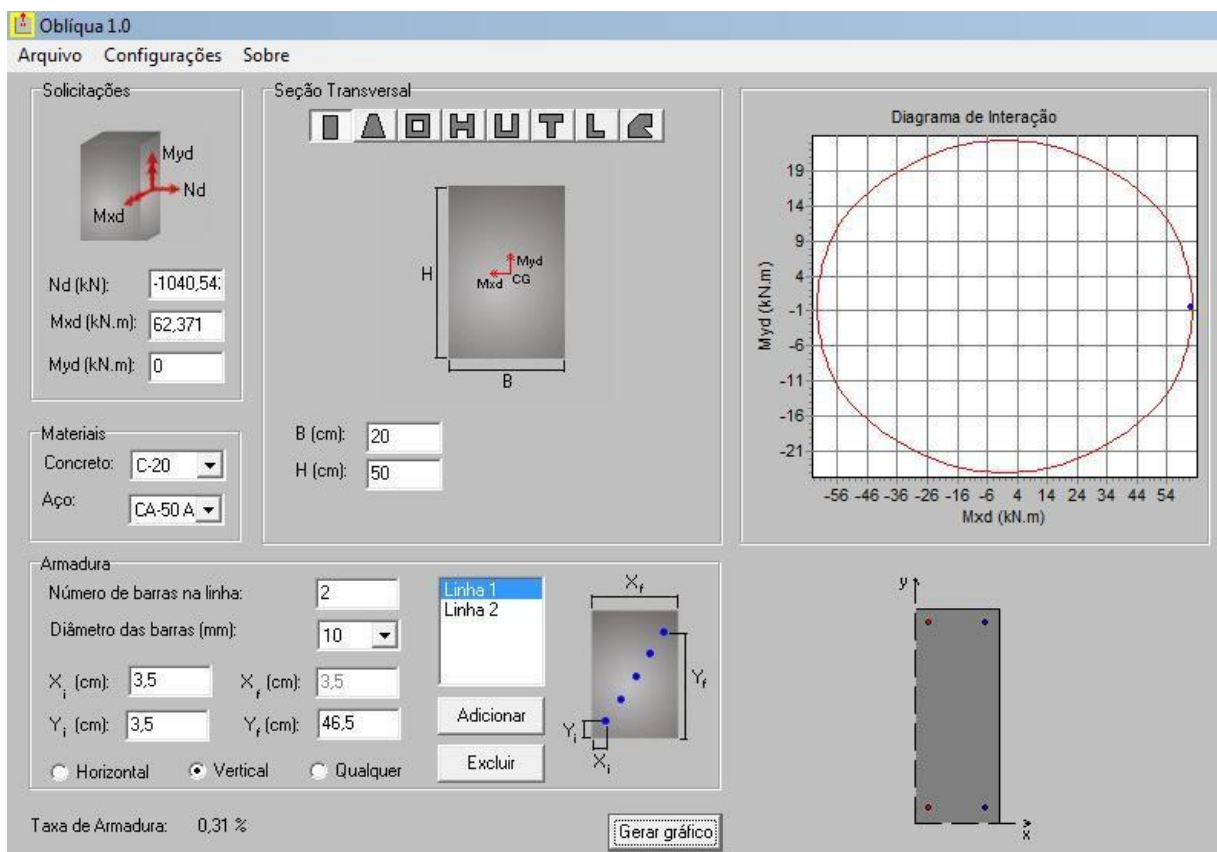


Figura 29 – Edificação de 4 Pavimentos: 1º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11

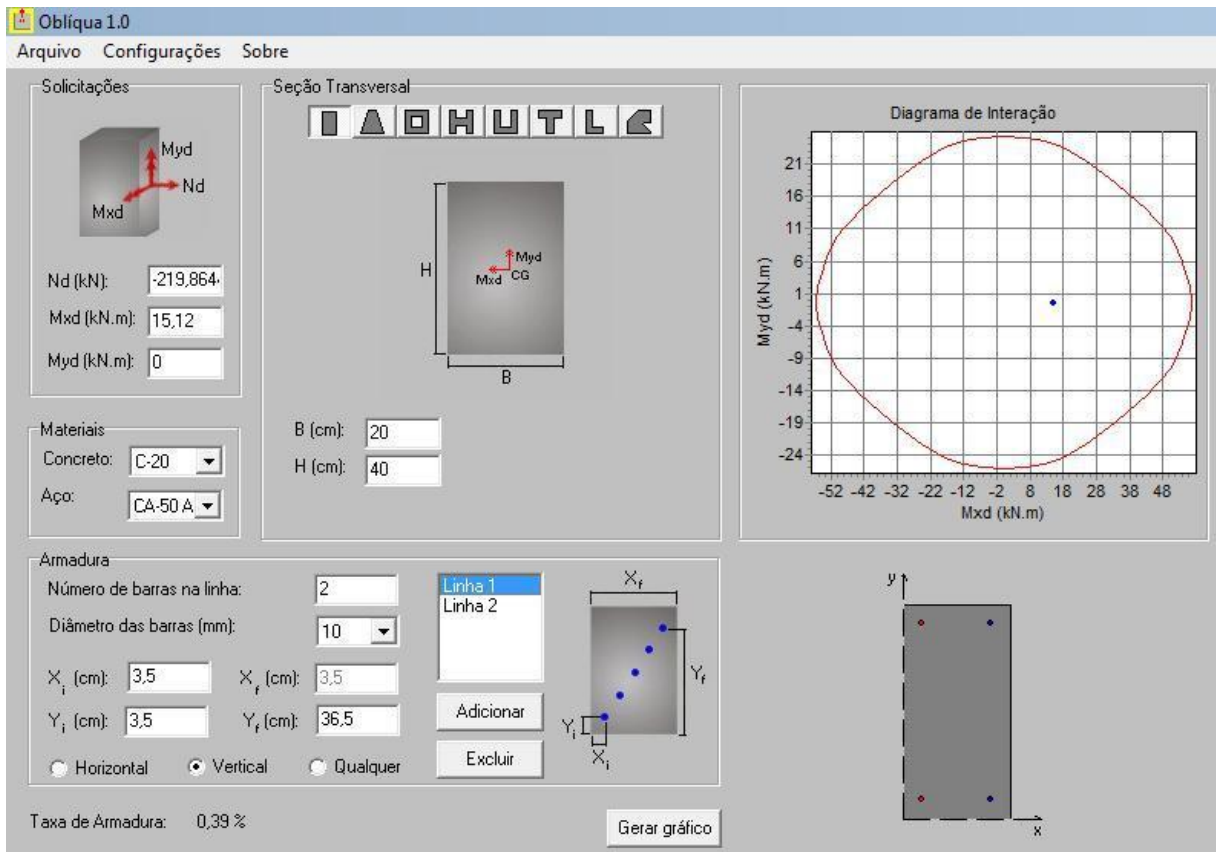


Figura 30 – Edificação de 4 Pavimentos: 4º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10

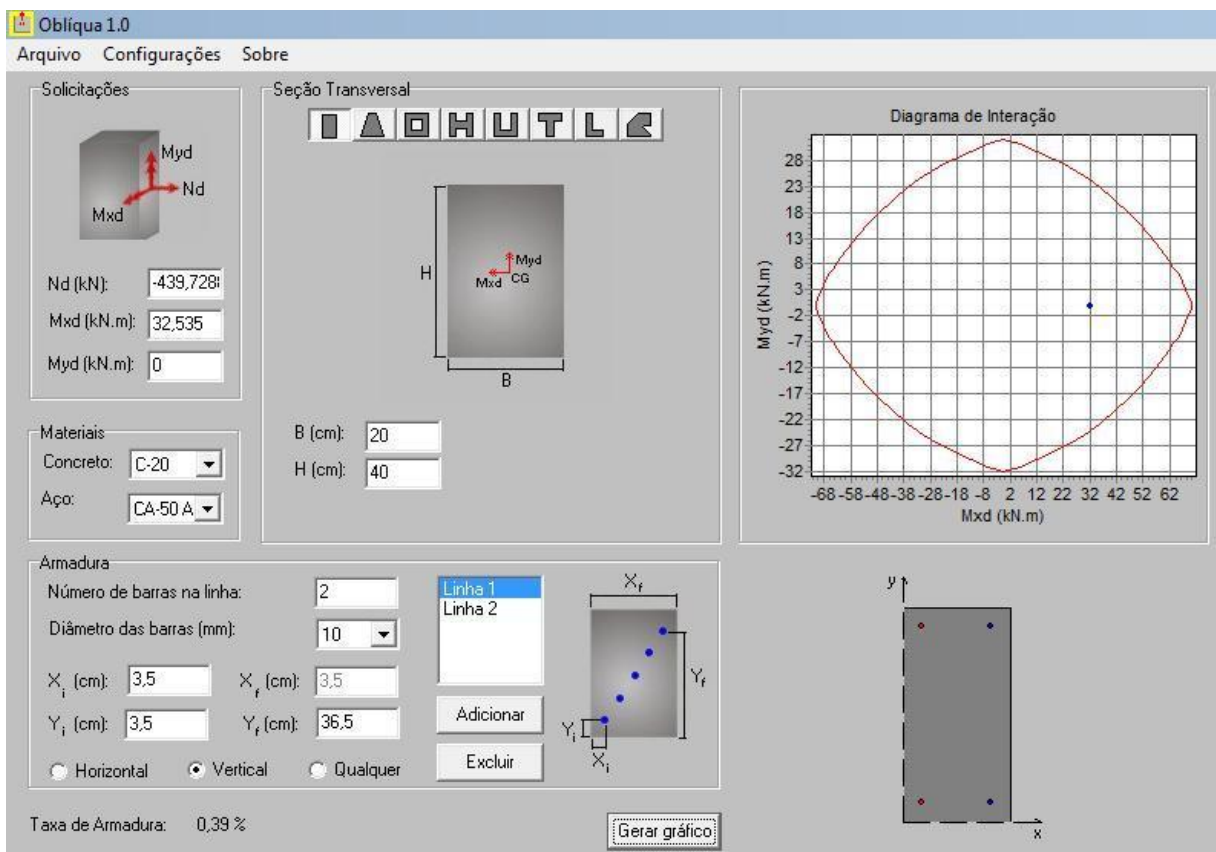


Figura 31 – Edificação de 4 Pavimentos: 3º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10

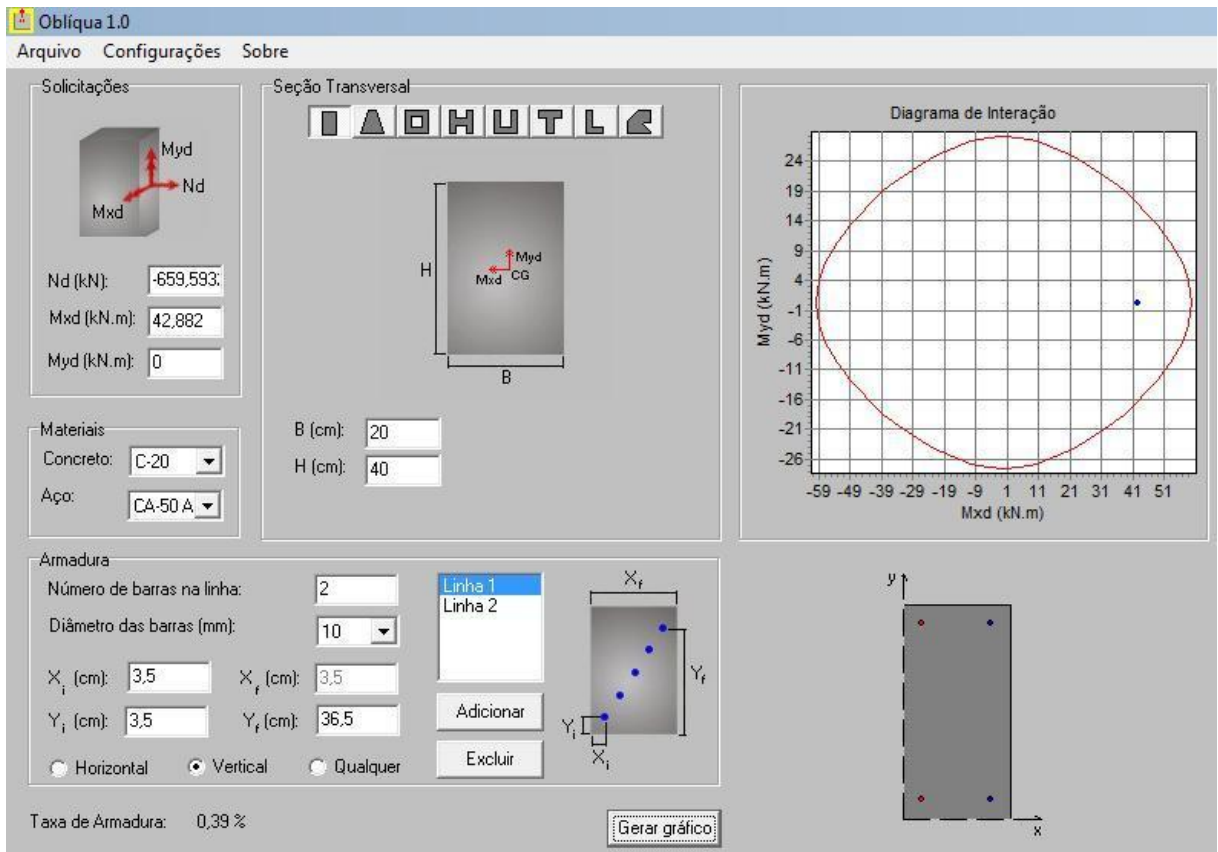


Figura 32 – Edificação de 4 Pavimentos: 2º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10

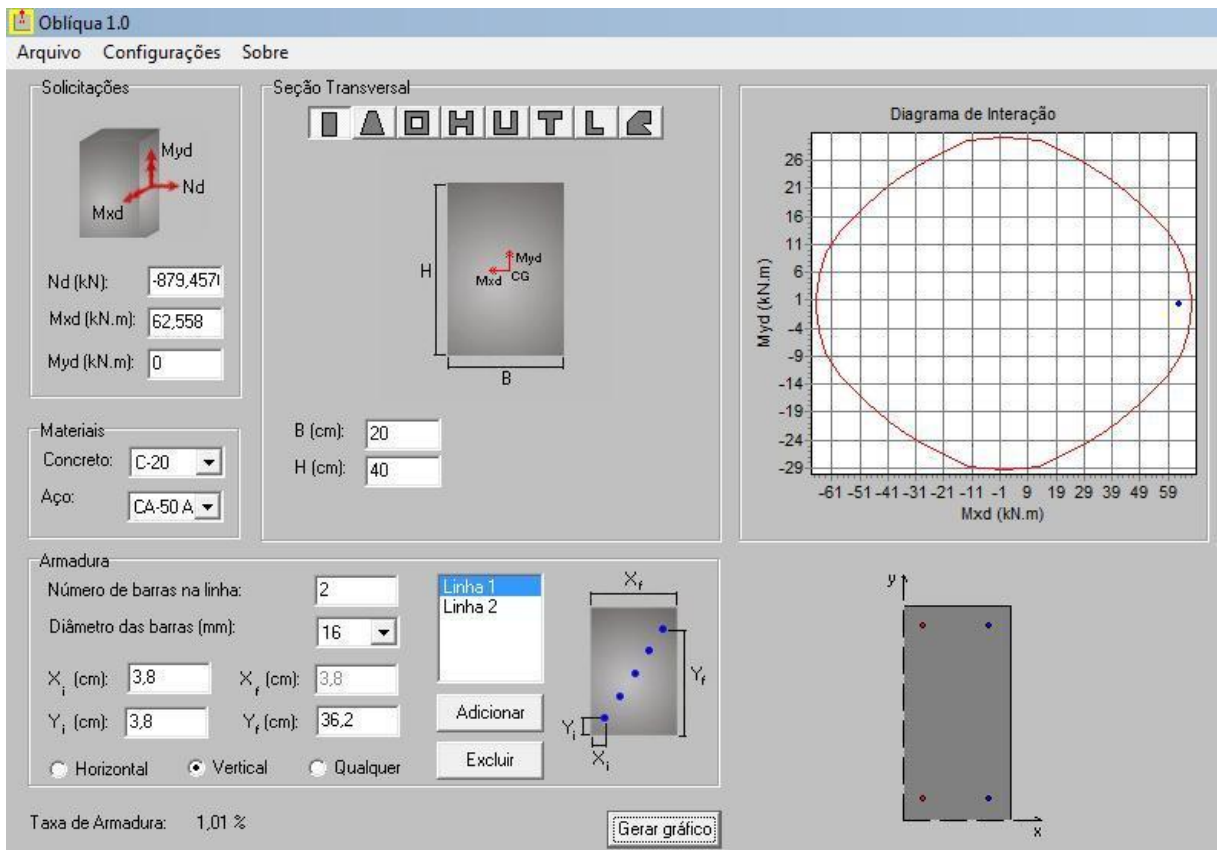


Figura 33 – Edificação de 4 Pavimentos: 1º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10

Após utilizarmos o software Oblíqua com as seções transversais dos pilares do edifício de 4 pavimentos, vamos analisar os resultados obtidos:

- Para os pilares de canto P1, P6, P7 e P12, onde tínhamos momento fletor atuando nas duas direções, obtivemos resultados satisfatórios, pois analisando as situações, o ponto de interação dos momentos M_{xd} x M_{yd} ficaram próximos da linha traçada pelo diagrama, com taxas de armaduras inferiores ao limite máximo permitido. As seções ficaram pré-dimensionadas com a máxima economia possível, com exceção dos pilares do 4º pavimento, onde existe uma resistência do pilar maior do que a carga solicitante. Isto permitiria ao projetista uma redução da área da seção transversal, mas por já estarmos trabalhando com uma seção compacta de 20 x 30 cm, talvez não fosse o mais aconselhável, pois poderíamos diminuir demais a resistência dos pilares, aumentando seus índices de esbeltez e os deixando mais vulneráveis à flambagem.

- Para os pilares de extremidade P2, P3, P4, P5, P8, P9, P10 e P11, trabalhamos com momento fletor apenas em uma direção, diminuindo a excentricidade da carga vertical no pilar, o que nos permitiu analisar as seções com taxas de armaduras menores que nos casos anteriores, isso também se deve ao fato de termos realizado o pré-dimensionamento das seções de extremidade com dimensões maiores devido as elevadas cargas verticais. Em todos os pilares de extremidade do 4º, 3º e 2º pavimentos foram utilizadas armaduras mínimas, deixando o ponto de interação dos momentos M_{xd} x M_{yd} afastados da borda da linha traçada pelo diagrama. Isso nos mostra que seria possível o projetista fazer uma redução da seção transversal no momento do dimensionamento e detalhamento final dos pilares. Para os pilares do 1º pavimento tivemos resultados bastante satisfatórios, pois os valores encontrados para estes obedecem ao limite máximo permitido de taxa de armadura, ficando próximos de uma seção transversal econômica.

Para auxílio na interpretação dos resultados, apresentamos a Tabela 34 e o Gráfico 1 para o edifício de 4 pavimentos:

Taxas de Armadura (%)				
	Edifício de 4 Pavimentos			
Pavimento	4°	3°	2°	1°
P1	0,52	0,52	0,82	2,09
P2	0,31	0,31	0,31	0,31
P3	0,39	0,39	0,39	1,01
P4	0,39	0,39	0,39	1,01
P5	0,31	0,31	0,31	0,31
P6	0,52	0,52	0,82	2,09
P7	0,52	0,52	0,82	2,09
P8	0,31	0,31	0,31	0,31
P9	0,39	0,39	0,39	1,01
P10	0,39	0,39	0,39	1,01
P11	0,31	0,31	0,31	0,31
P12	0,52	0,52	0,82	2,09

Tabela 34 – Taxas de Armadura: Edifício de 4 Pavimentos

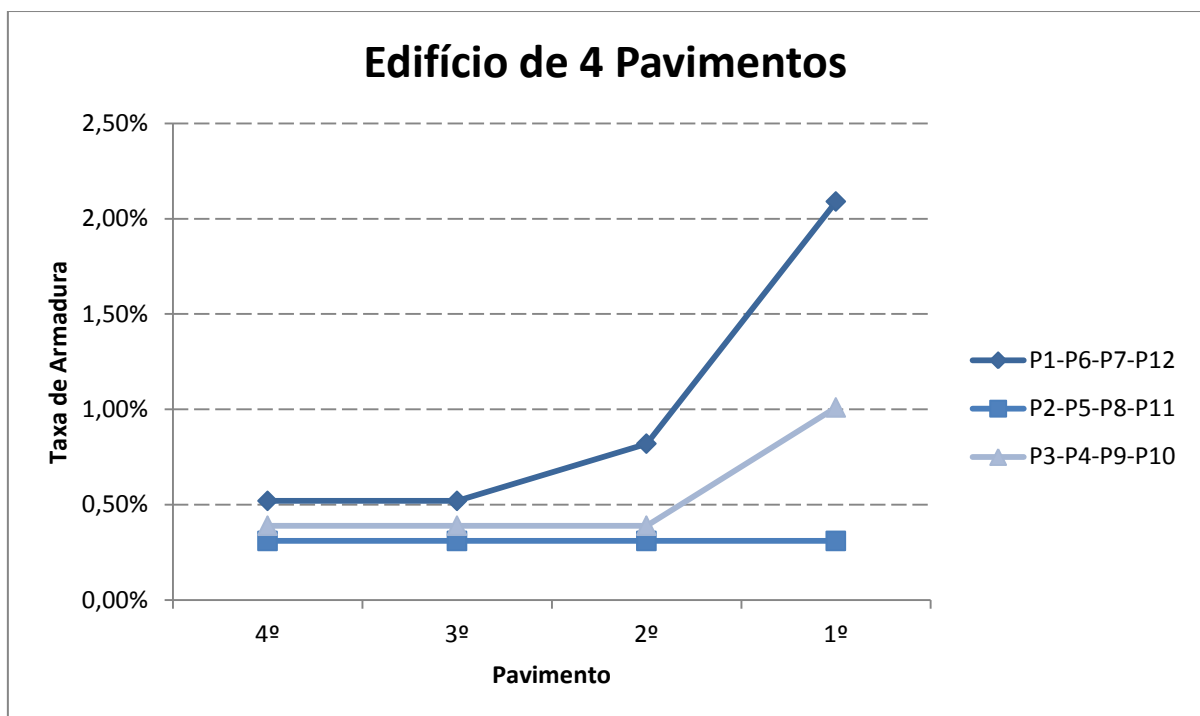


Gráfico 1 – Taxas de Armadura: Edifício de 4 Pavimentos

3.4.2. Edifício de 6 Pavimentos

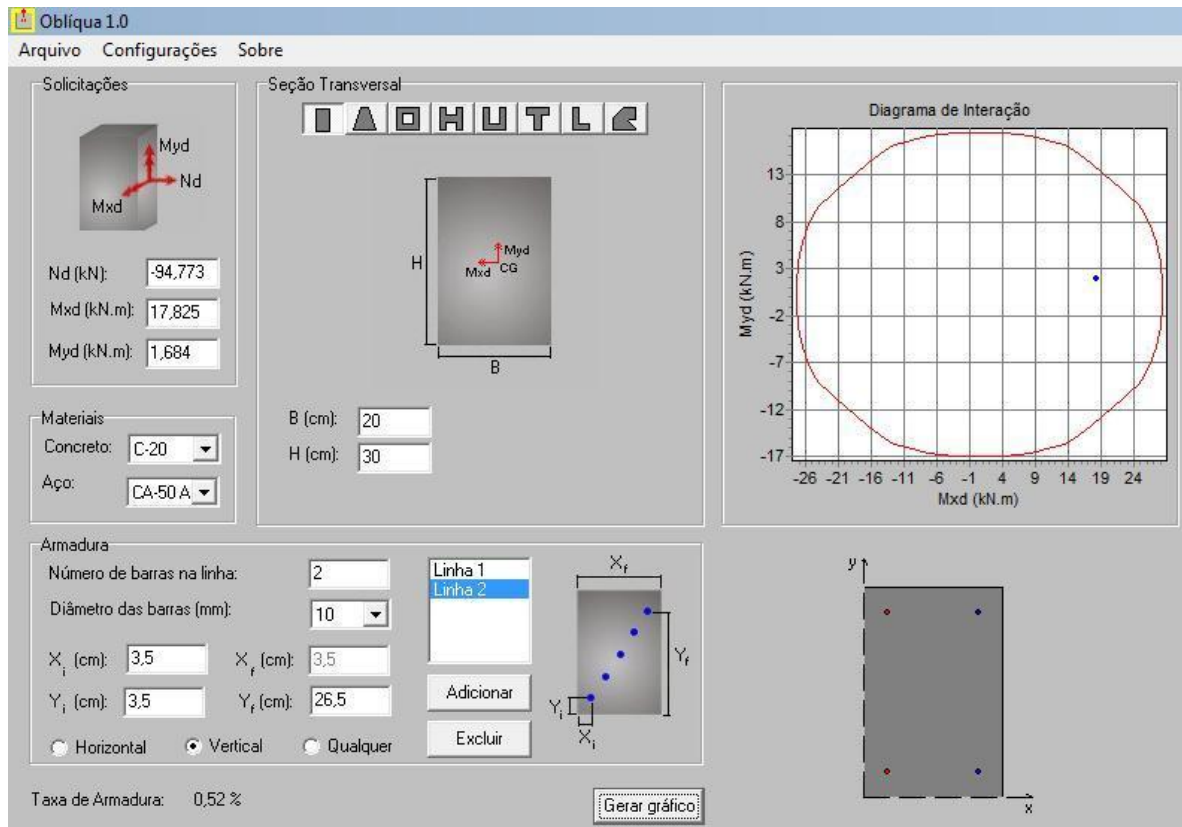


Figura 34 – Edificação de 6 Pavimentos: 6º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12

