



DIMENSIONAMENTO DE PILARES COM CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS

Samantha Boechat de Moraes

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadores:

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Henrique Innecco Longo

Rio de Janeiro
Setembro de 2013

DIMENSIONAMENTO DE PILARES COM CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO
EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS

Samantha Boechat de Moraes

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Prof. Sergio Hampshire de Carvalho Santos, D. Sc.

Prof. Henrique Innecco Longo, D. Sc.

Prof. Bruno Martins Jacovazzo, D. Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

SETEMBRO DE 2013

Moraes, Samantha Boechat de

Dimensionamento de Pilares com Concreto de Alto Desempenho em Estruturas de Edifícios / Samantha Boechat de Moraes. – Rio de Janeiro: UFRJ/Escola Politécnica, 2013.

XV, 110 p.: Il.;-29,7 cm.

Orientadores: Sergio Hampshire de Carvalho Santos e Henrique Innecco Longo

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2013.

Referências Bibliográficas: p. 110

1. Análise Estrutural. 2. Concreto de Alto Desempenho 3. Dimensionamento 4. Pilares. I. Santos, Sergio Hampshire de Carvalho, et al. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à minha família, em especial aos meus pais que tiveram muita paciência comigo nessa longa caminhada e que me apoiaram nos momentos mais difíceis.

Aos amigos da faculdade que me acompanharam lado a lado pelos caminhos árduos e me divertiram muito também, me ajudando a chegar nesse momento tão importante. Agradeço a Deus por ter colocado todos no meu caminho, rendendo boas histórias e duradouras amizades.

Às amigas Aiana, Raquel e Natália, amigas de longa data que depositaram muita fé em mim e ficaram na torcida pra essa conquista.

Agradeço em especial também ao meu namorado Fernando que me incentivou e passou noites em claro comigo para que eu alcançasse esse enorme objetivo e que sempre me deu muito carinho e me acalmou nos momentos de desespero.

Aos professores e orientadores Sergio Hampshire e Henrique Longo pelos ensinamentos e por me darem essa oportunidade confiando na minha missão como orientada.

Agradeço aos demais professores que contribuíram bastante para a minha formação acadêmica. São igualmente importantes.

E finalmente a todos os amigos e pessoas que me apoiaram, incentivaram e torceram pela realização desse sonho e que sonharam junto comigo.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

DIMENSIONAMENTO DE PILARES COM CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS

Samantha Boechat de Moraes

Setembro/2013

Orientadores: Sergio Hampshire de Carvalho Santos, Henrique Innecco Longo.

Curso: Engenharia Civil

Há algum tempo, estudos vêm sendo realizados quanto à utilização de concretos da classe de resistência acima de 50 MPa até 90 MPa e por esse motivo realizou-se uma revisão na norma gerando a versão NBR 6118 (2013), que incluem os chamados concretos de alto desempenho. Logo, veio a necessidade da comparação do dimensionamento de pilares de edifícios, elementos estruturais que trabalham predominantemente à compressão, demonstrando as vantagens dos concretos de alto desempenho. Neste trabalho foram feitos dois modelos no programa SAP2000, um utilizando concreto C40 e um concreto C60 (alto desempenho) de um edifício submetido à ação do vento, e feita uma análise de cada. A partir dos resultados obtidos, foram selecionados quatro pilares para serem dimensionados e comparados. Foi concluído que o concreto de alto desempenho permitiu uma maior redução na área de concreto do pilar, bem como a redução da armadura utilizada. Por isso pode ser considerado mais vantajoso para a construção dos edifícios do ponto de vista financeiro e estético, por permitirem elementos mais esbeltos.

Palavras-chave: Concreto de alto desempenho, Pilares, Dimensionamento.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

DIMENSIONING COLUMNS WITH HIGH PERFORMANCE CONCRETE IN BUILDINGS STRUCTURES

Samantha Boechat de Moraes

September/2013

Advisors: Sergio Hampshire de Carvalho Santos, Henrique Innecco Longo.

Course: Civil Engineering

Studies have been performed presently regarding the use of concretes with resistance above 50 MPa up to 90 MPa. In this way, there was a revision in the Brazilian Standard, generating the version 2013 of NBR 6118, which includes the high performance concretes. Therefore, it is apparent the necessity of comparison of the design of building columns, structural elements whose behavior is basically in compression, for showing the advantages of these high performance concretes. In this work two models were made in the software SAP2000, using concrete C40 and concrete C60 (high performance) have been made, of a building under the wind action, performing the analysis of each of them. From the obtained results, four columns have been selected for being designed and compared. It has been concluded that the columns of high performance concrete allowed a reduction of the column areas as well as a reduction of the adopted reinforcement. Therefore, it can be considered as advantageous for the construction of buildings, regarding economical and aesthetical aspects, for allowing slender columns.