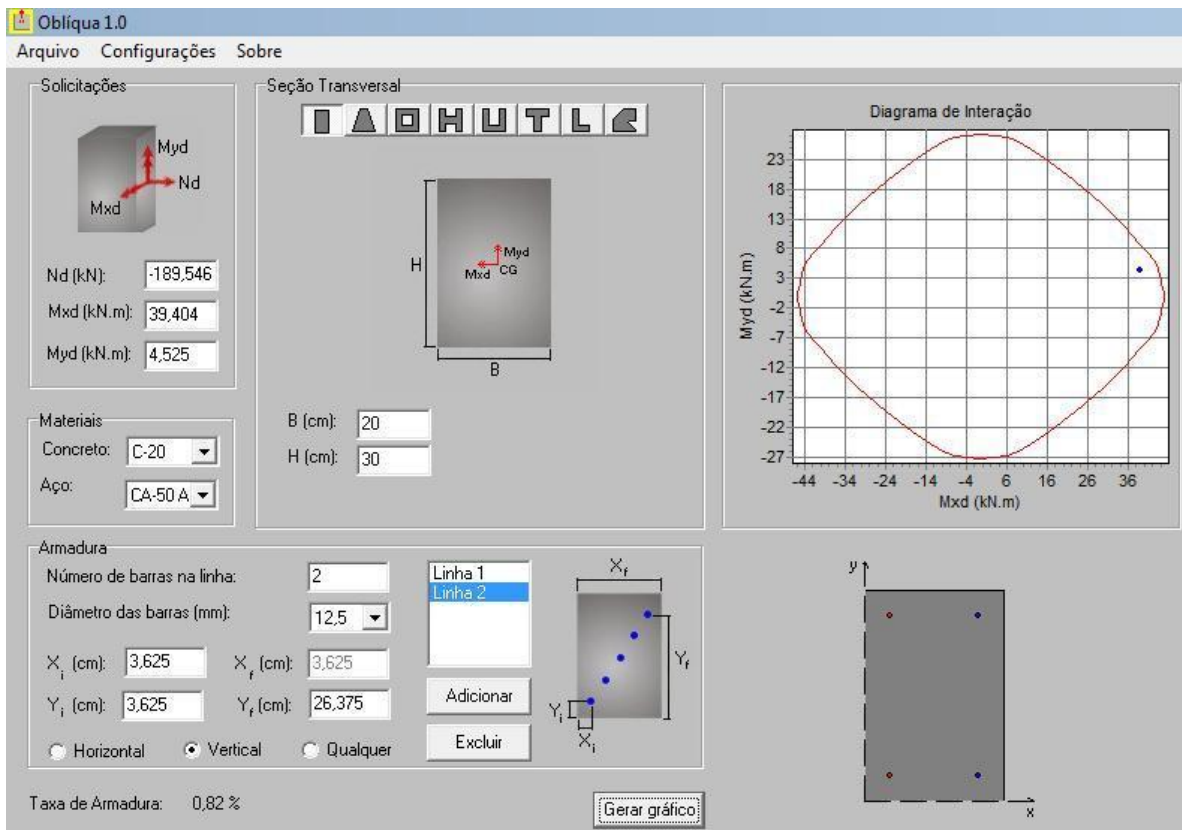


Figura 35 – Edificação de 6 Pavimentos: 5º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12

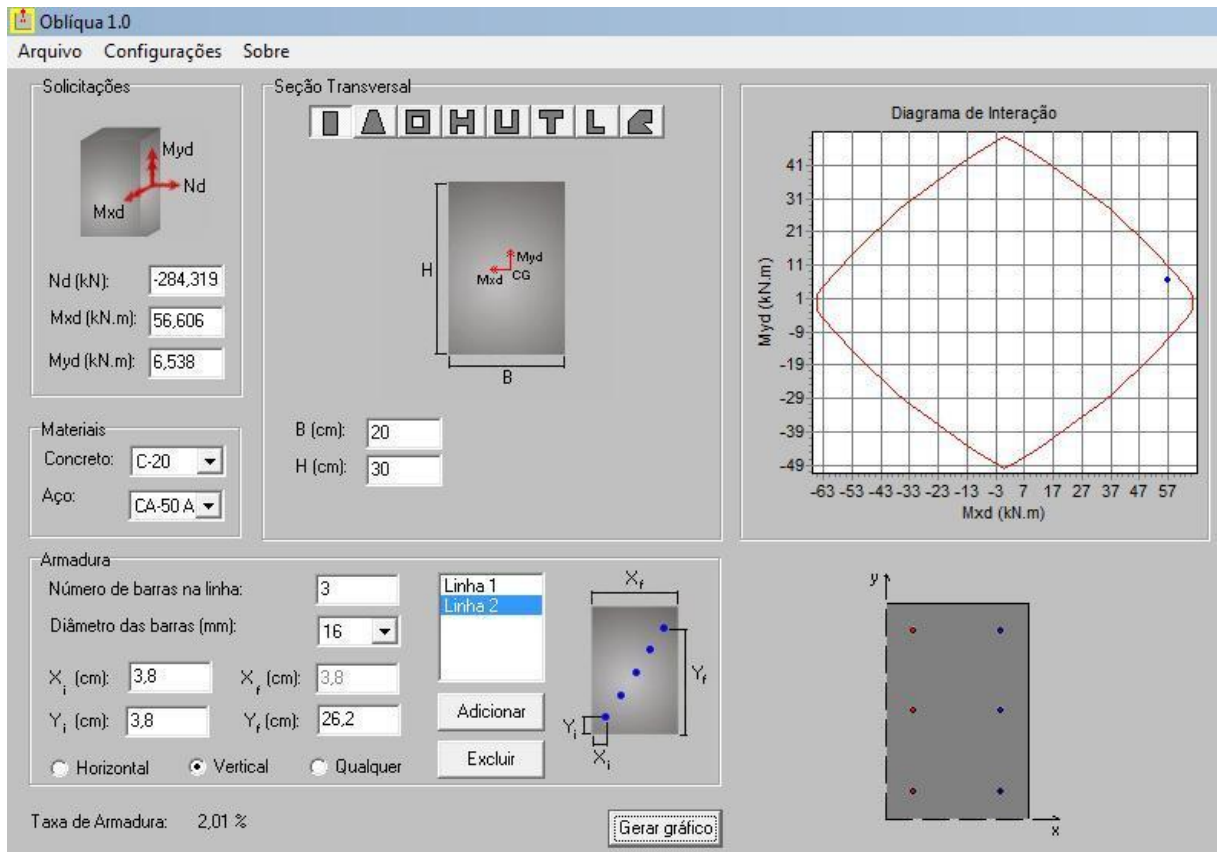


Figura 36 – Edificação de 6 Pavimentos: 4º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12

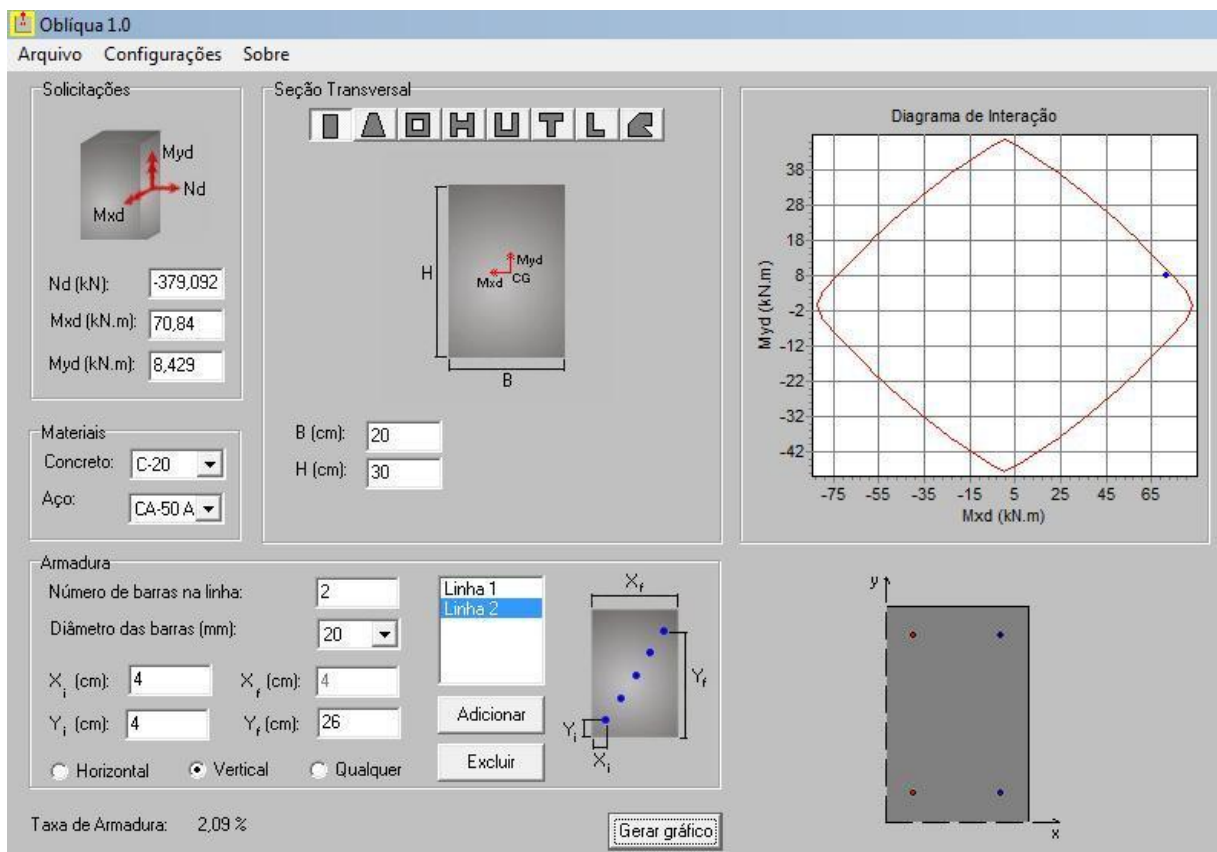


Figura 37 – Edificação de 6 Pavimentos: 3º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12

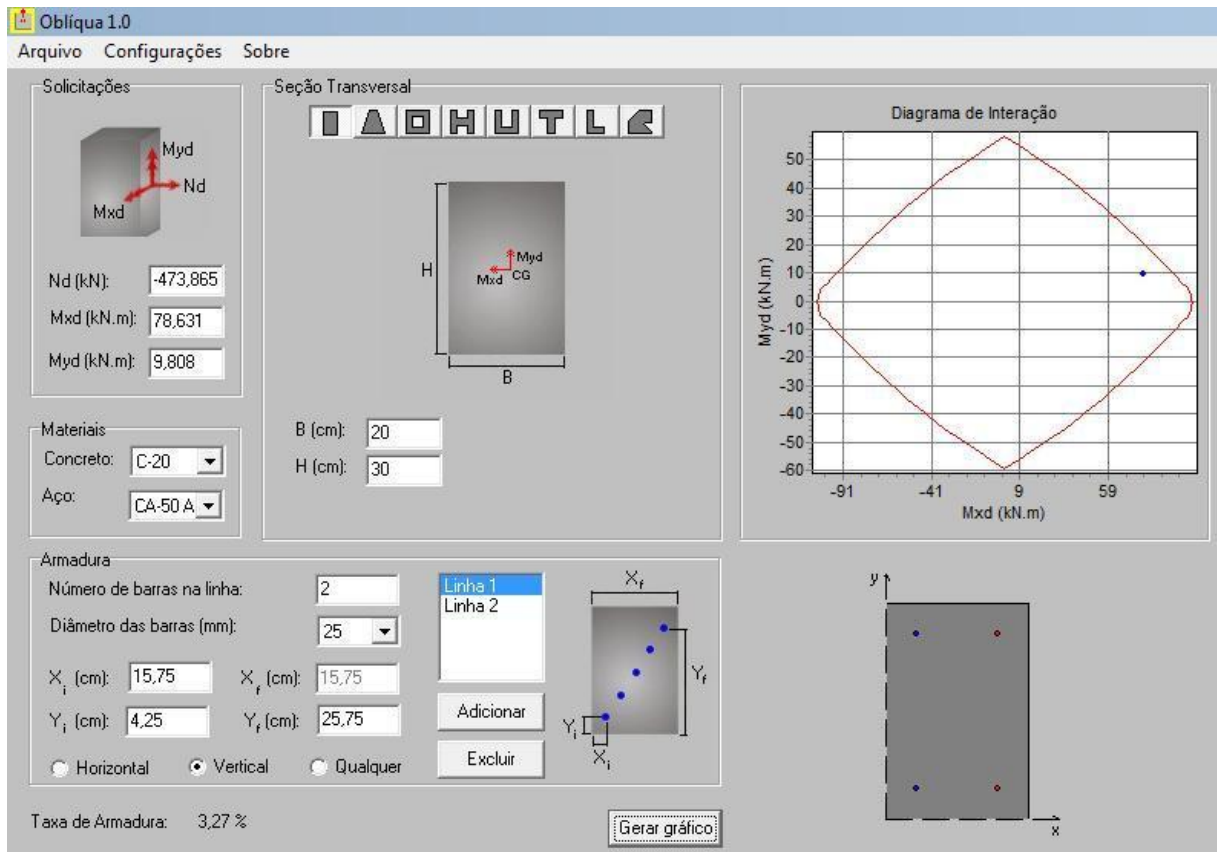


Figura 38 – Edificação de 6 Pavimentos: 2º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12

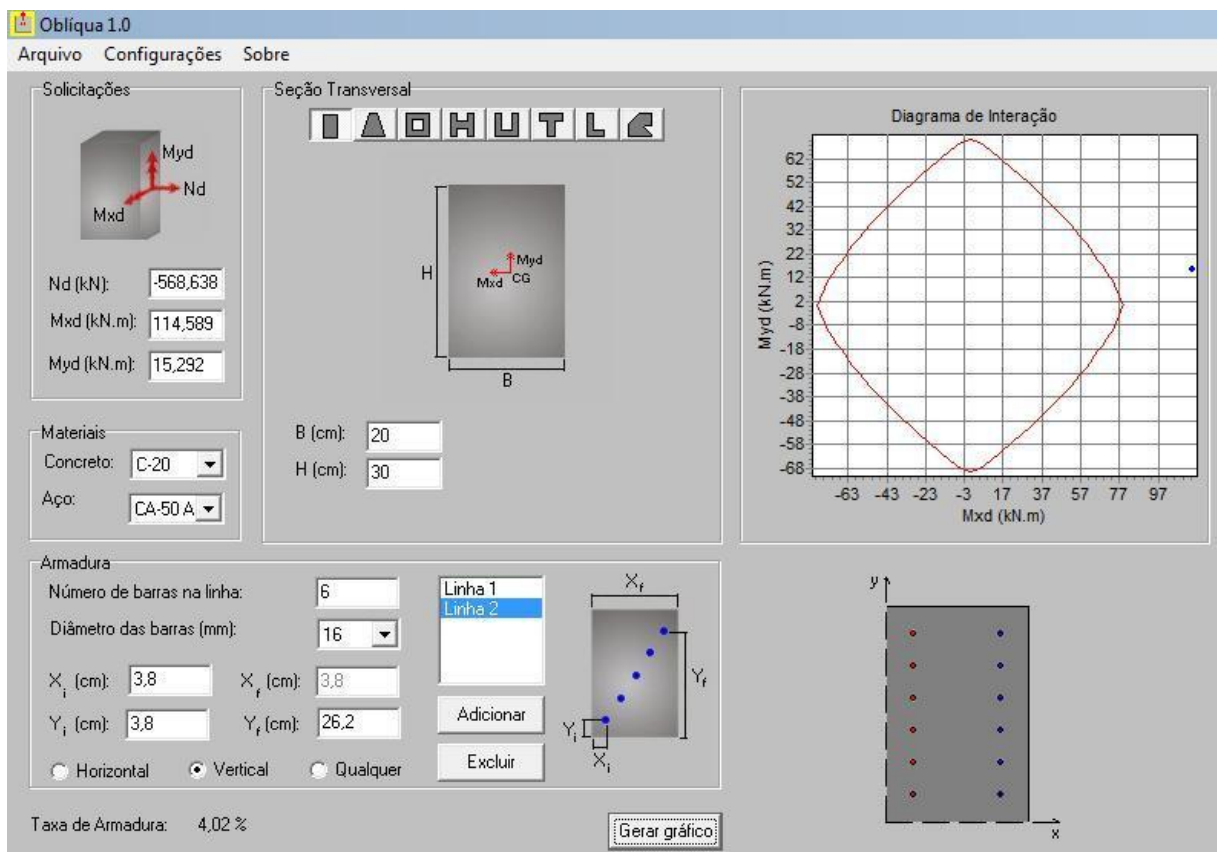


Figura 39 – Edificação de 6 Pavimentos: 1º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12

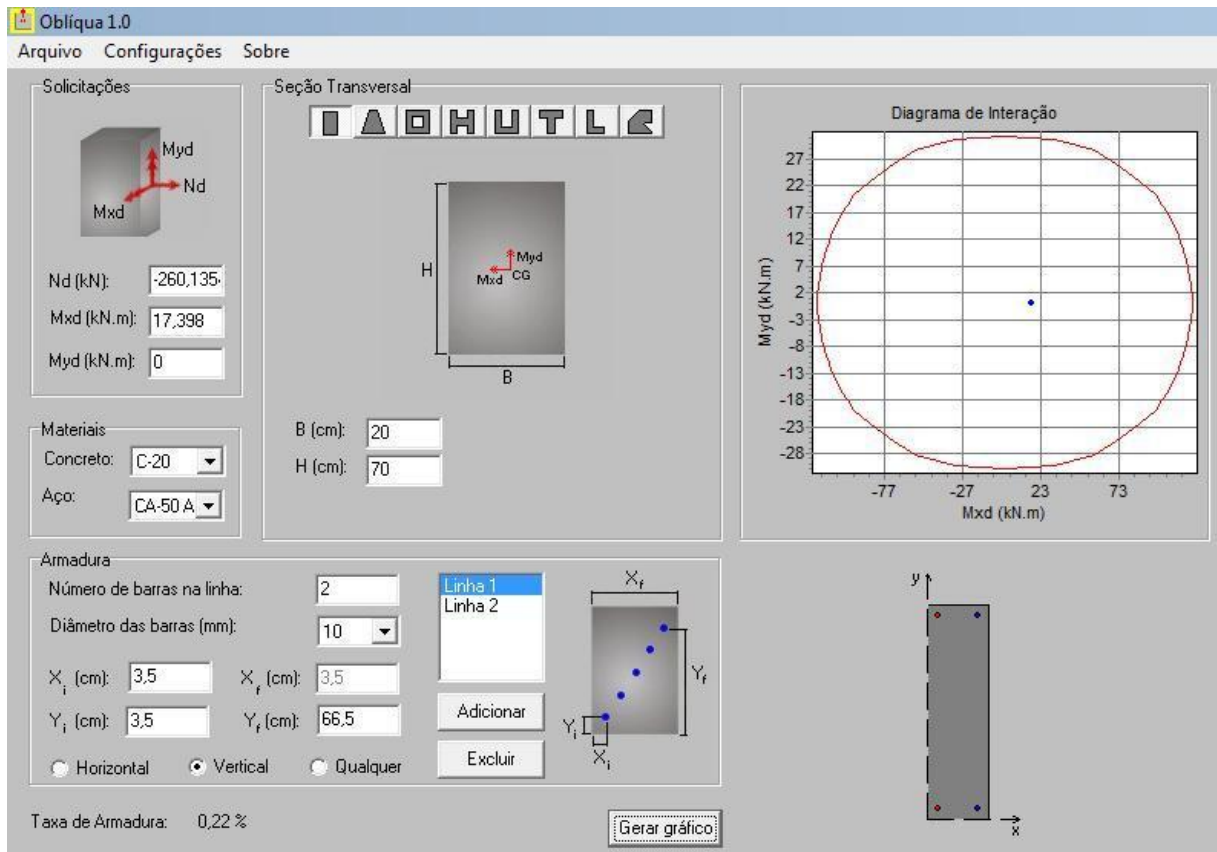


Figura 40 – Edificação de 6 Pavimentos: 6º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11

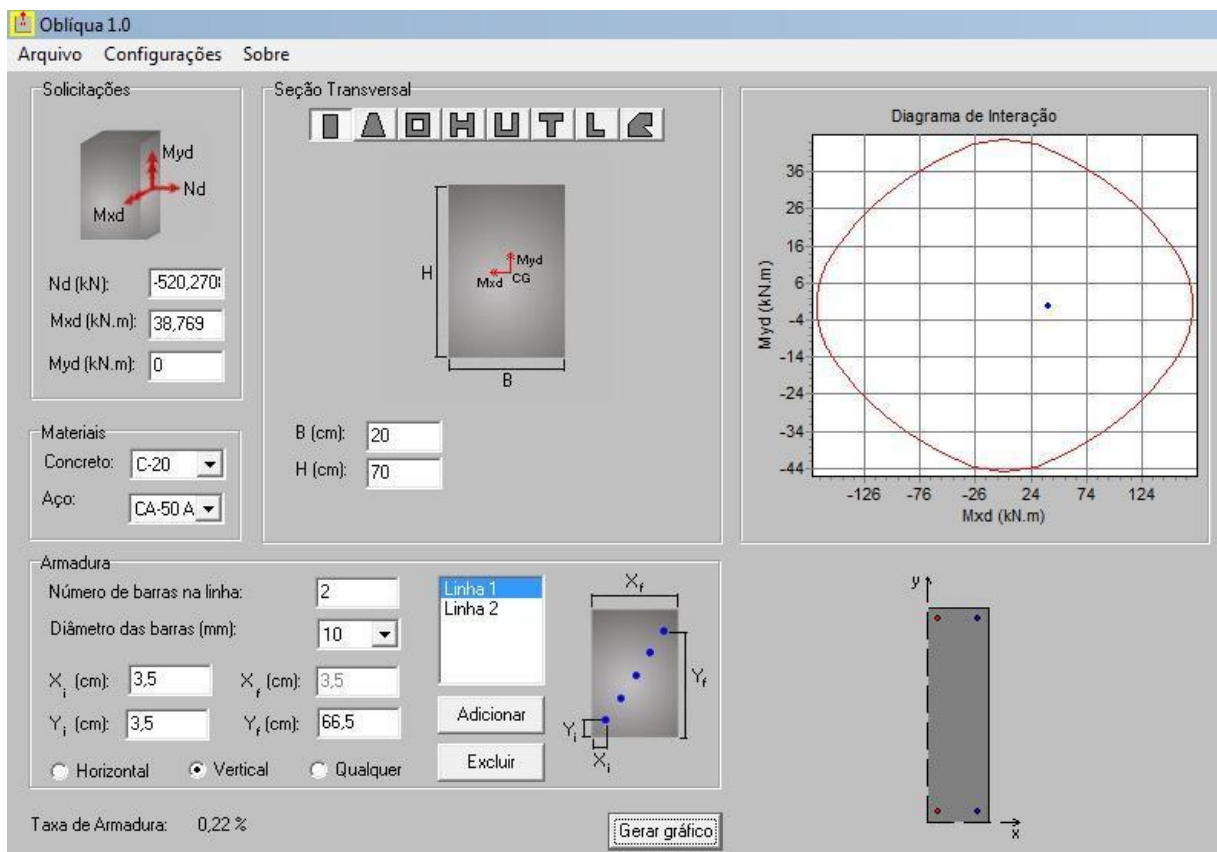


Figura 41 – Edificação de 6 Pavimentos: 5º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11

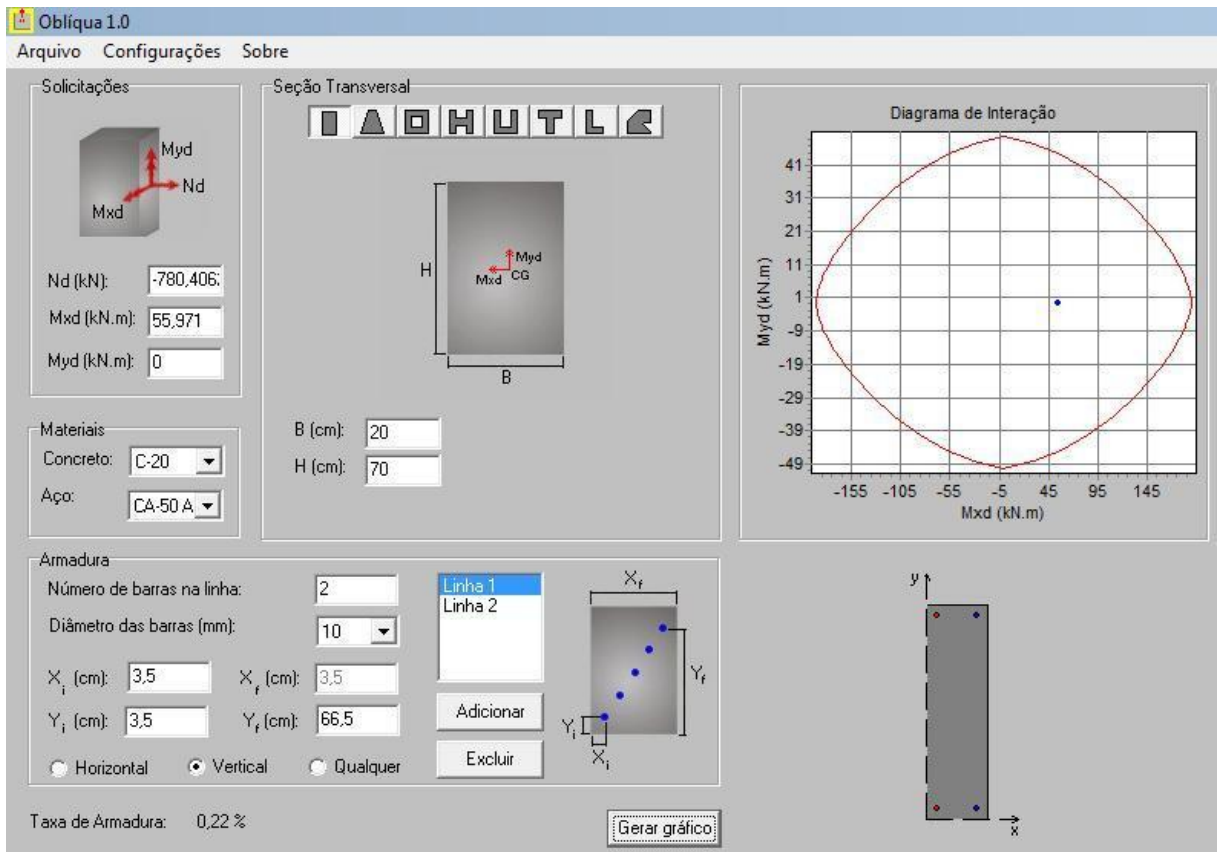


Figura 42 – Edificação de 6 Pavimentos: 4º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11

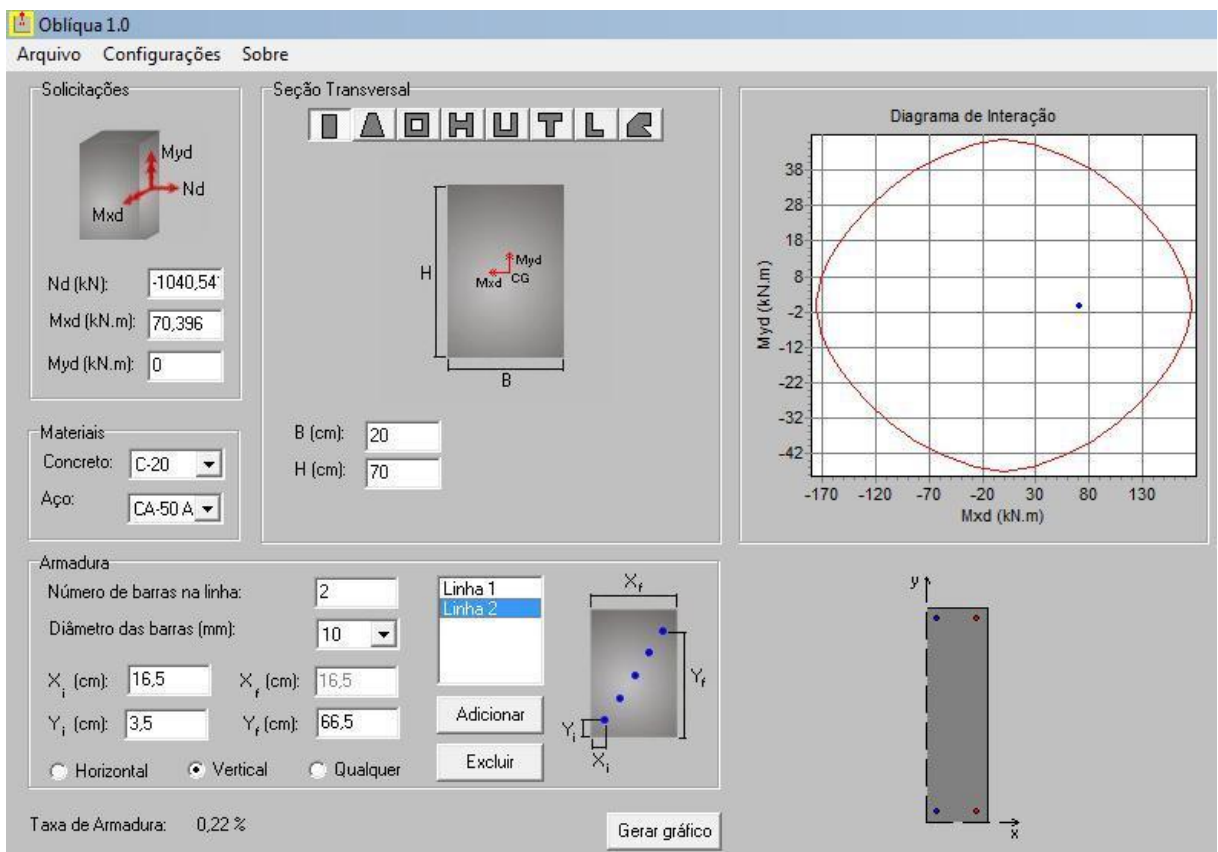


Figura 43 – Edificação de 6 Pavimentos: 3º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11

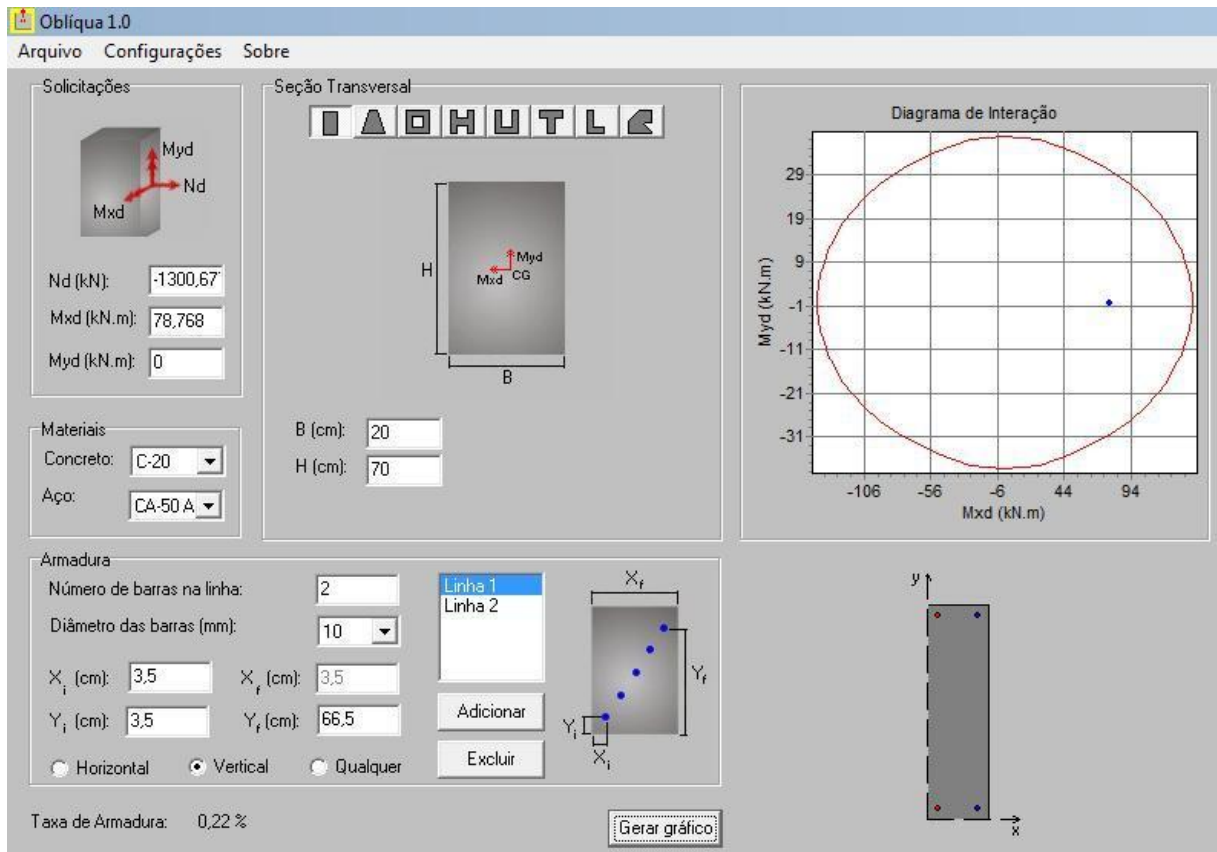


Figura 44 – Edificação de 6 Pavimentos: 2º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11

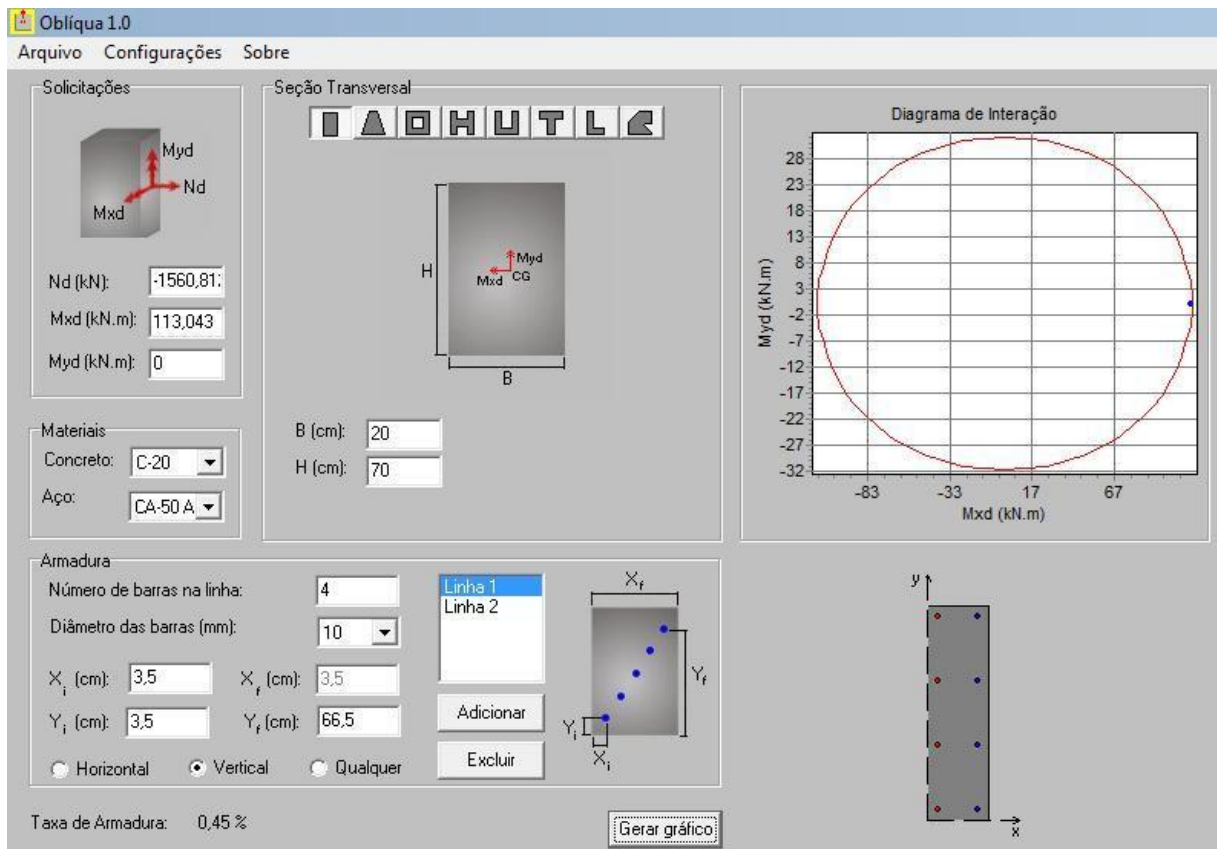


Figura 45 – Edificação de 6 Pavimentos: 1º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11

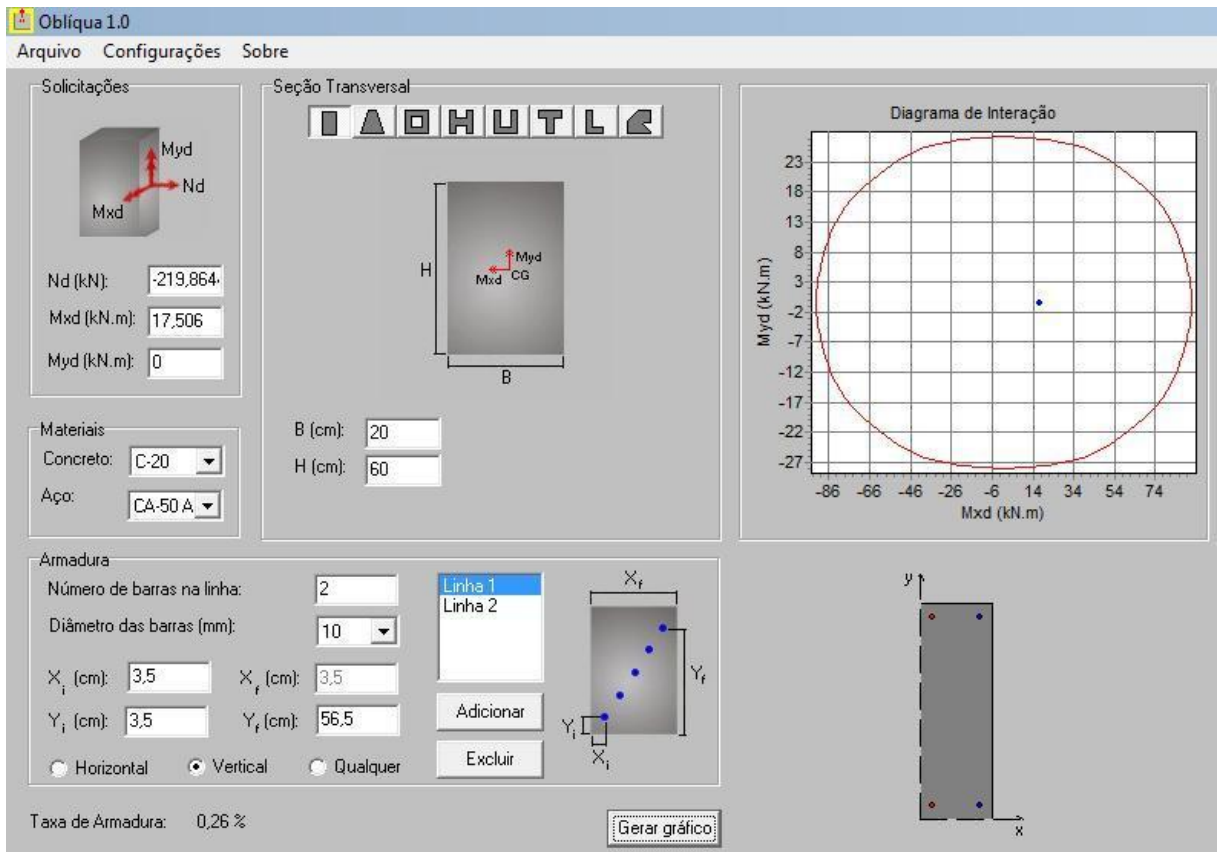


Figura 46 – Edificação de 6 Pavimentos: 6º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10

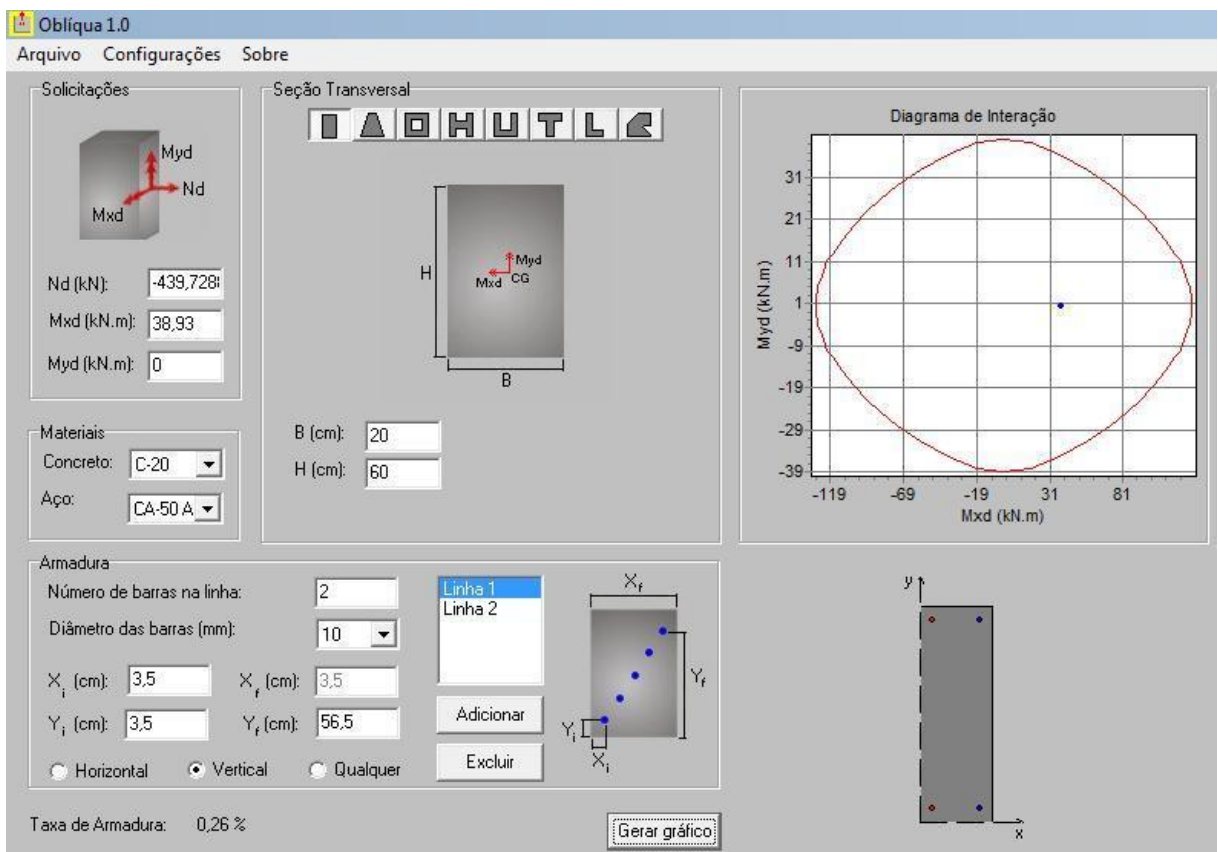


Figura 47 – Edificação de 6 Pavimentos: 5º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10