Keywords: High Performance Concrete. Columns. Design.

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO	1
2.	HISTÓRICO	2
3.	INTRODUÇÃO ÀS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	4
4.	ESTADOS LIMITES	6
4.1.	DEFINIÇÃO DOS ESTADOS LIMITES	6
4.2.	AÇÕES E RESISTÊNCIAS	7
4.2.1.	VALORES DAS AÇÕES	7
4.2.1.1.	VALORES CARACTERÍSTICOS	7
4.2.1.2.	VALORES REPRESENTATIVOS.....	8
4.2.1.3.	VALORES DE CÁLCULO	8
4.2.1.4.	PONDERAÇÃO DAS AÇÕES	8
4.2.1.5.	COMBINAÇÃO DAS AÇÕES	10
4.2.2.	VALORES DAS RESISTÊNCIAS.....	13
4.2.2.1.	VALORES CARACTERÍSTICOS	13
4.2.2.2.	VALORES DE CÁLCULO	13
4.2.2.3.	PONDERAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS	14
4.3.	CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO.....	15
4.4.	CARACTERÍSTICAS DOS AÇOS	18
4.5.	ESTÁDIOS DE COMPORTAMENTO À FLEXÃO	19
4.5.1.	ESTÁDIO I	21
4.5.2.	ESTÁDIO IA	22
4.5.3.	ESTÁDIO II.....	22
4.5.4.	ESTÁDIO III.....	22
4.6.	HIPÓTESES BÁSICAS NO DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	23

5.	DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COMPOSTA RETA	26
5.1.	DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS	26
5.1.1.	EQUAÇÕES PARA O DOMÍNIO 1	27
5.1.2.	EQUAÇÕES PARA O DOMÍNIO 2	29
5.1.3.	EQUAÇÕES PARA O DOMÍNIO 3	31
5.1.4.	EQUAÇÕES PARA OS DOMÍNIOS 4 E 4A	31
5.1.5.	EQUAÇÕES PARA O DOMÍNIO 5	32
6.	ESTRUTURA ANALISADA	34
6.1.	CARACTERÍSTICAS DA EDIFICAÇÃO	34
6.2.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA	35
6.2.1.	CARREGAMENTOS ATUANTES	36
6.2.1.1.	CARGAS PERMANENTES	36
6.2.1.2.	CARGAS VARIÁVEIS.....	37
6.2.2.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS LAJES.....	37
6.2.3.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS	38
6.2.4.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	38
6.2.5.	IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS GLOBAIS	41
6.2.6.	AÇÃO DO VENTO NA ESTRUTURA	41
6.2.6.1.	COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERNA	44
6.2.6.2.	COEFICIENTES DE PRESSÃO INTERNA	46
6.2.6.3.	PRESSÕES EFETIVAS ATUANTES	46
6.2.6.4.	CARREGAMENTO LINEAR NOS PAVIMENTOS	48
6.2.6.5.	COMBINAÇÃO DAS AÇÕES:	50
6.3.	MODELAGEM DA ESTRUTURA TRIDIMENSIONAL.....	50
6.4.	DIMENSIONAMENTO COM CONCRETO C40	52
6.4.1.	RESULTADOS DA ANÁLISE.....	52

6.4.1.1.	ESTABILIDADE GLOBAL.....	53
6.4.2.	DIMENSIONAMENTO DO PILAR P1	55
6.4.2.1.	ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA E MÁXIMA.....	58
6.4.2.2.	ARMADURA TRANSVERSAL MÍNIMA	58
6.4.2.3.	CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL.....	59
6.4.2.4.	ESTRIBOS.....	60
6.4.2.5.	DETALHAMENTO DA SEÇÃO	61
6.4.3.	DIMENSIONAMENTO DO PILAR P5	62
6.4.3.1.	ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA E MÁXIMA.....	64
6.4.3.2.	ARMADURA TRANSVERSAL MÍNIMA	65
6.4.3.3.	CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL.....	65
6.4.3.4.	ESTRIBOS.....	67
6.4.3.5.	DETALHAMENTO DA SEÇÃO	68
6.4.4.	DIMENSIONAMENTO DO PILAR P6	68
6.4.4.1.	ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA E MÁXIMA.....	70
6.4.4.2.	ARMADURA TRANSVERSAL MÍNIMA	71
6.4.4.3.	CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL.....	72
6.4.4.4.	ESTRIBOS.....	73
6.4.4.5.	DETALHAMENTO DA SEÇÃO	74
6.4.5.	DIMENSIONAMENTO DO PILAR P8	75
6.4.5.1.	ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA E MÁXIMA.....	77
6.4.5.2.	ARMADURA TRANSVERSAL MÍNIMA	78
6.4.5.3.	CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL.....	78
6.4.5.4.	ESTRIBOS.....	79
6.4.5.5.	DETALHAMENTO DA SEÇÃO	80
6.5.	DIMENSIONAMENTO COM CONCRETO C60	81