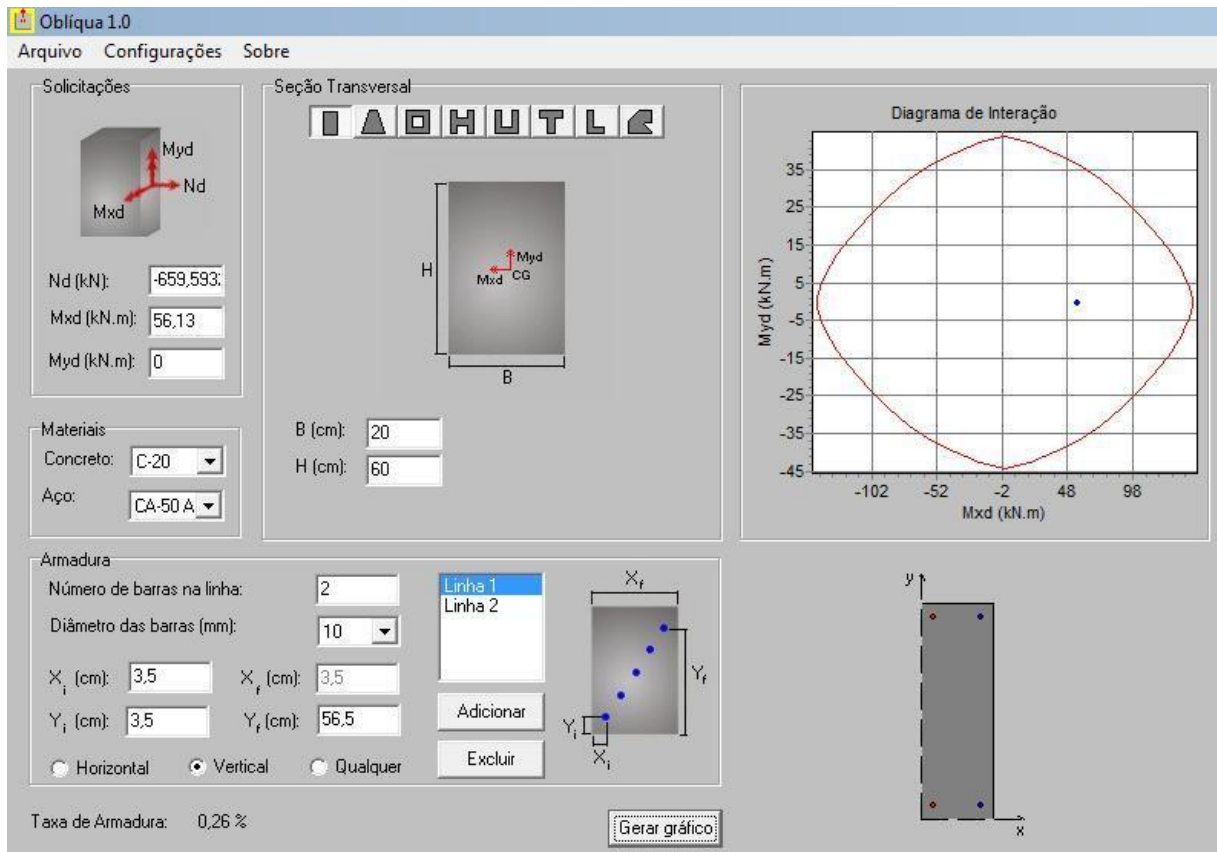


Figura 48 – Edificação de 6 Pavimentos: 4º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10

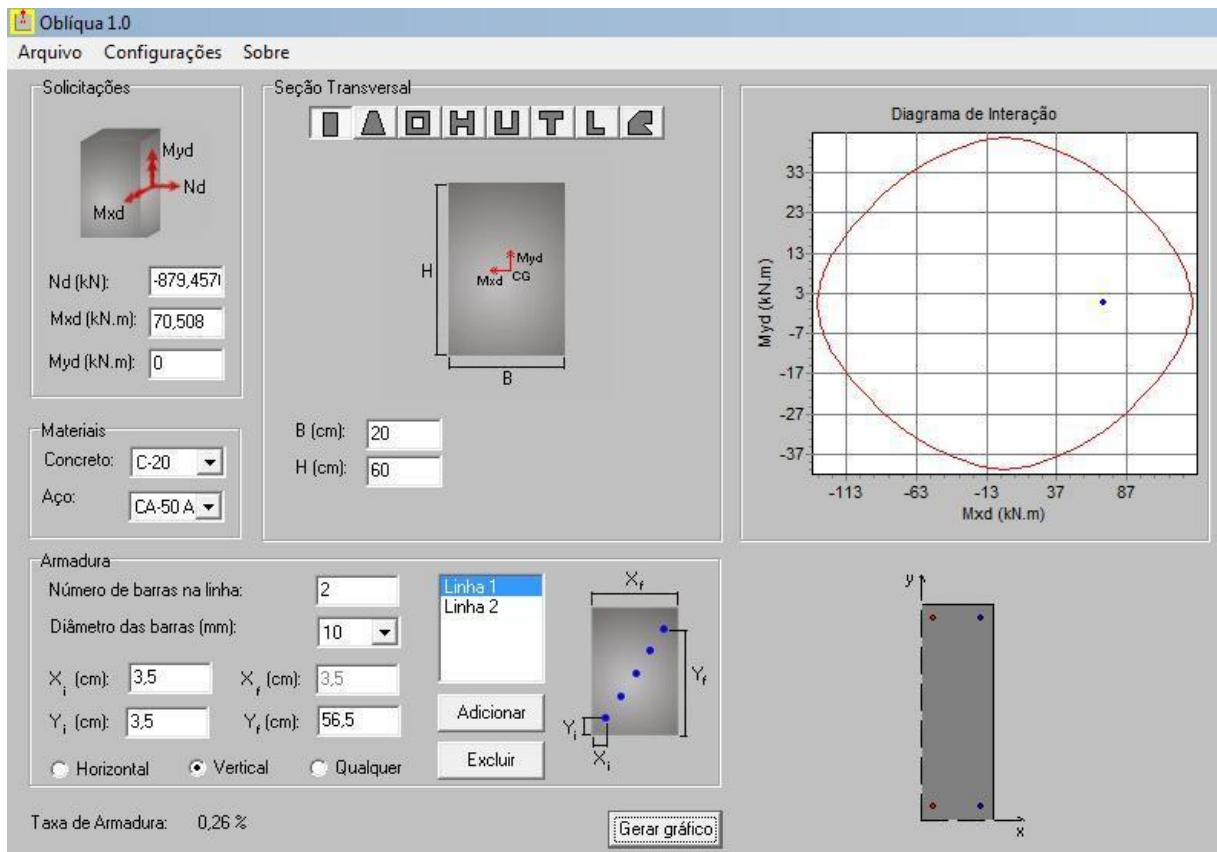


Figura 49 – Edificação de 6 Pavimentos: 3º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10

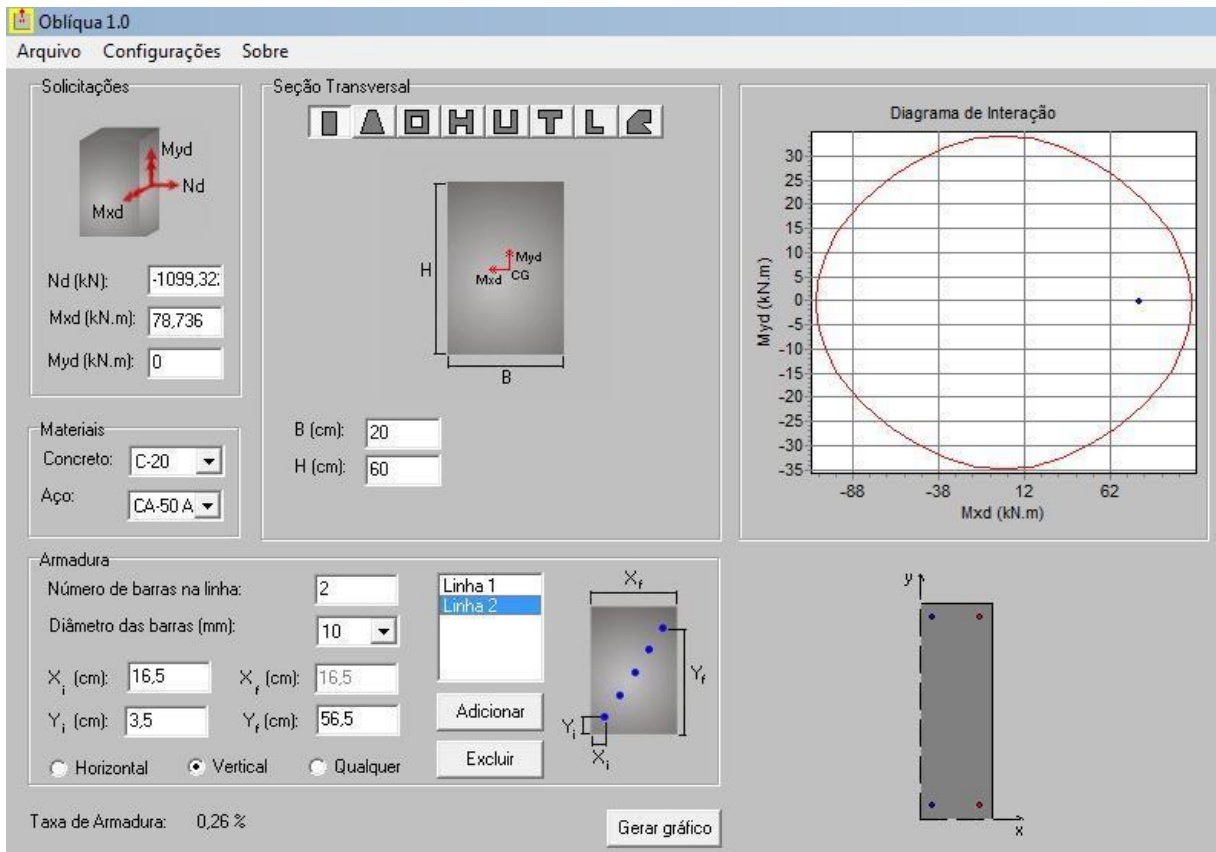


Figura 50 – Edificação de 6 Pavimentos: 2º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10

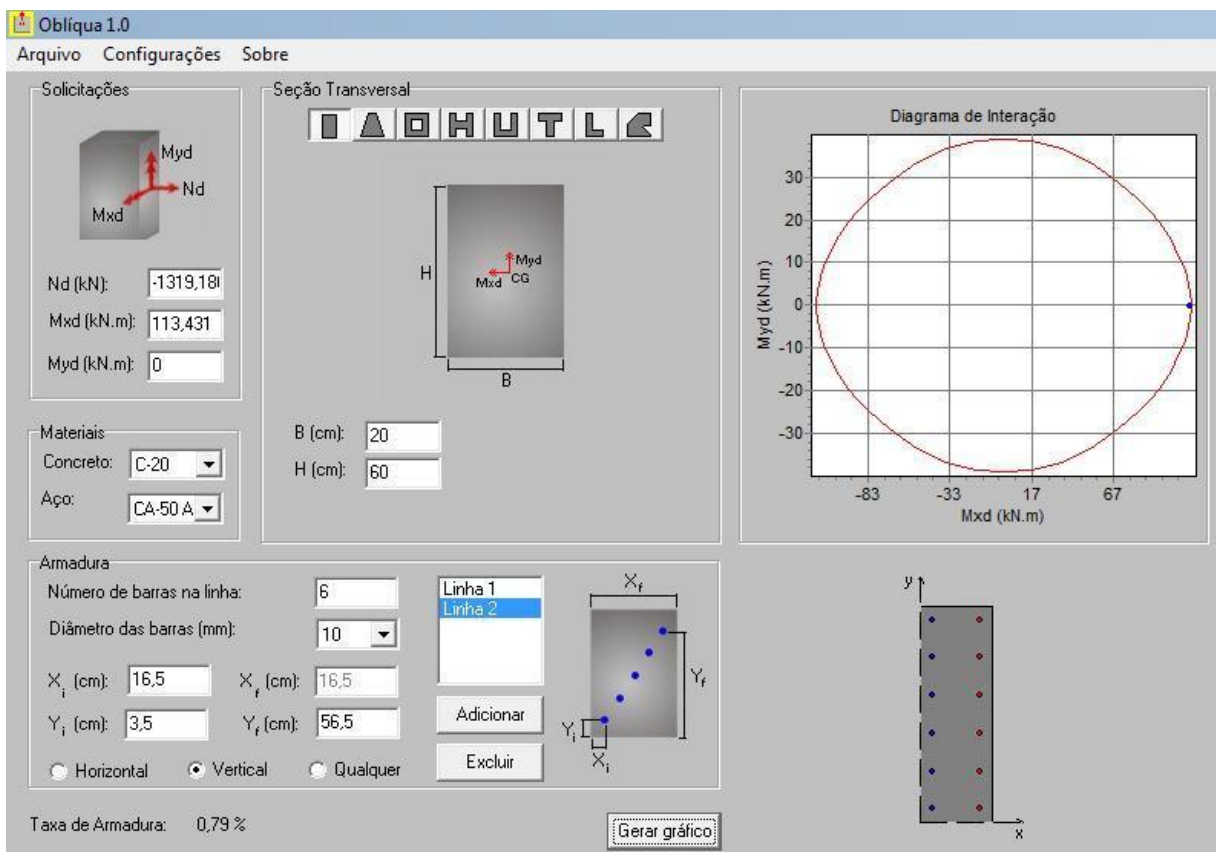


Figura 51 – Edificação de 6 Pavimentos: 1º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10

Após utilizarmos o software Oblíqua com as seções transversais dos pilares do edifício de 6 pavimentos, vamos analisar os resultados obtidos:

- Para os pilares de canto P1, P6, P7 e P12, como na edificação de 4 pavimentos, temos momento fletor atuando nas duas direções, e analisando as situações criadas vemos que os pilares do 6º pavimento tiveram armadura mínima, deixando sua resistência maior que o necessário às suas cargas atuantes, podendo deixar a critério do projetista de pensar em uma pequena redução da seção transversal, lembrando que já utilizamos uma seção compacta de 20 x 30 cm. Para os pilares de 2º, 3º, 4º e 5º pavimentos os resultados obtidos foram satisfatórios, pois conseguimos realizar o pré-dimensionamento das seções dentro dos parâmetros pretendidos. Estes pilares tiveram taxas de armaduras dentro do limite máximo possível, ficando com seus pontos de interação dos momentos M_{xd} x M_{yd} próximos da linha traçada pelo diagrama, atendendo ao critério de seção econômica. Para os pilares de canto do 1º pavimento os resultados não alcançaram os objetivos, pois as taxas de armadura necessárias excedem os limites máximos permitidos. Isto se deve aos valores elevados de momento fletor atuantes, que ocasionam na maior excentricidade da carga vertical. Desta forma seria imprescindível o projetista aumentar a seção transversal em um seguinte pré-dimensionamento, antes de realizar o dimensionamento e detalhamento final desses pilares.

- Para os pilares de extremidade P2, P3, P4, P5, P8, P9, P10 e P11, trabalhamos com momento fletor apenas em uma direção, o que resultou em taxas de armaduras inferiores às encontradas nos pilares de canto, isso se deve ao fato de termos realizado o pré-dimensionamento das seções de extremidade com dimensões maiores devido as elevadas cargas verticais. Em todos os pilares de extremidade do 6º, 5º, 4º, 3º e 2º pavimentos foram utilizadas armaduras mínimas, deixando o ponto de interação dos momentos M_{xd} x M_{yd} afastados da borda da linha traçada pelo diagrama. Da mesma forma como ocorreu com a edificação de 4 pavimentos, seria possível o projetista fazer uma redução da seção transversal antes de realizar o dimensionamento e detalhamento final dos pilares. Já os pilares que se encontram no 1º pavimento da edificação apresentaram bons resultados, pois suas taxas de armaduras ficaram dentro do limite máximo permitido e a seção mais econômica foi encontrada, com o ponto de interação dos momentos próximo da linha traçada pelo diagrama.

Para auxílio na interpretação dos resultados, apresentamos a Tabela 35 e o Gráfico 2 para o edifício de 6 pavimentos:

Taxas de Armadura (%)						
Edifício de 6 Pavimentos						
Pavimento	6º	5º	4º	3º	2º	1º
P1	0,52	0,82	2,01	2,09	3,27	> 4
P2	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,45
P3	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,79
P4	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,79
P5	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,45
P6	0,52	0,82	2,01	2,09	3,27	> 4
P7	0,52	0,82	2,01	2,09	3,27	> 4
P8	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,45
P9	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,79
P10	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,79
P11	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,45
P12	0,52	0,82	2,01	2,09	3,27	> 4

Tabela 35 – Taxas de Armadura: Edifício de 6 Pavimentos

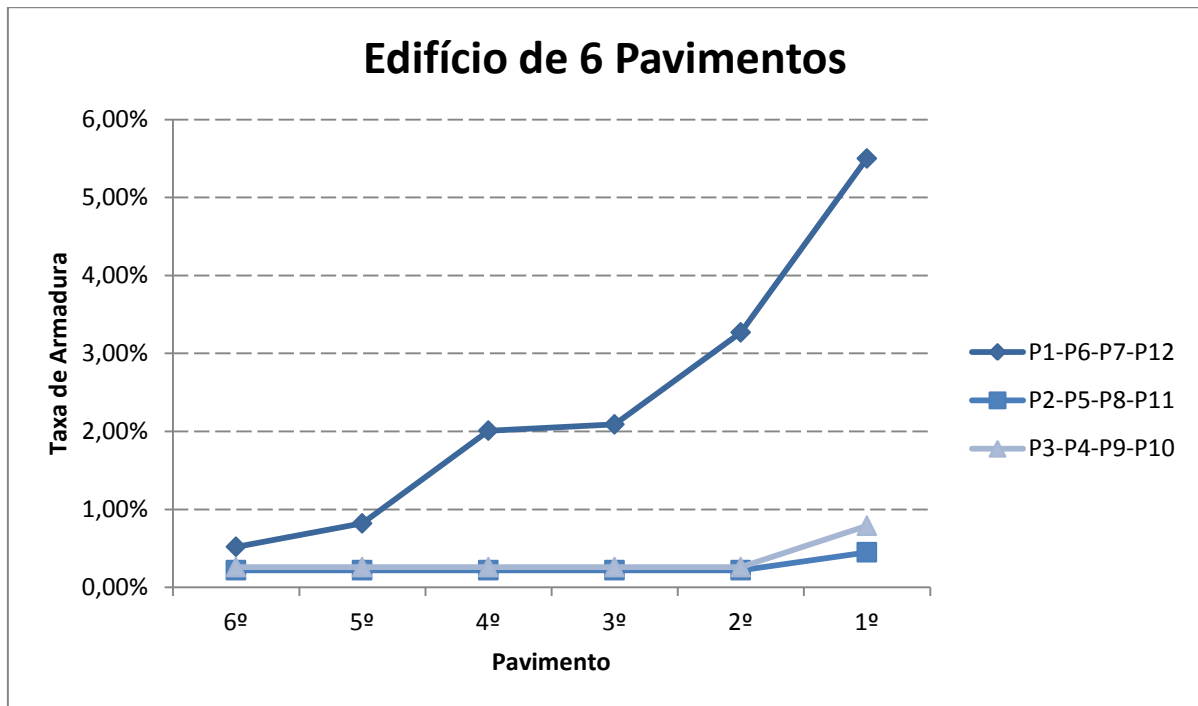


Gráfico 2 – Taxas de Armadura: Edifício de 6 Pavimentos

3.4.3. Edifício de 8 Pavimentos

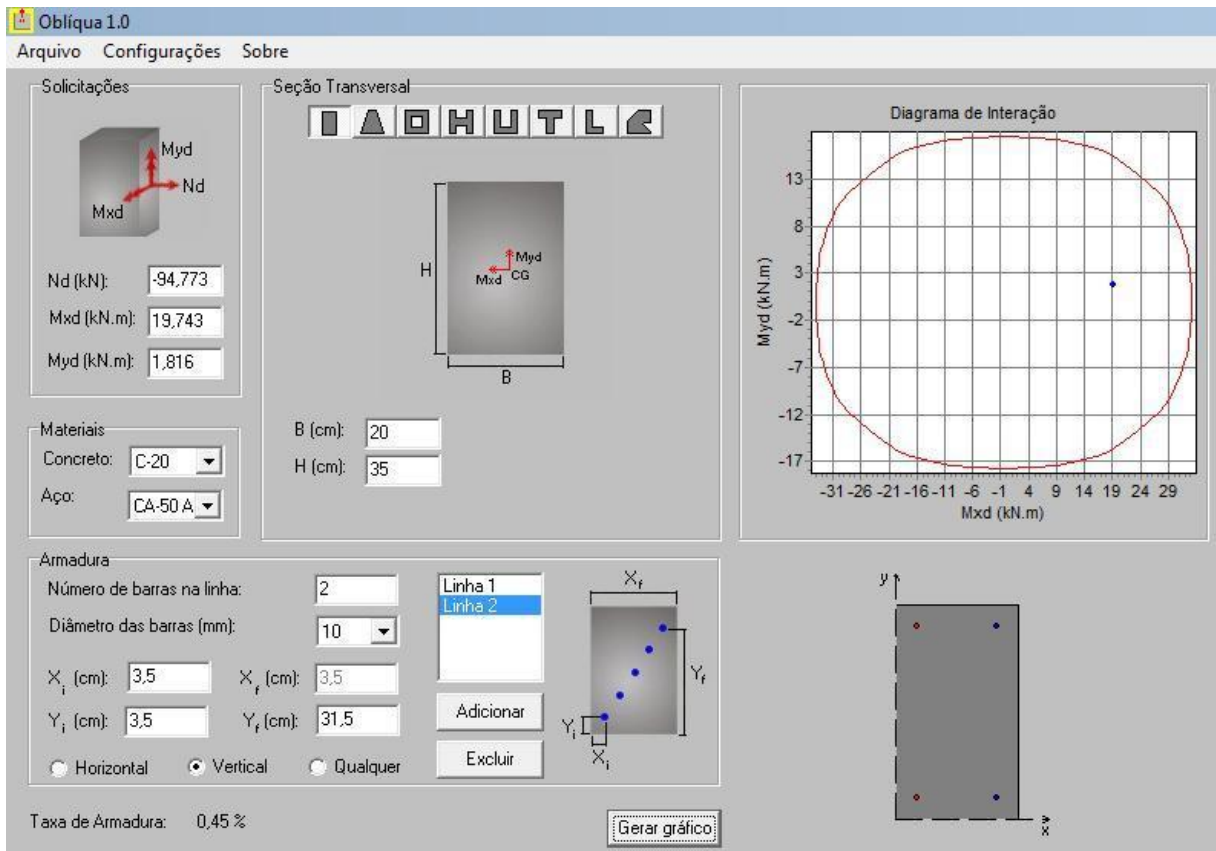


Figura 52 – Edificação de 8 Pavimentos: 8º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12