6.5.1. RESULTADOS DA ANÁLISE.....	81
6.5.2. DIMENSIONAMENTO DO PILAR P1	82
6.5.2.1. ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA E MÁXIMA.....	84
6.5.2.2. ARMADURA TRANSVERSAL MÍNIMA	85
6.5.2.3. CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL.....	85
6.5.2.4. ESTRIBOS.....	87
6.5.2.5. DETALHAMENTO DA SEÇÃO	88
6.5.3. DIMENSIONAMENTO DO PILAR P5	89
6.5.3.1. ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA E MÁXIMA.....	91
6.5.3.2. ARMADURA TRANSVERSAL MÍNIMA	92
6.5.3.3. CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL.....	92
6.5.3.4. ESTRIBOS.....	94
6.5.3.5. DETALHAMENTO DA SEÇÃO	95
6.5.4. DIMENSIONAMENTO DO PILAR P6	95
6.5.4.1. ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA E MÁXIMA.....	97
6.5.4.2. ARMADURA TRANSVERSAL MÍNIMA	98
6.5.4.3. CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL.....	99
6.5.4.4. ESTRIBOS.....	100
6.5.4.5. DETALHAMENTO DA SEÇÃO	101
6.5.5. DIMENSIONAMENTO DO PILAR P8	102
6.5.5.1. ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA E MÁXIMA.....	104
6.5.5.2. ARMADURA TRANSVERSAL MÍNIMA	105
6.5.5.3. CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL.....	105
6.5.5.4. ESTRIBOS.....	107
6.5.5.5. DETALHAMENTO DA SEÇÃO	108
6.6. RESUMO DOS DIMENSIONAMENTOS.....	108

7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	109
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	110

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 4.1 – Diagrama tensão-deformação idealizado para o concreto	17
Figura 4.2 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas	18
Figura 4.3 – Trecho de viga, material homogêneo, isotrópico e elástico-linear, solicitada à flexão pura	20
Figura 4.4 – Diagrama M-k na seção transversal da viga de concreto armado	21
Figura 4.5 – Distribuição das tensões normais no concreto nos diversos estádios	23
Figura 4.6 – Simplificação do diagrama parábola-retângulo para o concreto.	24
Figura 4.7 – Domínios no estado limite último de uma seção transversal	24
Figura 5.1 – Seção transversal – notações	26
Figura 5.2 – Seção longitudinal – notações	27
Figura 5.3 – Esquema de deformações no Domínio 1	28
Figura 5.4 – Relações geométricas no Domínio 1	28
Figura 5.5 – Esquema de deformações no Domínio 2	29
Figura 5.6 – Esquema de deformações no Domínio 5	33
Figura 5.7 – Relações geométricas no Domínio 5	33
Figura 6.1 – Planta de arquitetura do pavimento tipo	34
Figura 6.2 – Planta de fôrmas do pavimento tipo (sem escala)	35
Figura 6.3 – Área de influência do pilar mais carregado (sem escala)	40
Figura 6.4 – Pressões efetivas distribuídas em três partes ao longo da altura da edificação em paredes fictícias	47
Figura 6.5 – Distribuição das pressões efetivas nas paredes fictícias	48
Figura 6.6 – Distribuição das pressões efetivas linearmente por pavimento	50
Figura 6.7 – Pavimento tipo da estrutura modelado em elementos finitos	51
Figura 6.8 – Imagem 3D da estrutura modelada no programa SAP2000	51
Figura 6.9 – Imagem da deformada da estrutura extraída do programa	52

Figura 6.10 – Diagrama de esforço normal do pilar P1	55
Figura 6.11 – Diagrama de esforços cortantes do pilar P1	56
Figura 6.12 – Diagrama de momentos fletores do pilar P1 (M_{xx})	56
Figura 6.13 – Diagrama de momentos fletores do pilar P1 (M_{yy})	57
Figura 6.14 – Gráfico de interação do pilar P1	59
Figura 6.15 – Gráfico de interação do pilar P1 com redução da área de concreto	60
Figura 6.16 – Diagrama de esforço normal do pilar P5	62
Figura 6.17 – Diagrama de esforços cortantes do pilar P5	62
Figura 6.18 – Diagrama de momentos fletores do pilar P5 (M_{xx})	63
Figura 6.19 – Diagrama de momentos fletores do pilar P5 (M_{yy})	63
Figura 6.20 – Gráfico de interação do pilar P5	66
Figura 6.21 – Gráfico de interação do pilar P5 com redução da área de concreto	66
Figura 6.22 – Diagrama de esforço normal do pilar P6	68
Figura 6.23 – Diagrama de esforços cortantes do pilar P6	69
Figura 6.24 – Diagrama de momentos fletores do pilar P6 (M_{xx})	69
Figura 6.25 – Diagrama de momentos fletores do pilar P6 (M_{yy})	70
Figura 6.26 – Gráfico de interação do pilar P6	72
Figura 6.27 – Gráfico de interação do pilar P6 com redução da área de concreto	73
Figura 6.28 – Diagrama de esforço normal do pilar P8	75
Figura 6.29 – Diagrama de esforços cortantes do pilar P8	75
Figura 6.30 – Diagrama de momentos fletores do pilar P8 (M_{xx})	76
Figura 6.31 – Diagrama de momentos fletores do pilar P8 (M_{yy})	76
Figura 6.32 – Gráfico de interação do pilar P8	78
Figura 6.33 – Gráfico de interação do pilar P8 com redução da área de concreto	79
Figura 6.34 – Imagem da deformada da estrutura extraída do programa	81
Figura 6.35 – Diagrama de esforço normal do pilar P1	82
Figura 6.36 – Diagrama de esforços cortantes do pilar P1	83

Figura 6.37 – Diagrama de momentos fletores do pilar P1 (M_{xx})	83
Figura 6.38 – Diagrama de momentos fletores do pilar P1 (M_{yy})	84
Figura 6.39 – Gráfico de interação do pilar P1	86
Figura 6.40 – Gráfico de interação do pilar P1 com redução da área de concreto	87
Figura 6.41 – Diagrama de esforço normal do pilar P5	89
Figura 6.42 – Diagrama de esforços cortantes do pilar P5	89
Figura 6.43 – Diagrama de momentos fletores do pilar P5 (M_{xx})	90
Figura 6.44 – Diagrama de momentos fletores do pilar P5 (M_{yy})	90
Figura 6.45 – Gráfico de interação do pilar P5	93
Figura 6.46 – Gráfico de interação do pilar P5 com redução da área de concreto	93
Figura 6.47 – Diagrama de esforço normal do pilar P6	95
Figura 6.48 – Diagrama de esforços cortantes do pilar P6	96
Figura 6.49 – Diagrama de momentos fletores do pilar P6 (M_{xx})	96
Figura 6.50 – Diagrama de momentos fletores do pilar P6 (M_{yy})	97
Figura 6.51 – Gráfico de interação do pilar P6	99
Figura 6.52 – Gráfico de interação do pilar P6 com redução da área de concreto	100
Figura 6.53 – Diagrama de esforço normal do pilar P8	102
Figura 6.54 – Diagrama de esforços cortantes do pilar P8	102
Figura 6.55 – Diagrama de momentos fletores do pilar P8 (M_{xx})	103
Figura 6.56 – Diagrama de momentos fletores do pilar P8 (M_{yy})	103
Figura 6.57 – Gráfico de interação do pilar P8	106
Figura 6.58 – Gráfico de interação do pilar P8 com redução da área de concreto	106

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4.1 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f3}$	9
Tabela 4.2 – Coeficiente γ_{f2}	10
Tabela 4.3 – Combinações últimas	11
Tabela 4.4 – Combinações de serviço	12
Tabela 4.5 – Valores dos coeficientes γ_s e γ_c	14
Tabela 4.6 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo)	17
Tabela 6.1 – Fator S_3	42
Tabela 6.2 – Fator S_2	43
Tabela 6.3 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular	45
Tabela 6.4 – Pressões efetivas para os lados A e B	47
Tabela 6.5 – Resumo e comparação dos dimensionamentos com concreto C40 e C60	108

1. INTRODUÇÃO

Até o presente momento no Brasil, toda estrutura de concreto armado tem sido dimensionada com base na NBR 6118 (2007) que se limita aos concretos compreendidos na classe de resistência do grupo I (até C50, ou seja, $f_{ck} = 50$ MPa) indicados na norma NBR 8953. Mais recentemente, a norma vem sendo revisada, dando lugar à versão NBR 6118 (2013) que inclui para fins de dimensionamento das estruturas de concreto armado, os concretos compreendidos na classe de resistência do grupo II (acima de C50 até C90), também indicados na norma NBR 8953, considerados concretos de alto desempenho.