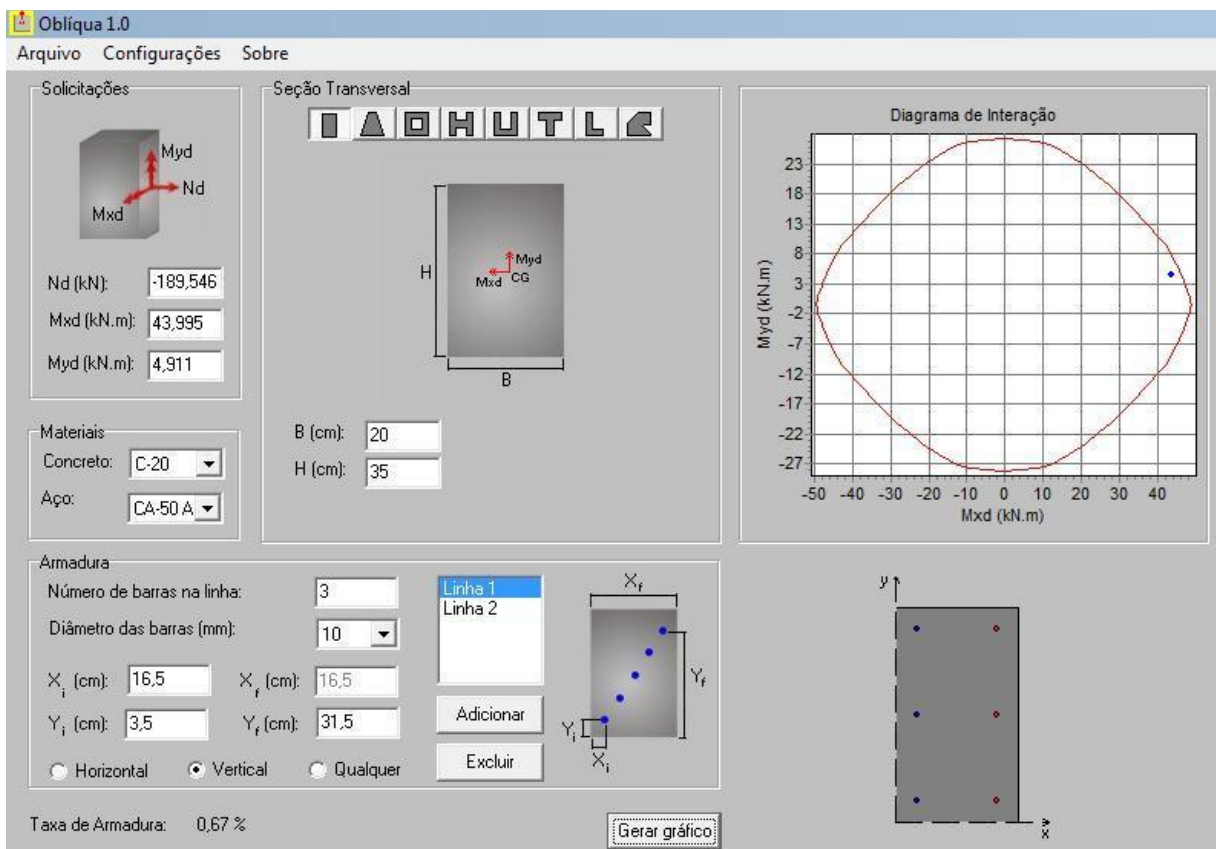


Figura 53 – Edificação de 8 Pavimentos: 7º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12

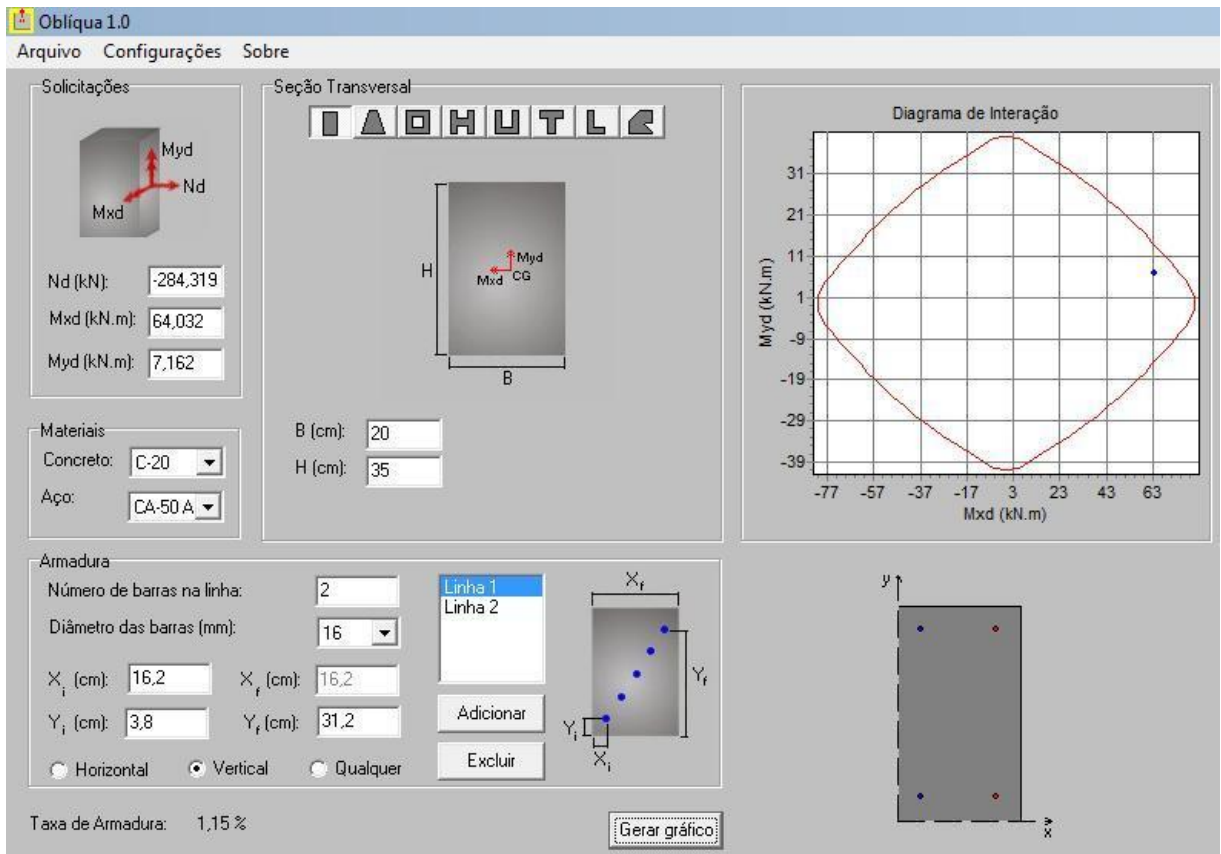


Figura 54 – Edificação de 8 Pavimentos: 6º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12

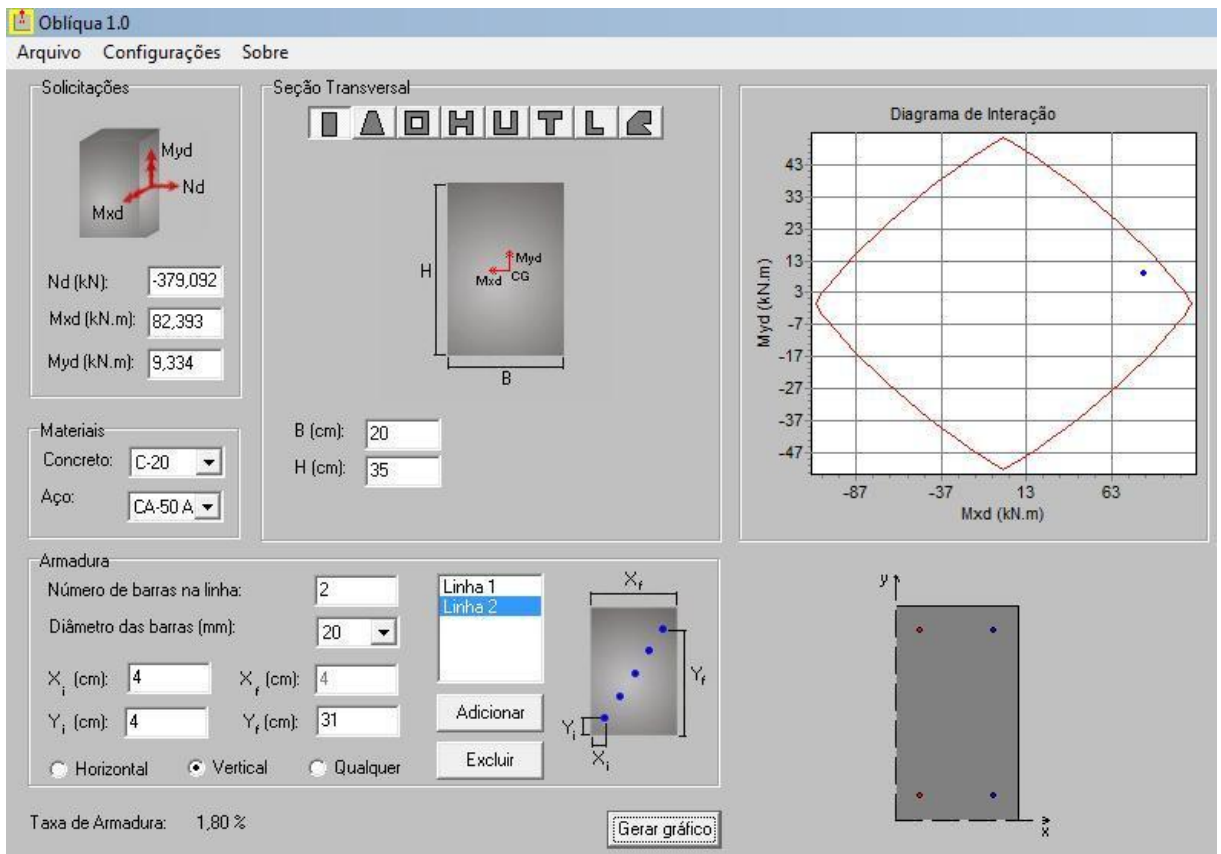


Figura 55 – Edificação de 8 Pavimentos: 5º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12

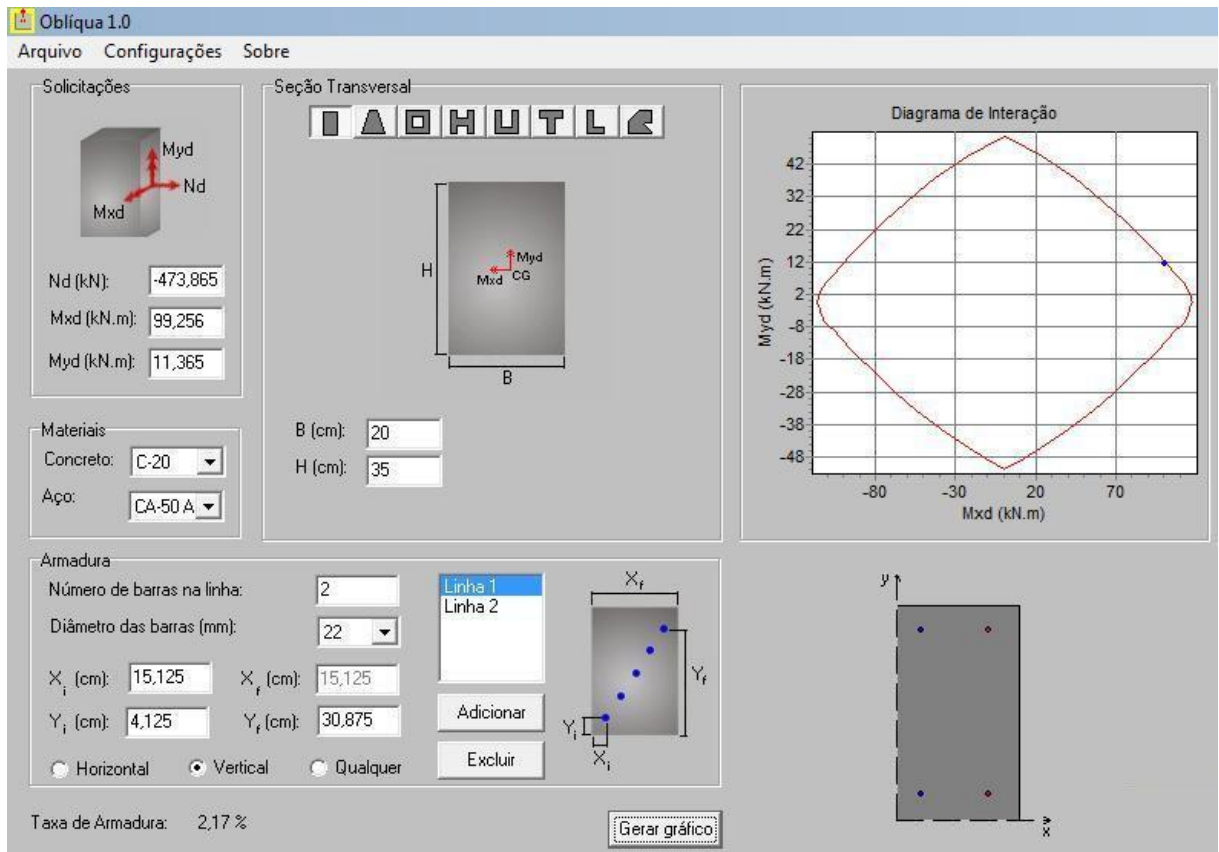


Figura 56 – Edificação de 8 Pavimentos: 4º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12

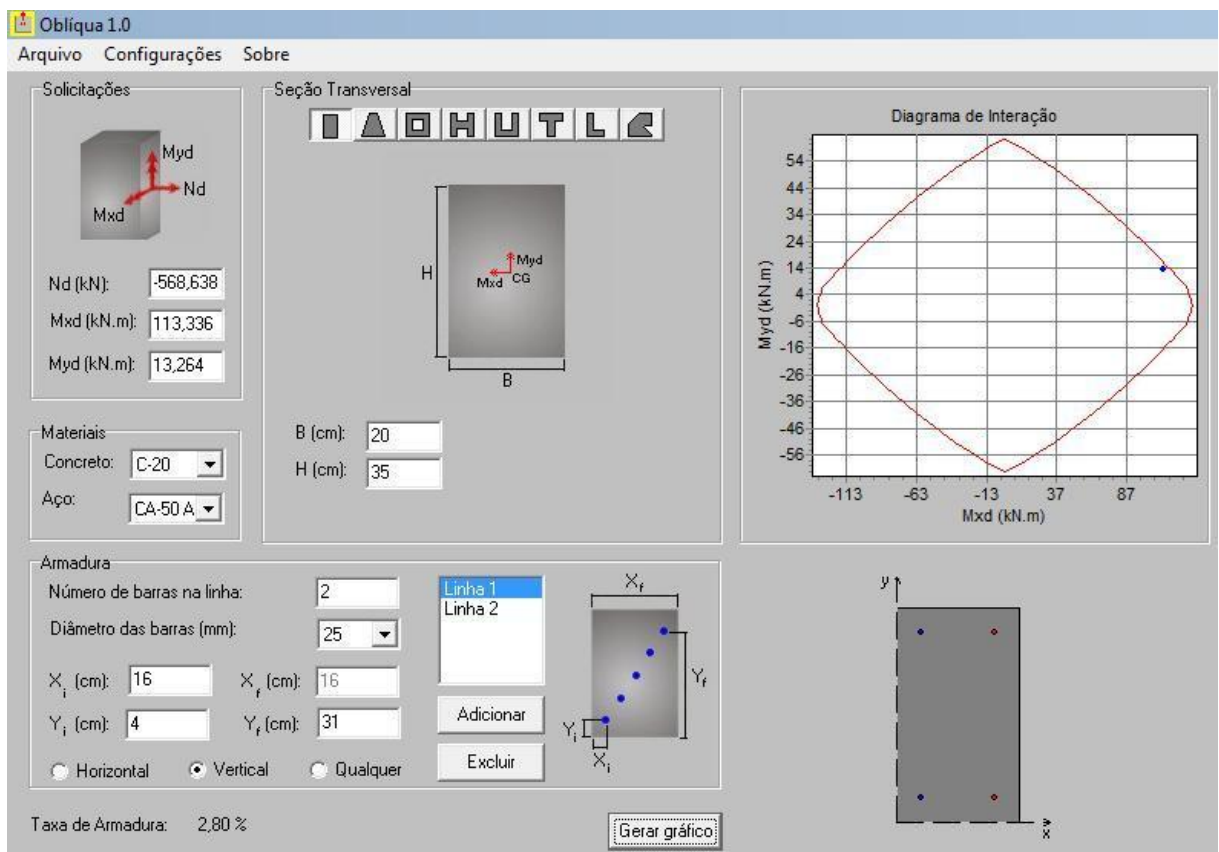


Figura 57 – Edificação de 8 Pavimentos: 3º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12

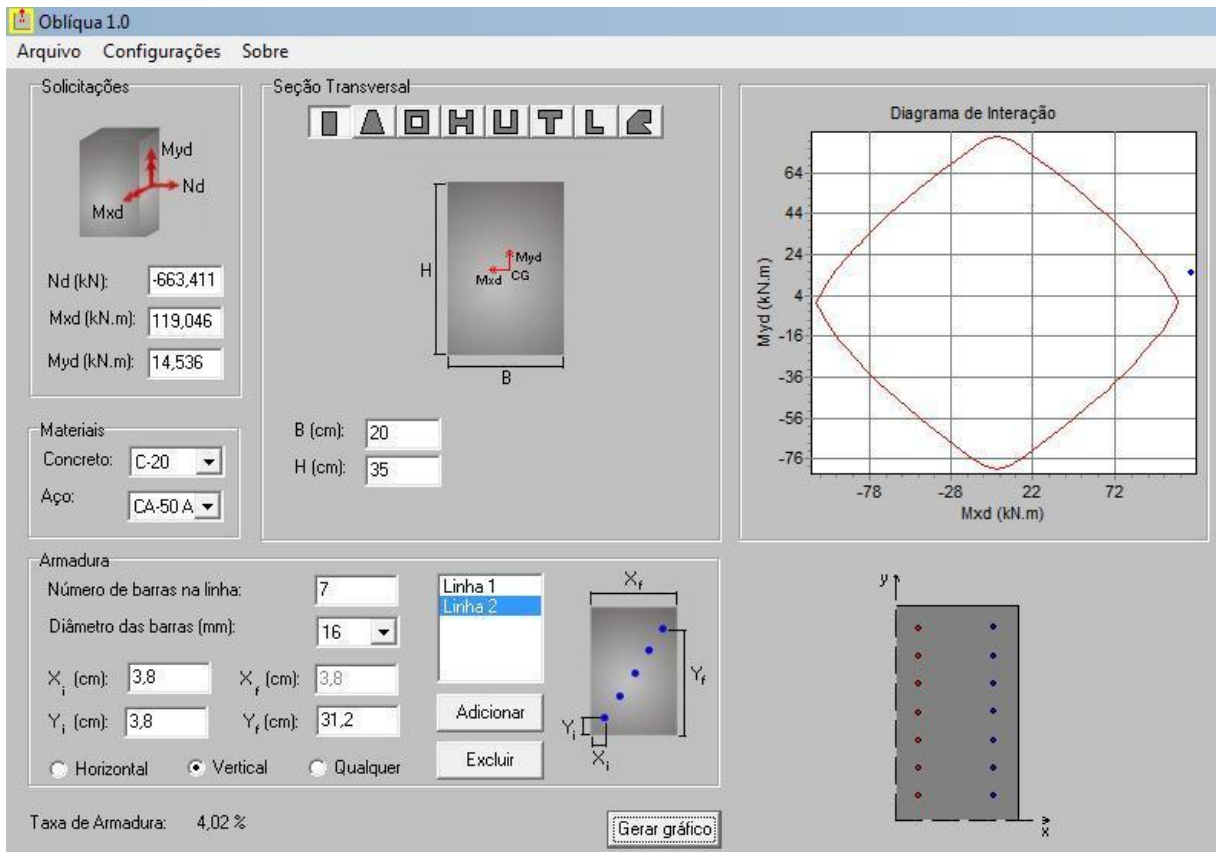


Figura 58 – Edificação de 8 Pavimentos: 2º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12