O presente trabalho tem como objetivo a análise do comportamento de uma edificação submetida à ação do vento comparando-se um exemplo utilizando um concreto do grupo I e um exemplo utilizando um concreto do grupo II da NBR 8953. Nesse caso foram selecionados o concreto C40 (grupo I – $f_{ck} = 40$ MPa) e o concreto C60 (grupo II – $f_{ck} = 60$ MPa) para a análise.

A NBR 6118 (2013) define pilares em seu item 14.4.1.2 como “*elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes*”, com isso, tornando os pilares os melhores exemplos de comparação entre as duas classes de resistência à compressão do concreto.

Em cada caso serão dimensionados alguns dos pilares da edificação. Lajes e vigas não serão abordadas neste trabalho. Para essa análise, a edificação será modelada no programa de computador SAP2000, versão 15.0.0 que utiliza o método dos elementos finitos. Para fins de comparação serão extraídos para cada modelagem a deformada da edificação, assim como os diagramas de esforços normais, de esforços cortantes e de momentos fletores nos pilares.

Para verificação do dimensionamento, serão utilizados gráficos de curvas de interação com a finalidade de avaliar se as dimensões determinadas para o pilar e as armaduras calculadas são adequadas ao bom funcionamento da estrutura.

2. HISTÓRICO

Cerca de 4000 a.C., povos nômades coletores e caçadores começaram a se fixar, tornando-se sedentários e agricultores (na Mesopotâmia e no Egito); isso exigiu a construção de moradias. Com a geração de excedentes e a centralização política, surgiu uma elite política e religiosa, levando à construção de obras públicas de irrigação, obras funerárias, palácios e templos. Os materiais de construção utilizados foram a madeira e a pedra; algumas obras de pedra resistiram aos séculos.

Dentre algumas obras notáveis da antiguidade, podem ser citados os canais de irrigação e pirâmides egípcias e os templos gregos e romanos. Um material de construção similar ao concreto armado moderno, na forma de uma argamassa de cal e pozolana, foi utilizado pelos romanos. Estradas e pontes foram essenciais para o desenvolvimento do Império Romano (a partir de 100 d.C., sendo o seu maior arquiteto Vitruvius), podendo-se citar como obras notáveis, ainda existentes: Ponte du Gard (25 m de vão), Ponte de Alcântara (30 m de vão), Panteon (43 m de vão “record” por 1800 anos, até a construção do Pavilhão de Breslau em 1912) e Muro de Adriano (120 km de extensão). Entre a época romana e o Séc. XIX como obras notáveis de engenharia, podem ser citadas as catedrais góticas.

A partir do Séc. XIX, com a utilização do concreto e das ligas metálicas (como o ferro fundido e o aço), começa a fase moderna das grandes construções. O concreto armado foi viabilizado pelo desenvolvimento do cimento Portland, a partir de 1824, por Aspdin, na Inglaterra e pela ideia da colocação de barras de aço na parte tracionada de peças feitas de argamassa de cimento. Os primeiros resultados práticos da nova tecnologia e as primeiras patentes foram obtidos, a partir de 1849 por Lambot (com um pequeno barco, e depois com pilares e vigas) e por Monier (com vasos de flores). Monier chegou ao concreto armado como hoje o conhecemos, com a obtenção, a partir de 1867, de sucessivas patentes para a construção, com êxito, de tubos, tanques, lajes, escadas, canais e pontes, apesar de fazê-lo de forma totalmente empírica, sem nenhuma base teórica.

Foi a partir da compra das patentes de Monier pelas firmas que hoje constituem a "Wayss & Freytag", que o concreto pôde se desenvolver com base cientificamente consistente, pela publicação, em 1902 das teorias de Emil Mörch e de Ritter. As ideias de Mörch, com seus modelos extremamente simples de bielas e tirantes, constituem até hoje a base da idealização do comportamento do concreto armado à flexão e ao

cisalhamento. O concreto protendido foi criado por Freyssinet, que o patenteou em 1928.

Foram expressivas as contribuições da engenharia brasileira no desenvolvimento do concreto armado e protendido. O primeiro arranha-céu do mundo, com 24 pavimentos, em concreto armado, foi o edifício do jornal "A Noite", ainda existente na Praça Mauá, no Rio, projetado por Emílio Baumgart em 1931. A primeira ponte do mundo em balanços sucessivos, projetada por Paulo Fragoso, foi construída sobre o Rio Peixe, sendo por muito tempo o maior vão do mundo (68 m) em concreto armado. Estruturas como as de Brasília, são também internacionalmente conhecidas pela sua beleza plástica e arrojo. Inúmeros outros exemplos de obras notáveis construídas no Brasil, como a Ponte Rio - Niterói, projetada por B. Ernani Diaz, e o Museu de Arte Contemporânea, em Niterói, com arquitetura de Oscar Niemeyer e estrutura de Bruno Contarini, podem ser também citados.

O concreto armado é material de construção de estruturas mais utilizado hoje, no mundo. São produzidos alguns bilhões de metros cúbicos deste material, anualmente (aproximadamente 1m^3 , per capita, por ano). O concreto é, certamente, um dos fundamentos do desenvolvimento da civilização moderna.

3. INTRODUÇÃO ÀS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Em uma obra civil, a estrutura é a parte da construção responsável por que esta possa resistir a todas as solicitações e esforços que poderão vir a ocorrer durante a sua vida útil. A estrutura deverá manter a segurança e a funcionalidade exigidas pelas normas de projeto e pela boa prática da Engenharia Civil.

Na construção das estruturas, dependendo das características específicas de cada obra, podem ser utilizados diversos materiais, como o aço estrutural, a madeira, a alvenaria, o concreto armado e o concreto protendido. Dentre estes, o mais utilizado é o concreto armado.

Para a elaboração do projeto estrutural de um edifício ou residência, devem ser fornecidos, como dados de entrada para o engenheiro de estruturas, os desenhos do projeto de arquitetura e os boletins de sondagem do solo. A primeira fase do projeto estrutural consiste no lançamento das fôrmas pelo calculista. Esta é a fase mais importante do projeto, a que exige maior talento, visão espacial e experiência por parte do engenheiro, sendo as etapas subsequentes realizadas de acordo com metodologias mais ou menos mecânicas. Nesta fase, são tomadas as decisões qualitativas que irão ter impacto significativo na economia da construção. São definidos, juntamente com o arquiteto e o proprietário da obra, materiais de construção, alturas de vigas, pés direitos, posicionamento de colunas, tipo de fundação, necessidade de pilares de transição, sistemas de contraventamento, tipo de lajes a usar (convencional, cogumelo, nervurada, etc.), dimensões de pilares para embutimento nas alvenarias, etc.

Durante o lançamento das estruturas, é definido o posicionamento dos pilares que suportarão as vigas de cada pavimento, assim como o posicionamento de vigas principais e secundárias, o que definirá o esquema estrutural e os vãos das lajes dos pisos.

A segunda fase do projeto consiste no levantamento das cargas nos pilares do edifício, já que normalmente há urgência para a definição das fundações. Para este levantamento, é necessário um pré-dimensionamento rápido da estrutura, ou seja, uma avaliação das espessuras das lajes e das dimensões de vigas e colunas. Definidas estas dimensões, passa-se ao cálculo das cargas atuantes em cada uma das lajes, considerando o peso próprio, revestimento, cargas variáveis (acidentais), peso das alvenarias, etc.

Conhecidas as cargas nas lajes, passa-se ao cálculo de reações das lajes nas vigas. A partir destas reações das lajes, podemos determinar a carga em todos os vão

das vigas, através da soma com seu peso próprio e das alvenarias sobre elas diretamente apoiadas.

Conhecidas as cargas nos vários vãos das vigas, passamos à sua análise, considerando-as como vigas contínuas e observando os requisitos da norma, por exemplo, quanto ao engastamento em pilares extremos e pilares internos largos, etc. Após isso, são determinadas as reações das vigas nas colunas. Totalizando as reações das vigas, piso a piso da estrutura, e adicionando-se os pesos próprios das colunas, chegamos às cargas totais aplicadas pelas colunas às fundações.

A escolha do tipo de fundações a ser empregado em uma dada estrutura, é condicionada por diversos fatores: características dos materiais do subsolo; número de pavimentos; número e espaçamento dos pilares em planta e cargas nos pilares; facilidade (ou dificuldade) e preço de alocação de equipamentos para implementar determinada solução de fundações, entre outros.

Concluído o projeto das fundações, passa-se ao dimensionamento final de cada pavimento, definindo-se as dimensões finais de cada elemento estrutural, e calculando e detalhando as armaduras destes diversos elementos: pilares, vigas, lajes, escadas, etc.

O produto final do projeto estrutural, a ser entregue aos clientes, são os desenhos executivos de fôrmas e de armaduras e, de acordo com as exigências de cada contrato, memoriais de cálculo, especificações construtivas e de materiais, etc.