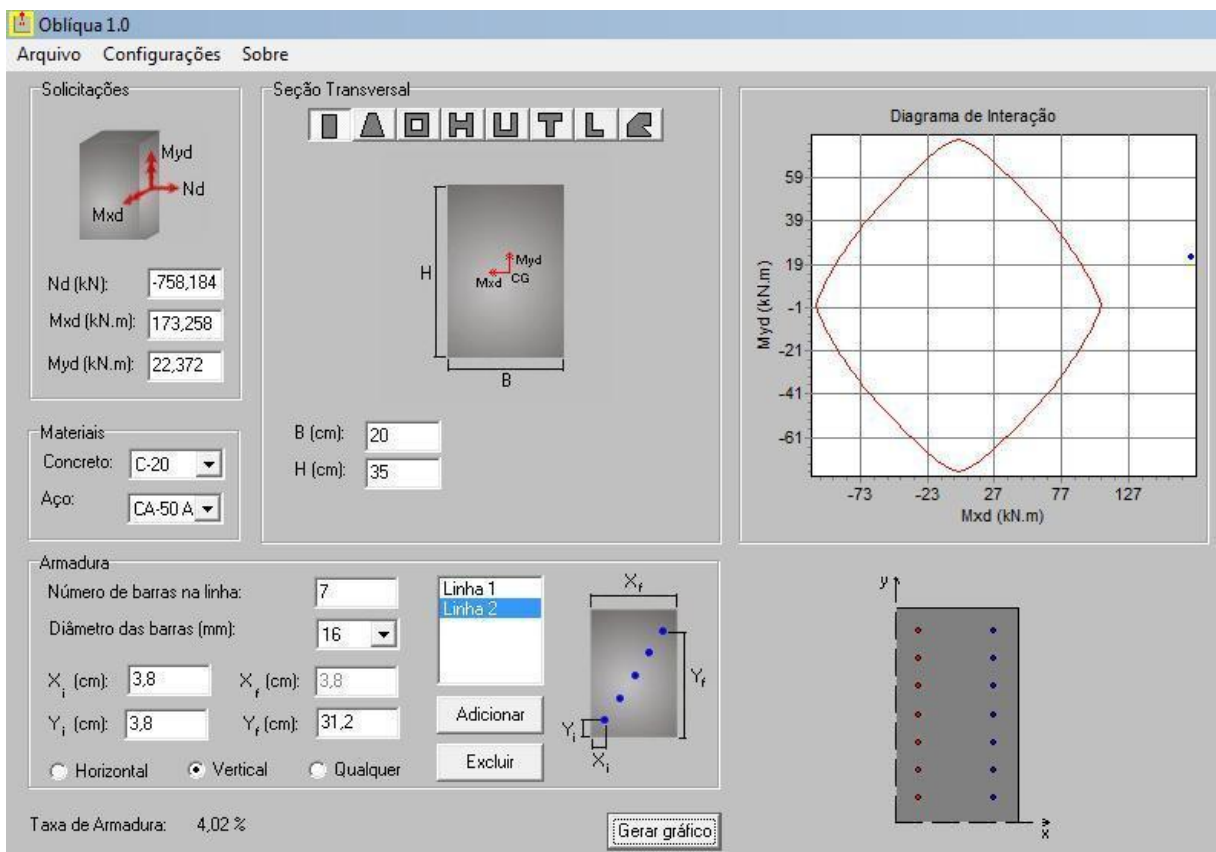


Figura 59 – Edificação de 8 Pavimentos: 1º Pavimento - Pilares P1-P6-P7-P12

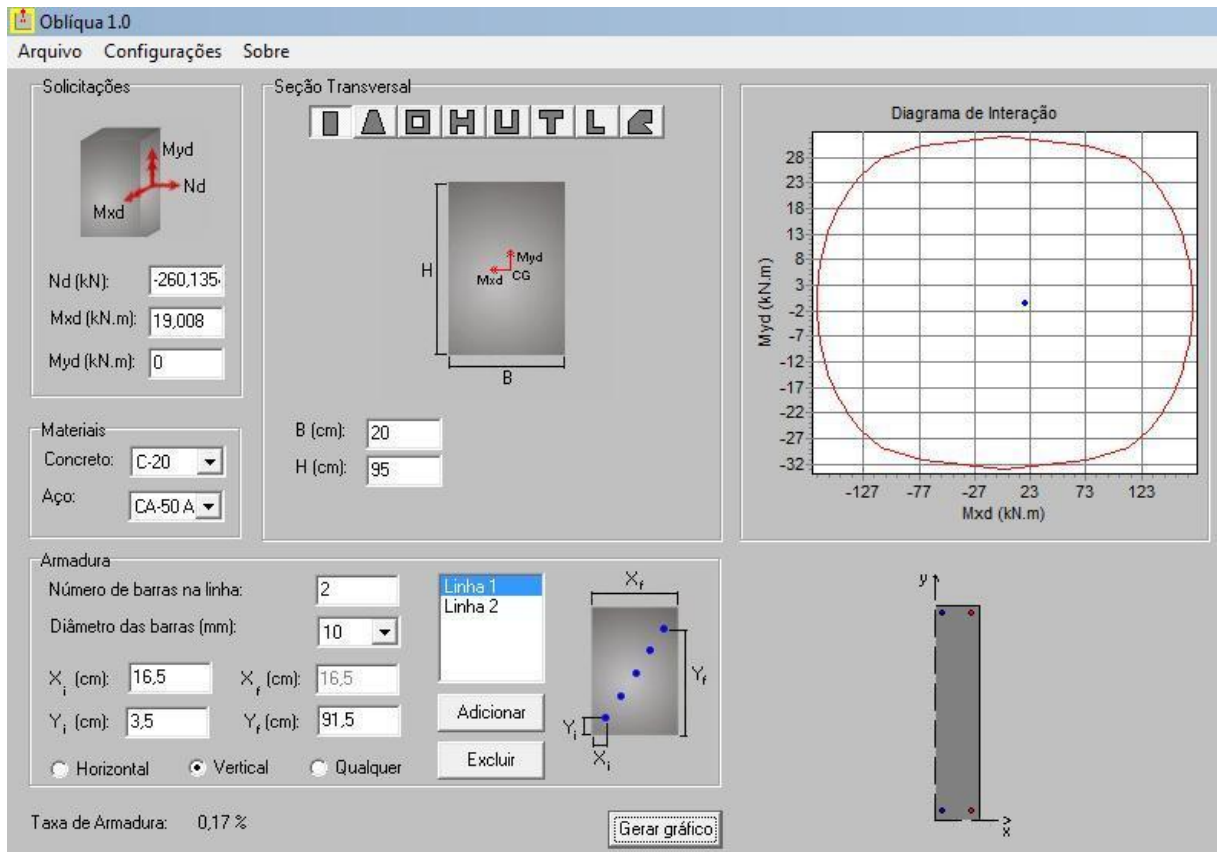


Figura 60 – Edificação de 8 Pavimentos: 8º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11

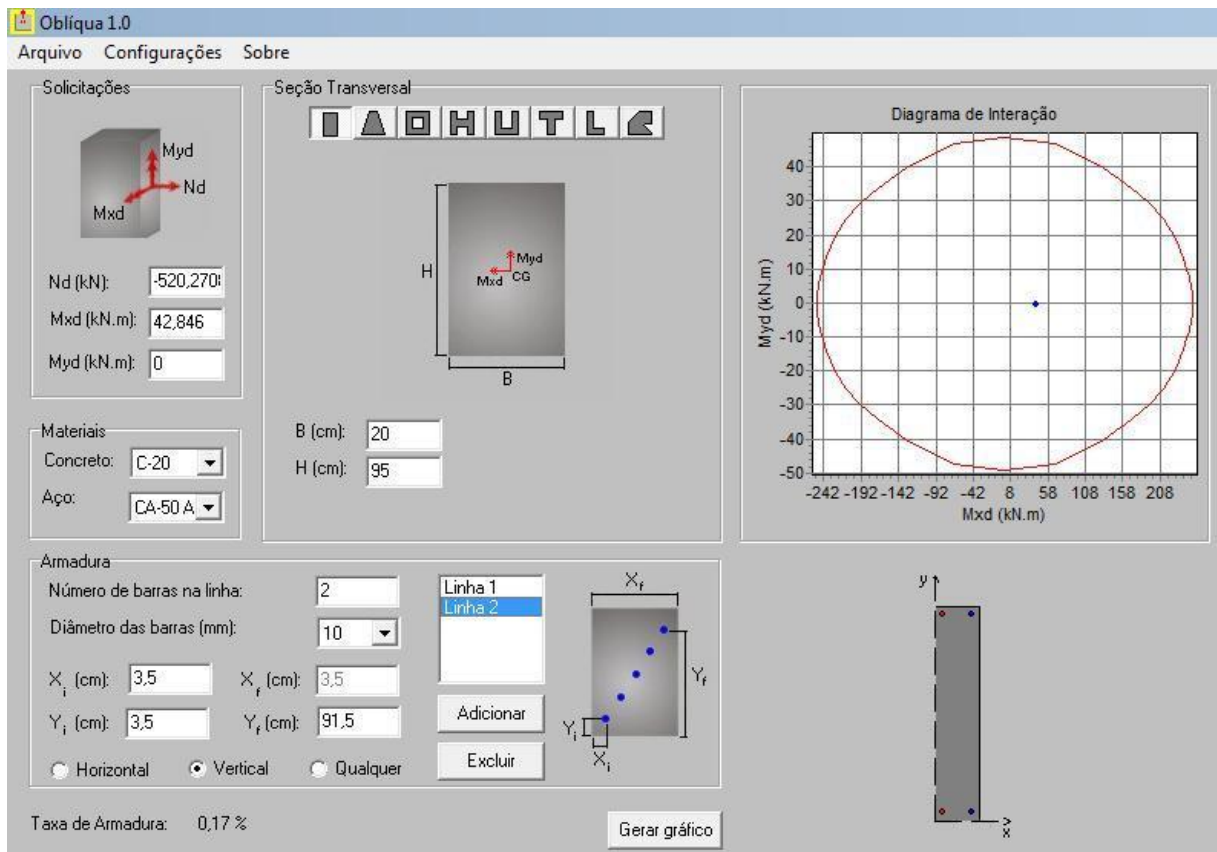


Figura 61 – Edificação de 8 Pavimentos: 7º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11

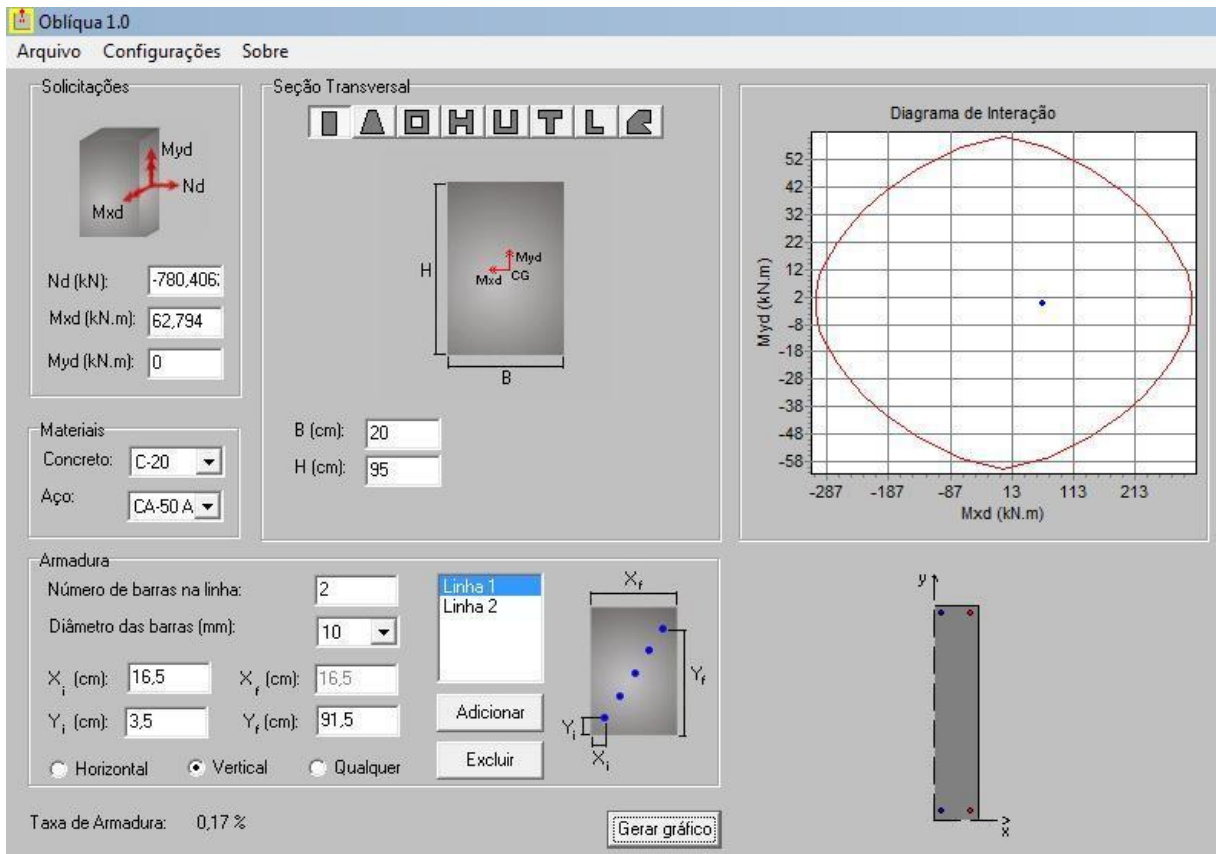


Figura 62 – Edificação de 8 Pavimentos: 6º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11

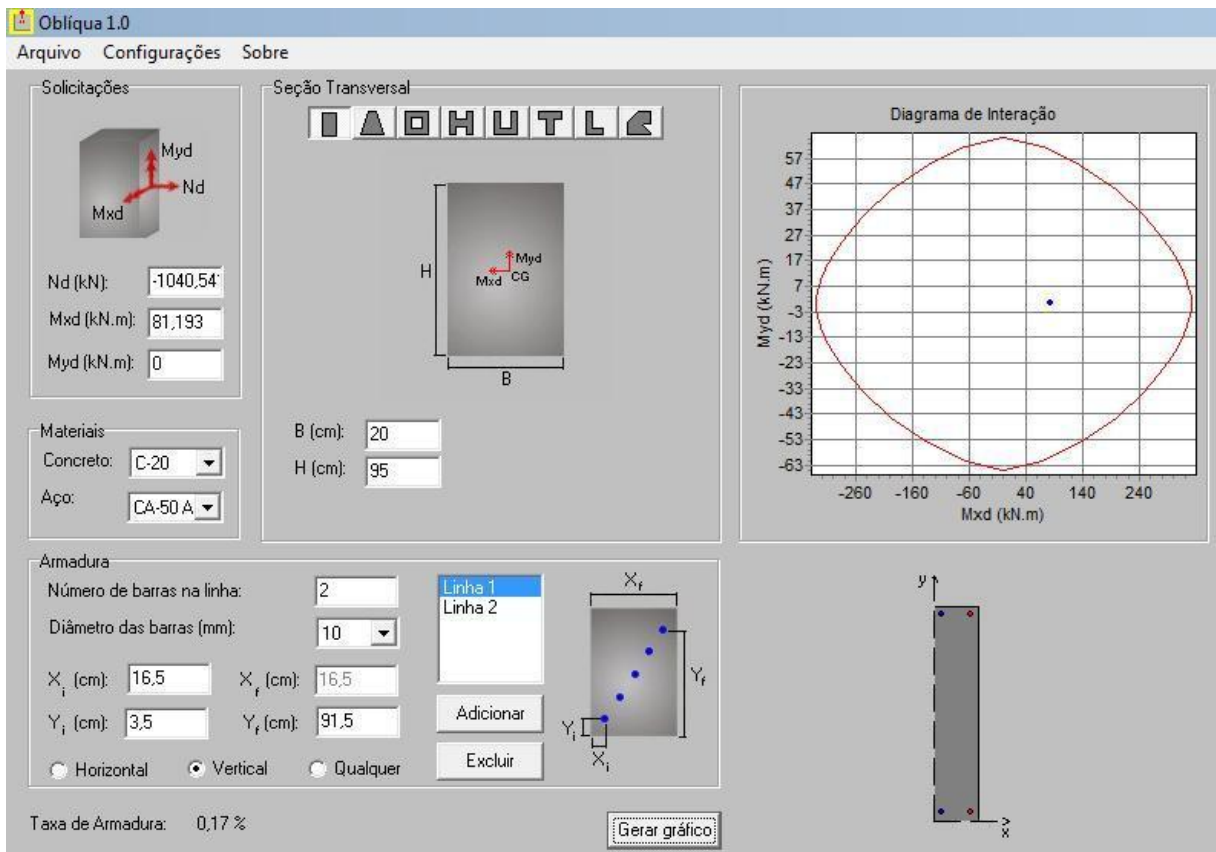


Figura 63 – Edificação de 8 Pavimentos: 5º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11

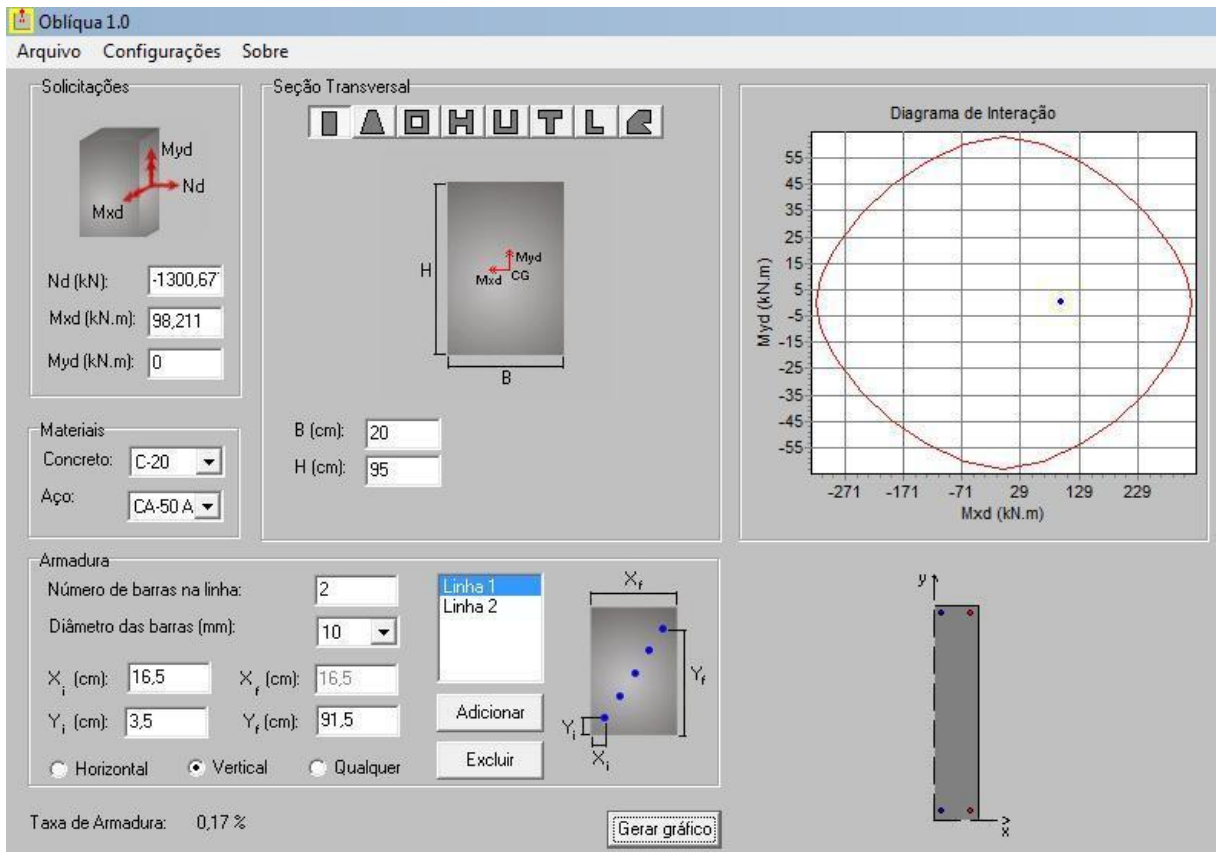


Figura 64 – Edificação de 8 Pavimentos: 4º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11

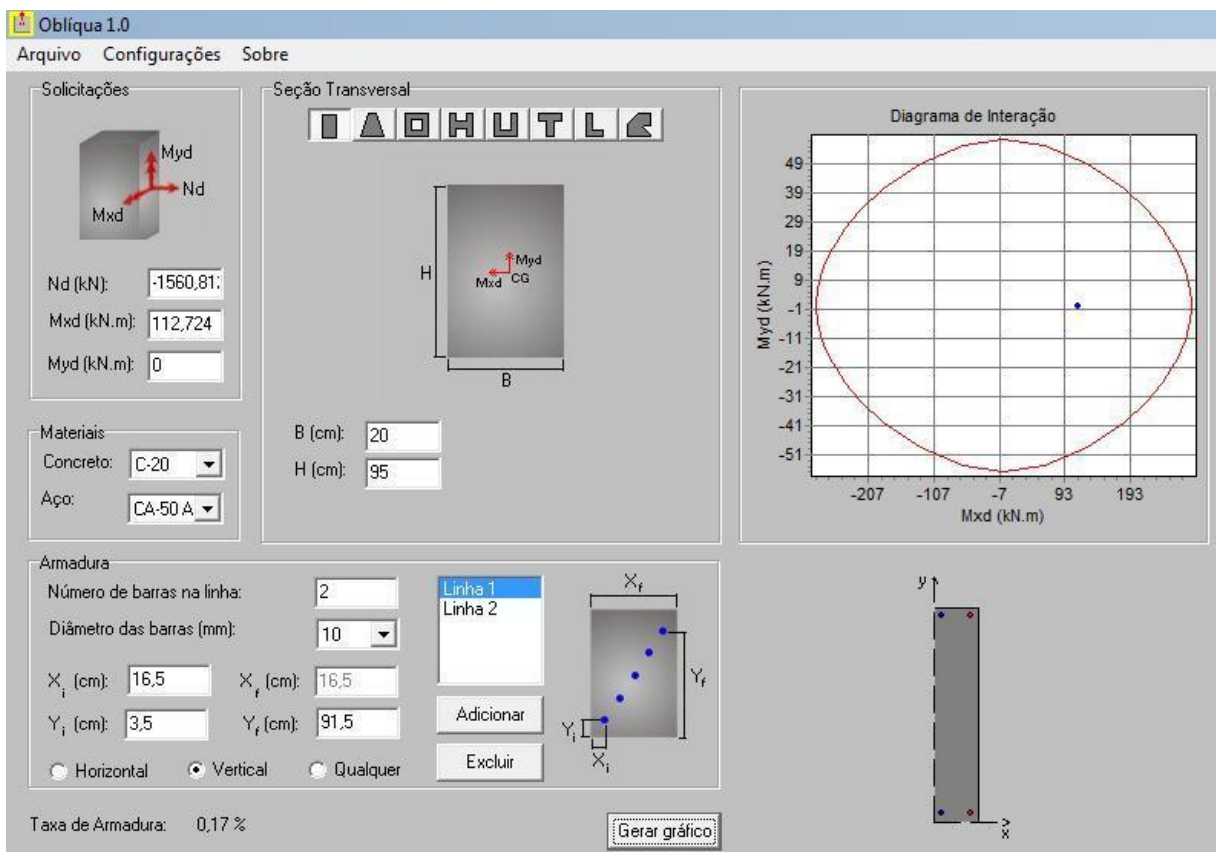


Figura 65 – Edificação de 8 Pavimentos: 3º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11