4. ESTADOS LIMITES

4.1. Definição dos Estados Limites

O estado limite é definido como sendo o estado em que a estrutura se encontra, de modo efetivo ou convencional, inutilizável ou deixa de atender de alguma maneira às condições estabelecidas para a sua utilização. De acordo com o item 10.2a NBR 6118 (2013), os estados limites a serem considerados são os estados limites últimos (ELU) e os estados limites de serviço (ELS).

Os estados limites últimos estão relacionados com o colapso progressivo, perda de equilíbrio ou esgotamento da capacidade resistente que torne inutilizável o uso das estruturas. Segundo a NBR 6118 (2013), item 10.3, a segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados limites últimos:

- estado limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica, e, admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais;
- estado limite último e esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- estado limite último de colapso progressivo;
- outros estados limites que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

Os estados limites de serviço estão relacionados à durabilidade, à utilização funcional, à aparência e ao conforto, sejam em relação aos usuários, ou mesmo em relação os equipamentos utilizados. De acordo com a NBR 6118 (2013), item 10.4, as estruturas de concreto armado devem ser verificadas aos seguintes estados limites de serviço:

- estado limite de abertura das fissuras (ELS-W);
- estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF);
- estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE).

4.2. Ações e Resistências

Para ser realizada a análise estrutural devem ser consideradas as influências de todas as ações que exerçam esforços significativos na estrutura, levando-se em conta todos os possíveis estados limites últimos e os de serviço.

De acordo com a NBR 8681 (2003), as ações classificam-se em permanentes, variáveis e excepcionais. Para todos os tipos de estruturas analisadas, as ações atuantes devem ser consideradas com suas peculiaridades e as normas a elas aplicáveis devem ser respeitadas.

Do ponto de vista das condições analíticas de segurança, define-se que as resistências disponíveis não podem ser menores que as solicitações atuantes, com relação a todos os estados limites e a todos os carregamentos. A NBR 6118 (2013), no seu item 12, define os valores a serem utilizados nas análises para as resistências dos materiais.

4.2.1. Valores das Ações

As ações atuantes em estruturas são caracterizadas através de seus valores característicos, representativos e de cálculo de acordo com a NBR 6118 (2013), item 11.6.

4.2.1.1. Valores característicos

Os valores característicos a serem considerados para as ações, F_k , são estabelecidos em função de uma probabilidade de estes valores serem ultrapassados durante a vida útil da construção.

Para as ações permanentes, os valores característicos devem ser adotados iguais aos valores médios das respectivas distribuições de probabilidade, sejam valores característicos superiores ou inferiores. Estes valores são definidos pela NBR 6118 (2013) ou em Normas Brasileiras específicas, como a NBR 6120 (1980).

Para as ações variáveis, os valores característicos das ações, F_{qk} , estabelecidos por consenso e indicados em Normas Brasileiras específicas, correspondem a valores que têm de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos. Assim como os valores característicos

para as ações permanentes, estes valores são definidos pela NBR 6118 (2013) ou em Normas Brasileiras específicas.

4.2.1.2. Valores representativos

Os valores definidos como representativos para as ações podem ser os próprios valores característicos das ações permanentes ou variáveis, valores convencionais excepcionais, que são os valores arbitrados para as ações excepcionais, ou ainda os valores reduzidos, em função da combinação de ações.

Nas verificações de estados limites últimos, quando a ação considerada é combinada com a ação principal, os valores reduzidos para as ações não principais são determinados através da expressão $\psi_0 F_k$, que considera muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes.

Nas verificações de estados limites de serviço, os valores reduzidos são determinados através das expressões $\psi_1 F_k$ e $\psi_2 F_k$, que estimam valores frequentes e quase permanentes, respectivamente, de uma ação que acompanha a ação principal.

4.2.1.3. Valores de cálculo

Os valores de cálculo, F_d , para as ações são definidos pela NBR 6118 (2013), item 11.6.3. Esses valores levam em conta a variabilidade das ações, a simultaneidade da atuação das ações, desvios gerados na construção não explicitamente considerados no cálculo e as aproximações feitas no projeto do ponto de vista das solicitações.

Os valores de cálculo das ações são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f .

$$F_d = \gamma_f \times F_k$$

4.2.1.4. Ponderação das ações

No estado limite último, as ações devem ser majoradas através da aplicação dos coeficientes de ponderação, γ_f , que são definidos pela NBR 6118 (2013), item 11.7.