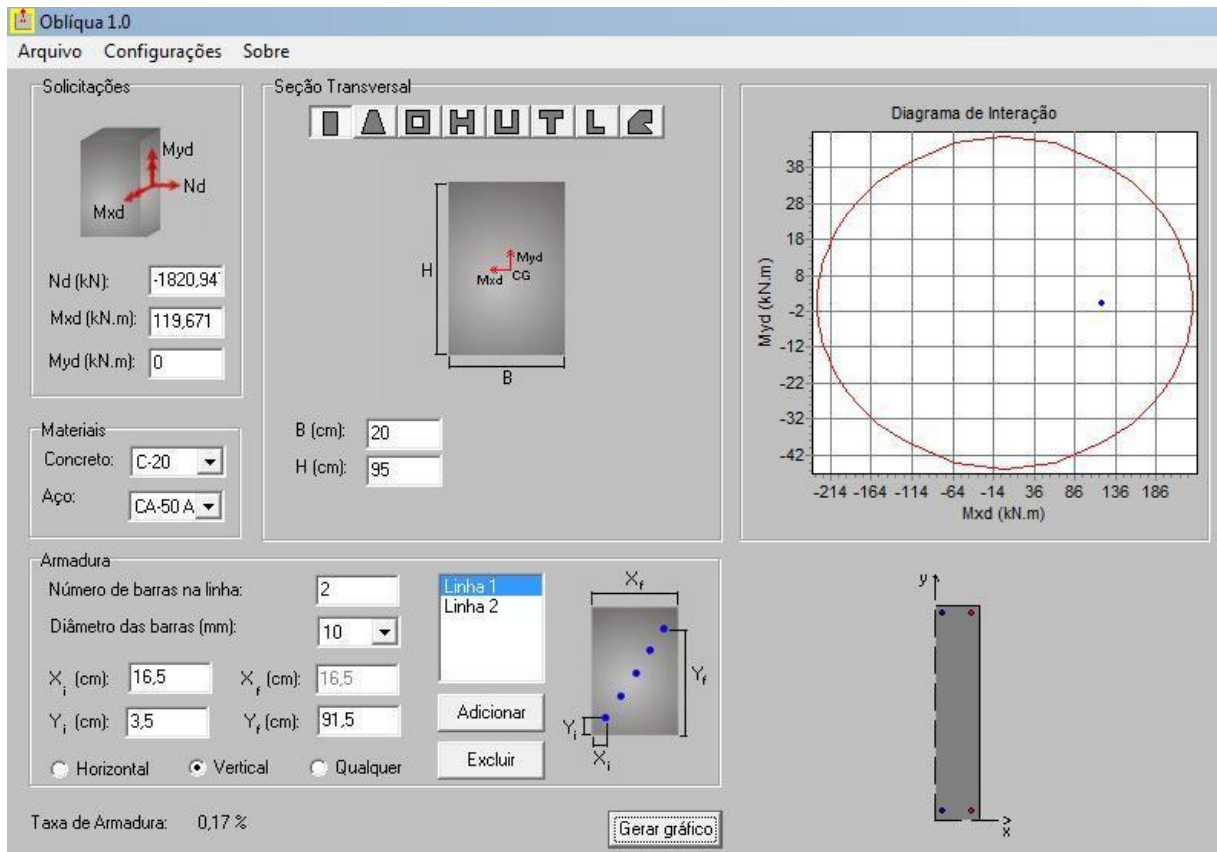


Figura 66 – Edificação de 8 Pavimentos: 2º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11

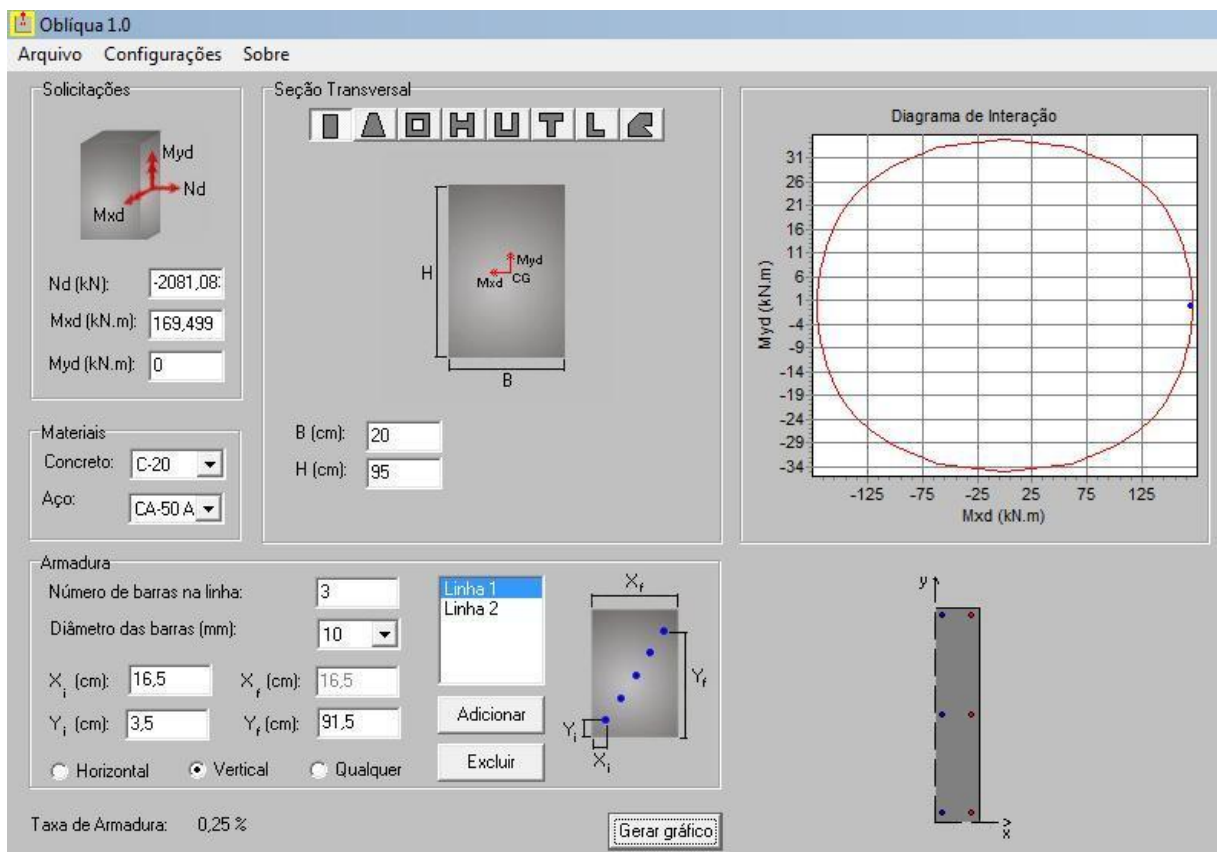


Figura 67 – Edificação de 8 Pavimentos: 1º Pavimento - Pilares P2-P5-P8-P11

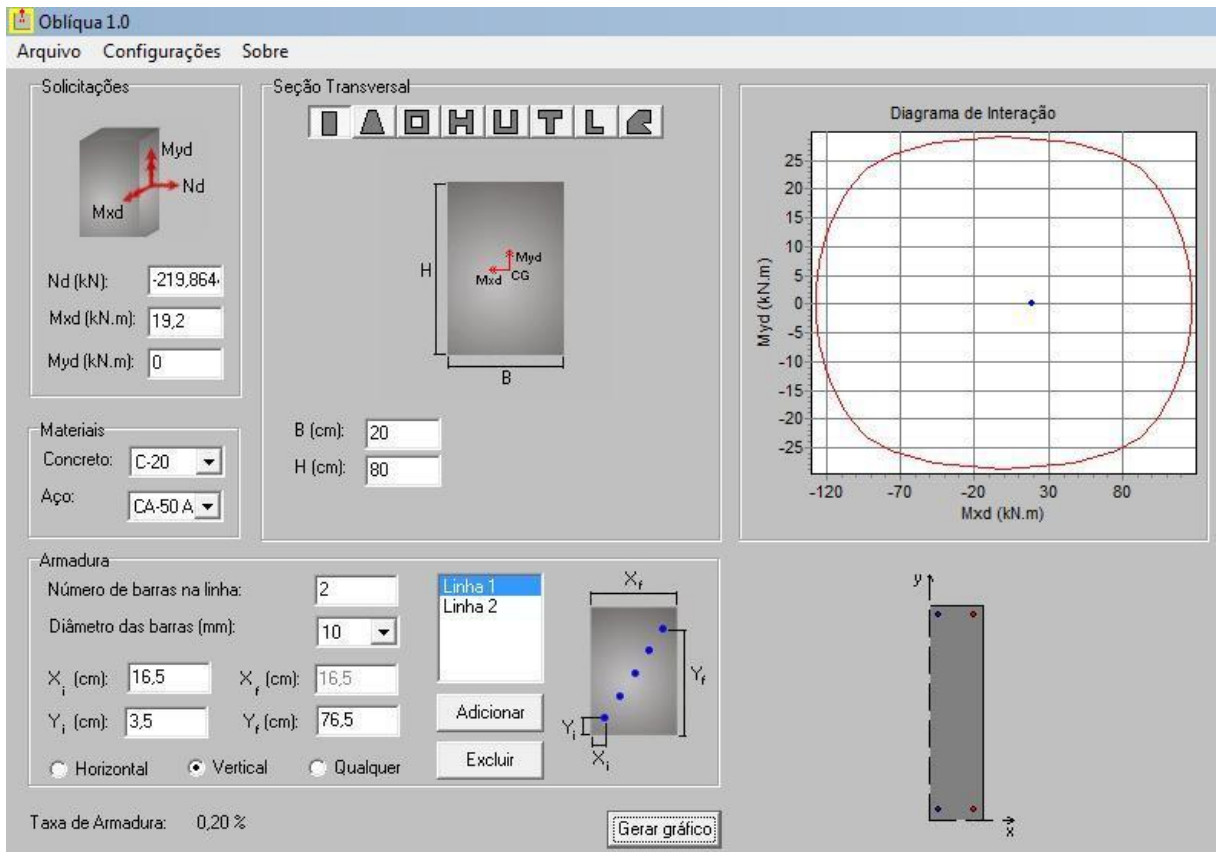


Figura 68 – Edificação de 8 Pavimentos: 8º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10

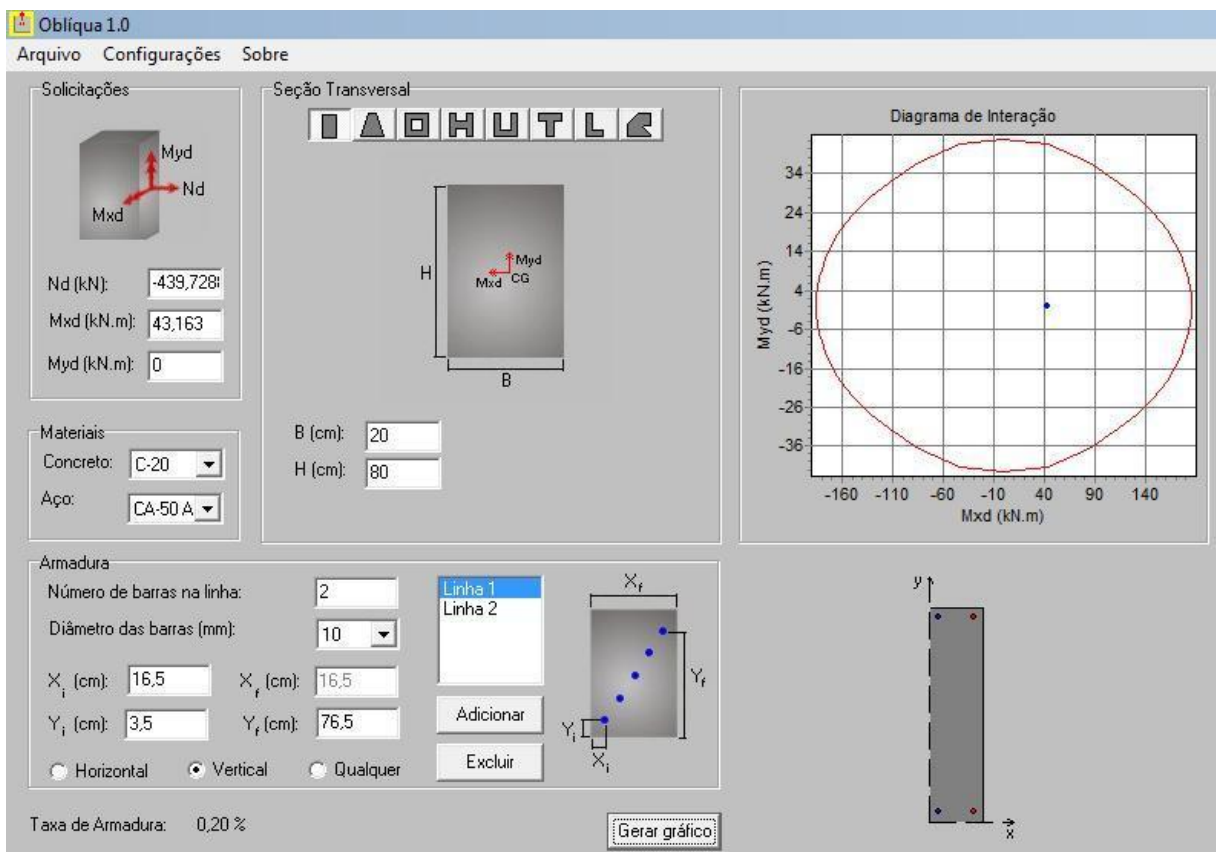


Figura 69 – Edificação de 8 Pavimentos: 7º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10

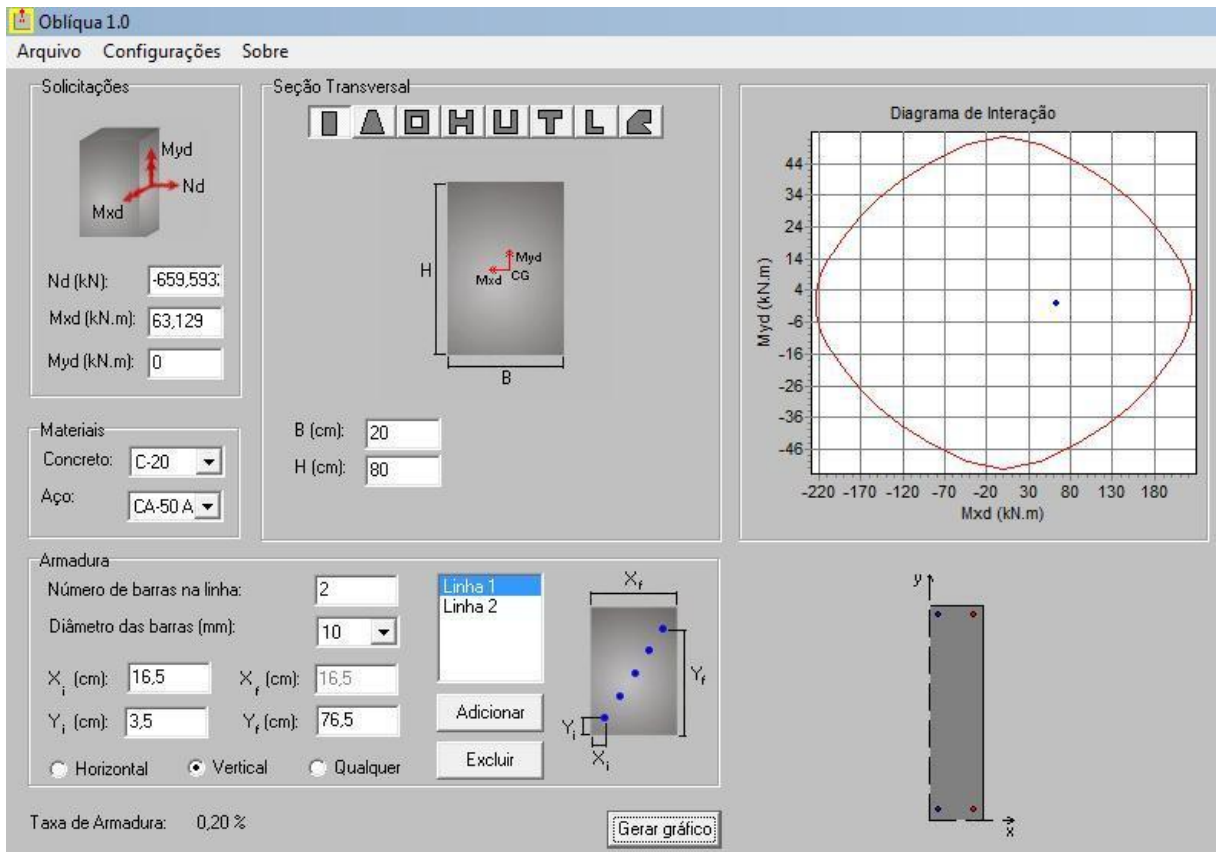


Figura 70 – Edificação de 8 Pavimentos: 6º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10

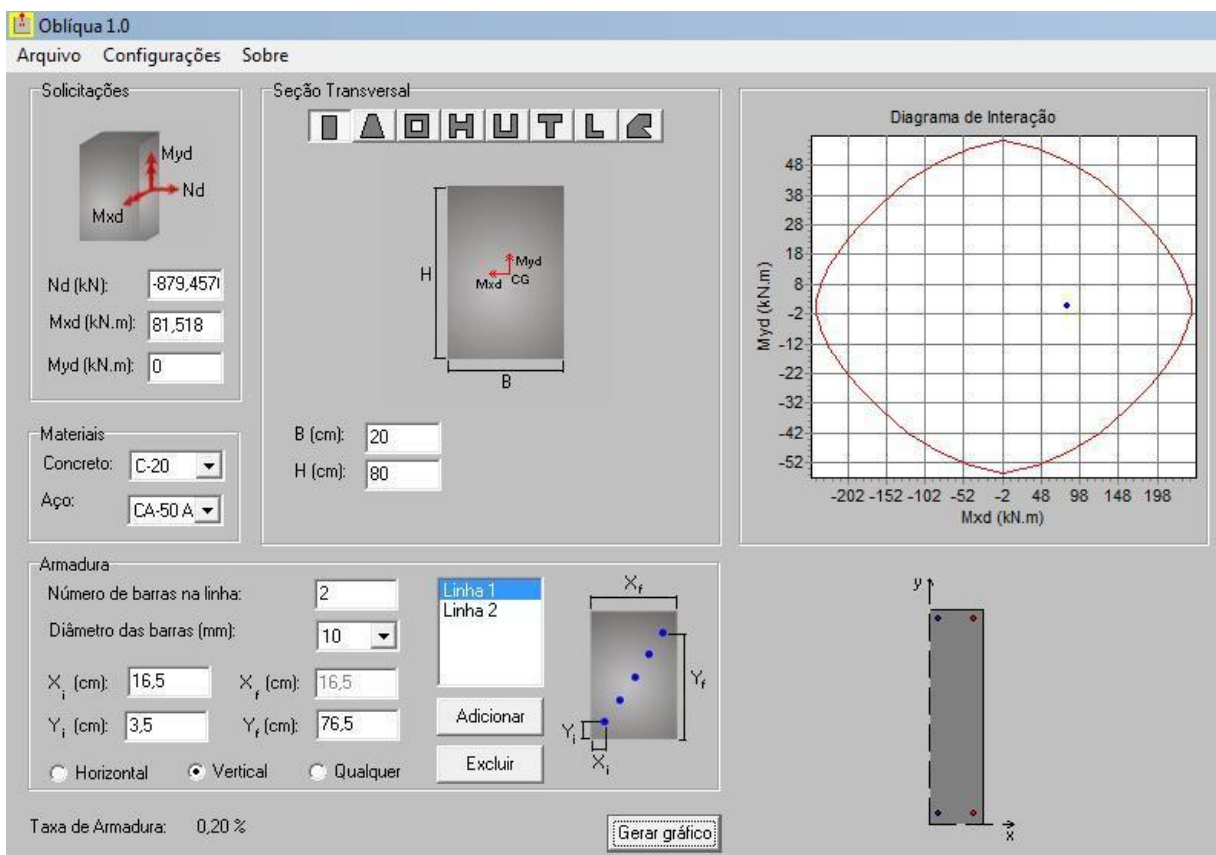


Figura 711 – Edificação de 8 Pavimentos: 5º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10

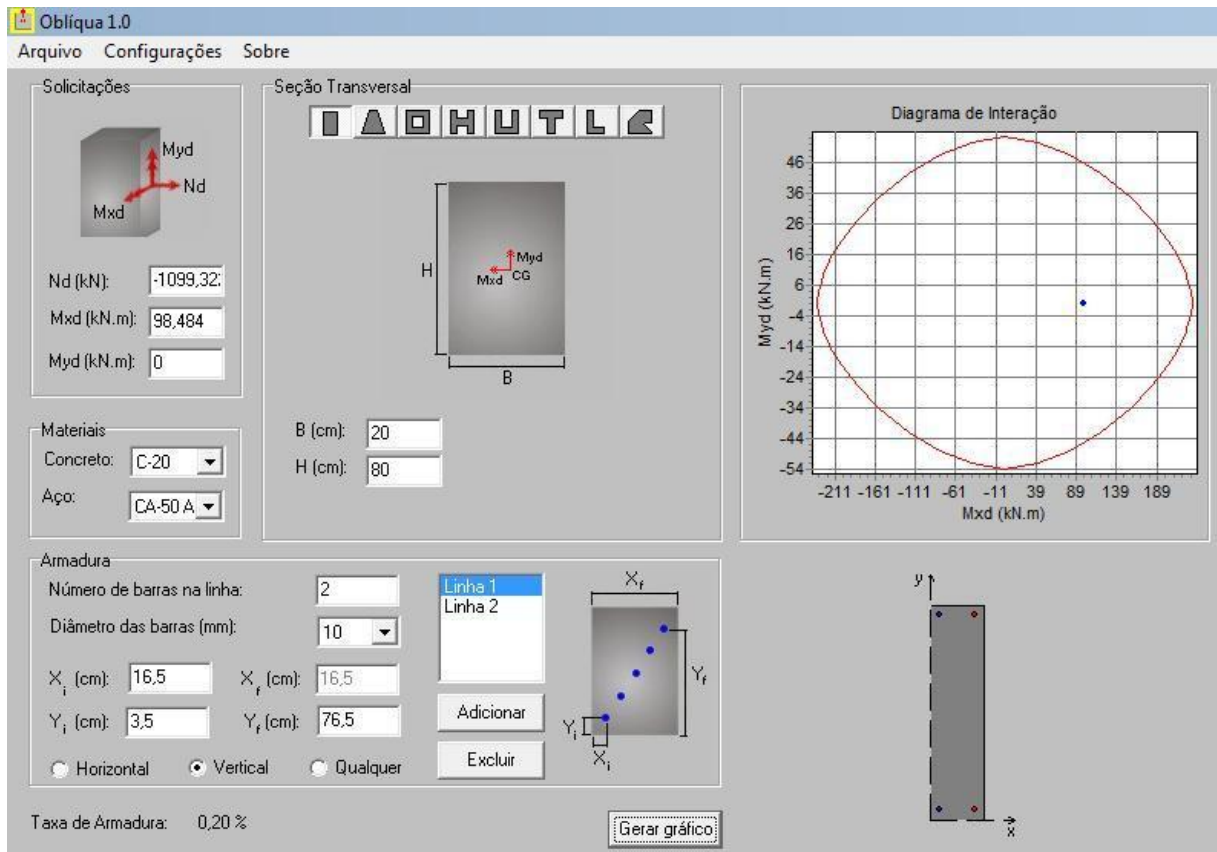


Figura 722 – Edificação de 8 Pavimentos: 4º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10

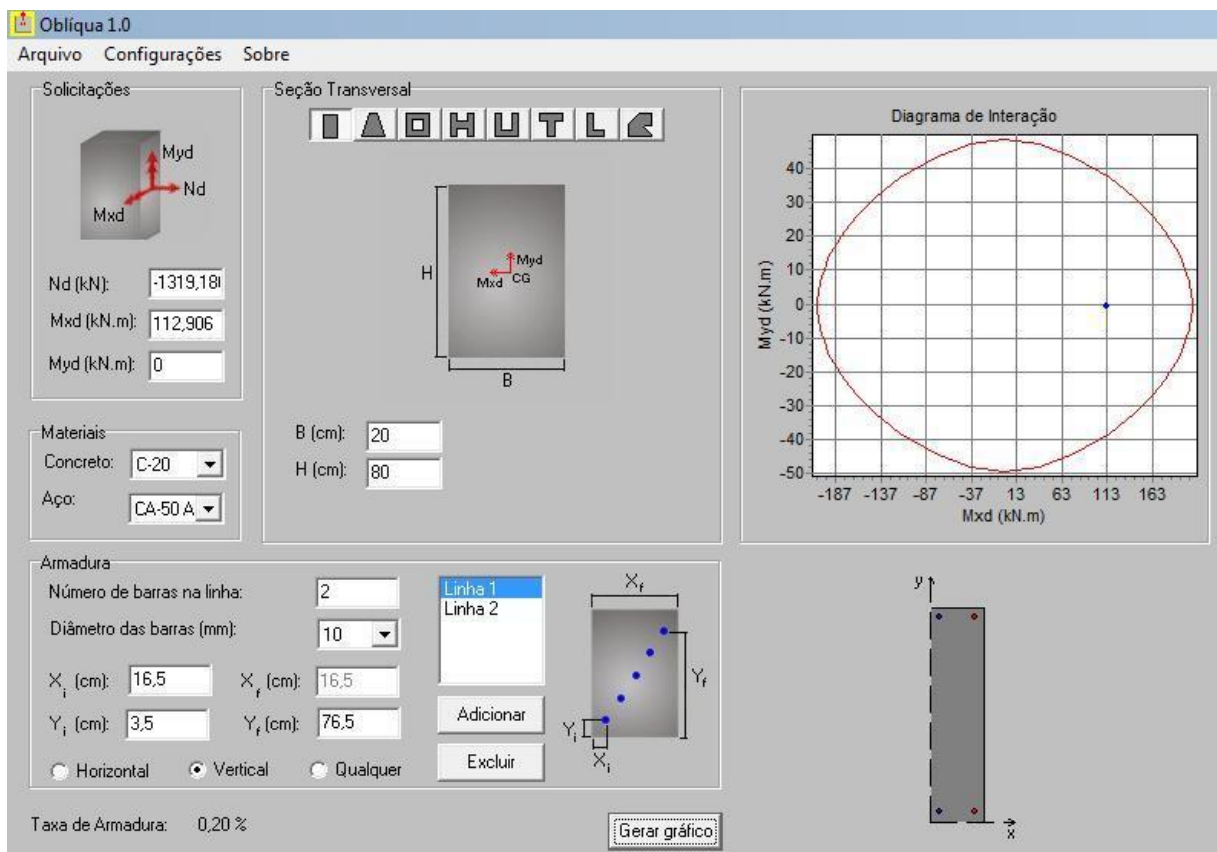


Figura 733 – Edificação de 8 Pavimentos: 3º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10

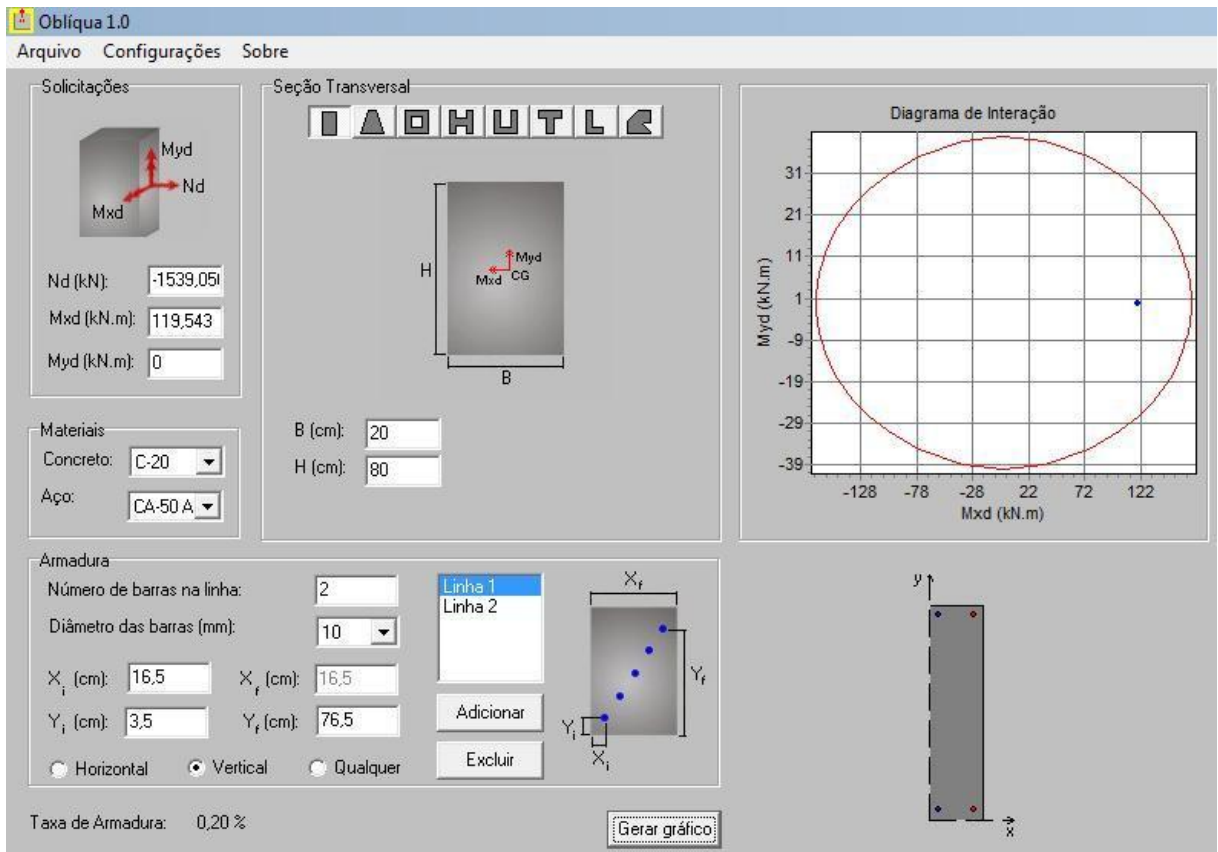


Figura 744 – Edificação de 8 Pavimentos: 2º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10

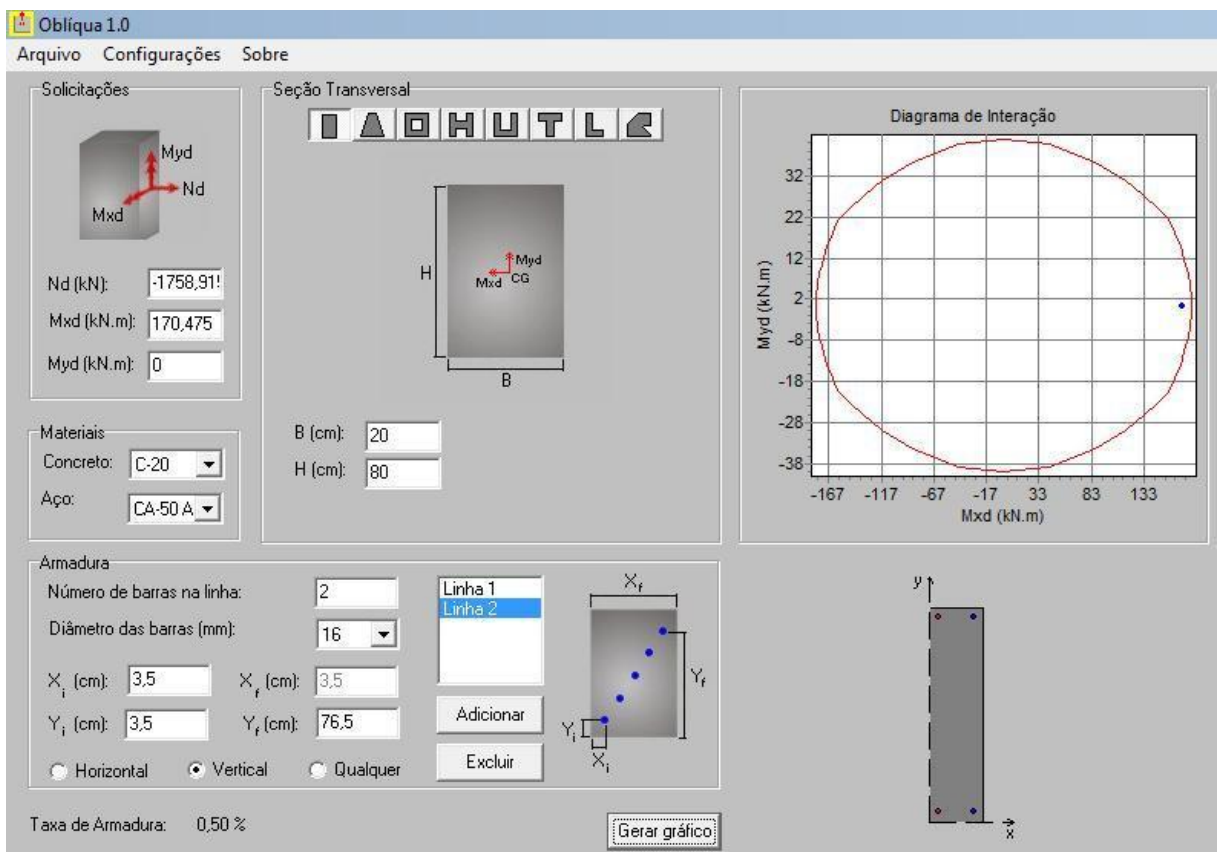


Figura 755 – Edificação de 8 Pavimentos: 1º Pavimento - Pilares P3-P4-P9-P10

Após utilizarmos o software Oblíqua com as seções transversais dos pilares do edifício de 8 pavimentos, vamos analisar os resultados obtidos:

- Para os pilares de canto P1, P6, P7 e P12, temos momento fletor atuando nas duas direções, e fazendo a análise das situações estudadas vemos que os pilares do 8º pavimento resistem às solicitações com armadura mínima, deixando sua resistência maior que o necessário às suas cargas atuantes, podendo deixar a critério do projetista de pensar em uma pequena redução da seção transversal, lembrando que já utilizamos uma seção compacta de 20 x 35 cm. Para os pilares de 3º, 4º, 5º, 6º e 7º pavimentos os resultados obtidos foram satisfatórios, onde o pré-dimensionamento realizado atendeu aos critérios especificados pelo estudo. Estes pilares tiveram taxas de armaduras dentro do limite máximo possível, ficando com seus pontos de interação dos momentos M_{xd} x M_{yd} próximos da borda interna da linha traçada pelo diagrama, atendendo ao critério de seção econômica. Para os pilares de canto do 1º e 2º pavimentos os resultados não alcançaram os objetivos, pois as taxas de armadura necessárias excedem os limites máximos permitidos. Os valores elevados de momentos fletores atuantes aumentam a excentricidade da carga vertical aplicada na seção, exigindo uma resistência maior dos pilares. Desta forma seria obrigatório o projetista prever um aumento da seção transversal em um seguinte pré-dimensionamento, antes de realizar o dimensionamento e detalhamento final desses pilares.

- Para os pilares de extremidade P2, P3, P4, P5, P8, P9, P10 e P11, temos momento fletor apenas em uma direção, resultando em pequenas taxas de armaduras se comparadas com as taxas encontradas nos pilares de canto da mesma edificação. Em todos os pilares de extremidade do 8º, 7º, 6º, 5º, 4º, 3º e 2º pavimentos foi possível utilizar armaduras mínimas, deixando o ponto de interação dos momentos M_{xd} x M_{yd} afastados da borda da linha traçada pelo diagrama, sendo que nos últimos pavimentos o ponto estava mais próximo do centro do diagrama. Da mesma forma como ocorreu com as edificações de 4 e 6 pavimentos, seria possível o projetista fazer uma redução da seção transversal antes de realizar o dimensionamento e detalhamento final dos pilares. Já os pilares que se encontram no 1º pavimento da edificação apresentaram resultados satisfatórios, pois as taxas de armaduras encontradas ficaram dentro do limite máximo permitido, fazendo com que fosse possível encontrar uma seção bastante econômica, como foi especificado nos objetivos do estudo.

Para auxílio na interpretação dos resultados, apresentamos a Tabela 36 e o Gráfico 3 para o edifício de 8 pavimentos:

Taxas de Armadura (%)								
Edifício de 8 Pavimentos								
Pavimento	8º	7º	6º	5º	4º	3º	2º	1º
P1	0,45	0,67	1,15	1,8	2,17	2,8	> 4	> 4
P2	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,25
P3	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5
P4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5
P5	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,25
P6	0,45	0,67	1,15	1,8	2,17	2,8	> 4	> 4
P7	0,45	0,67	1,15	1,8	2,17	2,8	> 4	> 4
P8	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,25
P9	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5
P10	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5
P11	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,25
P12	0,45	0,67	1,15	1,8	2,17	2,8	> 4	> 4

Tabela 36 – Taxas de Armadura: Edifício de 8 Pavimentos

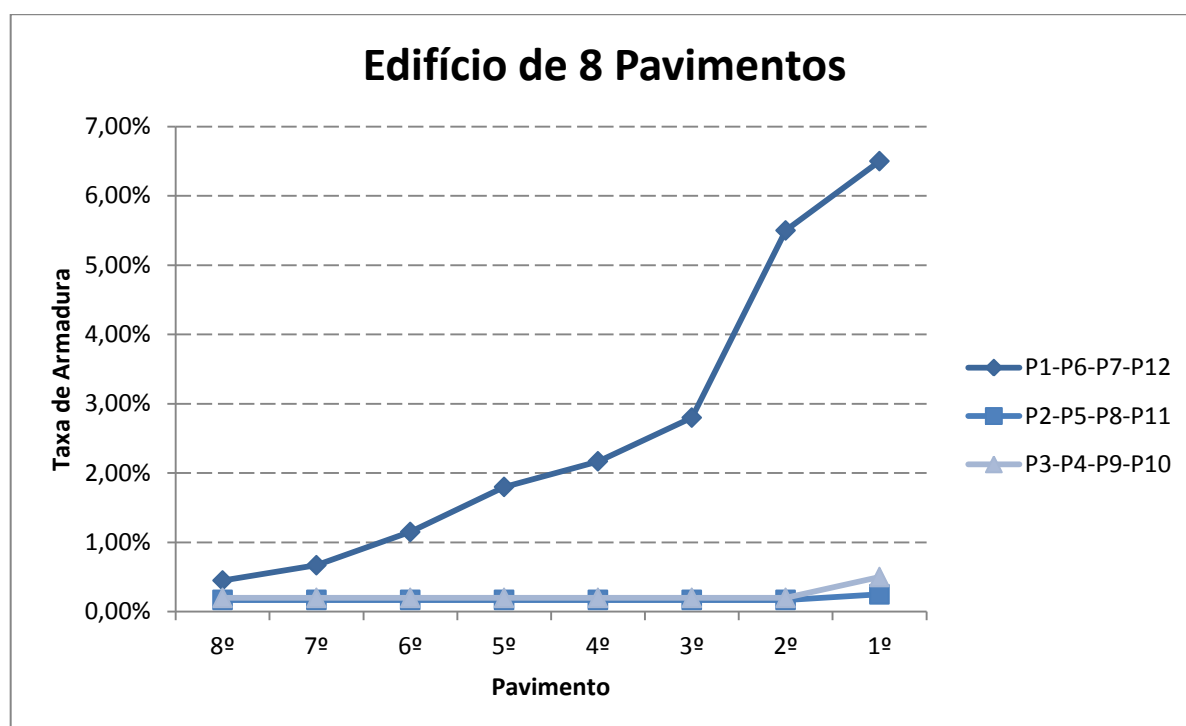


Gráfico 3 – Taxas de Armadura: Edifício de 8 Pavimentos

CONCLUSÃO

Ao término deste trabalho, conclui-se que os resultados obtidos foram satisfatórios. Tendo em vista que os objetivos do estudo eram realizar o pré-dimensionamento de pilares de concreto armado, de forma a chegar em resultados onde as seções transversais encontradas pudessem ser próximas àquelas utilizadas no dimensionamento final do projeto das estruturas. Desta forma podemos apontar algumas considerações em relação ao trabalho.

A aplicação da carga vertical nos pilares está diretamente relacionada com a área de seção transversal de cada pilar, onde os fatores de majoração a serem utilizados podem sofrer pequenas alterações. Desta forma, notamos que a aplicação da carga vertical pela área de influência das lajes é fator fundamental para realizar o pré-dimensionamento das seções dos pilares, e que pode ser utilizado pelos profissionais como auxílio em seus projetos.

Outro ponto que podemos analisar é das ações do vento, que são de grande importância para o dimensionamento das estruturas. Percebemos que a força do vento, principalmente em edificações mais altas, causa deslocamentos horizontais consideráveis, em função dos momentos fletores atuantes, e não devem ser ignoradas.

Devemos salientar também que, pelo projeto estrutural constar de diversas variáveis, é bem provável que necessitem ser feitas algumas mudanças no decorrer dos cálculos, conforme vamos tendo uma maior compreensão do comportamento estrutural das edificações que estão sendo analisadas. Desta forma é muito difícil que se consiga atingir as dimensões das seções transversais dos pilares no primeiro momento, apesar de ser sempre este o objetivo do pré-dimensionamento.

Outro fator a ser lembrado é da utilização de softwares livres para teste e rotinas de cálculo em que foram baseados os resultados, sendo que estes softwares possuem muitas restrições, desfavorecendo a possibilidade de fazermos melhores análises durante os procedimentos de cálculo. Dentro disso também relatamos que o programa Oblíqua é um

software que não conhecíamos, e dentro do estudo tentamos utilizá-lo da melhor forma possível. Este software nos mostrou ser bastante útil para o trabalho, pois o pré-dimensionamento pôde ser verificado no programa, o que mostra a possível utilização por parte dos profissionais da área de projeto de estruturas de concreto armado.

Para sugestão de trabalhos futuros e até mesmo continuação desse trabalho, pode ser feita análise do pré-dimensionamento de pilares com seções diferenciadas, pois o programa Oblíqua dá a possibilidade de fazer a verificação em seções transversais que não sejam retangulares. Outra sugestão seria realizar uma diminuição da área de seção transversal dos pilares de pavimentos superiores, trabalhando com diferentes seções no mesmo pilar da edificação.

Portanto, pode-se trabalhar utilizando aplicativos mais eficientes para determinação dos esforços em estruturas espaciais, com softwares sem limitações severas. Mostrando-se evidente a possibilidade de continuação desse trabalho para o pré-dimensionamento dos pilares das estruturas de concreto armado, salientando a pertinência para continuação desses estudos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de Concreto Armado**. 2. Ed. Rio Grande: Dunas, 2003. 222p. v. 1.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de Concreto Armado**. 2. Ed. Rio Grande: Dunas, 2003. 244p. v. 3.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação**. NBR 7480. Rio de Janeiro, 2007, 13p.

_____. **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. NBR 8681. Rio de Janeiro, 2004, 18p.

_____. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. NBR 6120. Rio de Janeiro, 1980, 5p.

_____. **Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. NBR 7222. Rio de Janeiro, 2010, 5p.

_____. **Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. NBR 8953, Rio de Janeiro, 2009, 4p.

_____. **Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos**. NBR 12.142. Rio de Janeiro, 2010, 5p.

_____. **Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. NBR 5739. Rio de Janeiro, 2007, 9p.

_____. **Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. NBR 8522. Rio de Janeiro, 2008, 16p.

_____. **Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova**. NBR 5738. Rio de Janeiro, 2003, 6p.

_____. **Forças devidas ao vento em edificações**. NBR 6123. Rio de Janeiro, 1988, 66p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. NBR 6118. Rio de Janeiro, 2007, 221p.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Notas de Aula da disciplina de Estruturas de Concreto I**. Curso de graduação em Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2006.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Notas de Aula da disciplina de Sistemas Estruturais I**. Curso de graduação em Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2006.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto Armado Eu Te Amo**. 4. Ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2006. 463p. v. 1.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas usuais de Concreto Armado**. Rio de Janeiro: Pini, 2009.

FERRAZ, Henrique. O Aço na Construção Civil. **Revista Eletrônica de Ciências**. São Carlos, n. 22, out/nov/dez. 2003. Disponível em: <http://www.cdcc.usp.br/ciencia/artigos/art_22/aco.html>. Acesso em: 17 mai. 2011.

HAUCH, Anderson da Silva. **Análise da Estabilidade Global de Estruturas de Concreto Armado**. 2010. 75p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2010.

KAEFER, Luís Fernando. **Desenvolvimento de uma Ferramenta Gráfica para Análise de Pórticos de Concreto Armado**. 2000, 72p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

MARCELLINO, Narbal A.. **Notas de Aula da disciplina de Estruturas de Concreto III**. Curso de graduação em Arquitetura e Urbanismo. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2010.

MONTOYA, P. Jiménez; MESEGUER, A. García; CABRÉ, F. Morán. **Hormigón Armado**. 10. Ed. Barcelona: Gustavo Gili, 1989.

NEUMANN, João Henrique. **Estudo do Pré-Dimensionamento de Pilares em Edifícios de Concreto Armado**. 2008. 84p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.

PINHEIRO, Libânio M.. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007.

RODRIGUES, Paulo Cesar. **Notas de Aula da disciplina de Estruturas de Concreto Armado I**. Curso de graduação em Engenharia Civil. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, 2010.

SILVA, Juliano Oliveira da. **A Influência da Não-Linearidade Física e Geométrica na Análise Estrutural de Elementos Lineares de Concreto Armado**. 2007. 126p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do rio Grande do Sul, Ijuí, 2007.

ANEXO A:
PÓRTICOS PLANOS DO EDIFÍCIO DE 4 PAVIMENTOS

ANEXO B:
PÓRTICOS PLANOS DO EDIFÍCIO DE 6 PAVIMENTOS

ANEXO C:
PÓRTICOS PLANOS DO EDIFÍCIO DE 8 PAVIMENTOS