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f2} \times \gamma_{f3} \text{ (ELU)}$$

As Tabelas 4.1 e 4.2, extraídas da NBR 6118 (2013), apresentam os valores dos coeficientes de ponderação γ_{f1} x γ_{f3} e γ_{f2} , respectivamente.

Para os pilares e paredes estruturais com espessura entre 14 e 19 cm e lajes em balanço com espessura entre 10 e 19 cm, o coeficiente γ_f deve ser majorado pelo coeficiente de ajustamento γ_n de acordo com o item 13.2.3 da norma NBR 6118 (2013). Essa correção se deve ao aumento da probabilidade de ocorrência de desvios relativos e falhas na construção nestes casos.

No estado limite de serviço, o coeficiente de ponderação das ações é dado pela expressão:

$$\gamma_f = \gamma_{f2} \text{ (ELS)}$$

onde γ_{f2} tem o valor variável conforme a verificação que se deseja fazer.

Para combinações raras $\gamma_{f2} = 1$, para combinações frequentes $\gamma_{f2} = \psi_1$ e para combinações quase permanentes $\gamma_{f2} = \psi_2$.

Tabela 4.1 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ¹⁾	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Onde:
D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.
¹⁾ Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Tabela 4.2 - Coeficiente γ_f

Ações		γ_f		
		ψ_0	ψ_1 ¹⁾	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ³⁾	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
¹⁾ Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver seção 23. ²⁾ Edifícios residenciais. ³⁾ Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.				

4.2.1.5. Combinação das ações

Os carregamentos atuantes nas estruturas são definidos pelas combinações das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura. A finalidade das combinações de carregamento é identificar os efeitos mais desfavoráveis que possam surgir durante a vida útil da estrutura. A verificação de segurança em relação aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço devem ser realizadas em função das combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

Na NBR 6118 (2013), item 11.8.2, são definidas as classificações das combinações últimas. Uma combinação última pode ser classificada como normal, especial ou de construção e excepcional.

As combinações últimas normais são aquelas onde devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas como secundárias, afetadas dos coeficientes de redução, conforme NBR 8681.

As combinações últimas especiais ou de construção são aquelas onde devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável especial, com seus valores característicos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, afetadas pelos coeficientes de redução.

As combinações últimas excepcionais são aquelas onde em cada combinação devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável excepcional, com seus valores representativos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, afetadas dos coeficientes de redução.

A seguir é apresentada a Tabela 4.3, extraída da NBR 6118 (2013), que descreve as combinações últimas usuais para o estado limite último.

Tabela 4.3 - Combinações últimas

Combinações últimas (ÉLU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ¹⁾	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{oe} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k\max}$ e $P_{k\min}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,\min}$, onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{oj} Q_{jk}$
Especiais ou de construção ²⁾	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{oe} F_{eqk}$	
Excepcionais ²⁾	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{oj} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{oe} F_{eqk}$	
<p>Onde:</p> <p>F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;</p> <p>F_{gk} representa as ações permanentes diretas;</p> <p>F_{ek} representa as ações indiretas permanentes como a retração F_{egk} e variáveis como a temperatura F_{eqk};</p> <p>F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;</p> <p>$\gamma_g, \gamma_{eg}, \gamma_q, \gamma_{eq}$ – ver tabela 11.1;</p> <p>ψ_{oj}, ψ_{oe} - ver tabela 11.2;</p> <p>F_{sd} representa as ações estabilizantes;</p> <p>F_{nd} representa as ações não estabilizantes;</p> <p>G_{sk} é o valor característico da ação permanente estabilizante;</p> <p>R_d é o esforço resistente considerado como estabilizante, quando houver;</p> <p>G_{nk} é o valor característico da ação permanente instabilizante;</p> <p>$Q_{nk} = Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{oj} Q_{jk}$;</p> <p>$Q_{nk}$ é o valor característico das ações variáveis instabilizantes;</p> <p>Q_{1k} é o valor característico da ação variável instabilizante considerada como principal;</p> <p>ψ_{oj} e Q_{jk} são as demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido;</p> <p>$Q_{s,\min}$ é o valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante.</p> <p>¹⁾ No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de $\gamma_g = 1,0$. No caso de estruturas usuais de edifícios essas combinações que consideram γ_g reduzido (1,0) não precisam ser consideradas.</p> <p>²⁾ Quando F_{g1k} ou F_{g1exc} atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa ψ_{oj}, pode ser substituído por ψ_{2j}. Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio</p>		

Na NBR 6118 (2013), item 11.8.3, são definidas as combinações de serviço de acordo com sua permanência na estrutura em quase permanentes, frequentes ou raras.

As combinações de serviço quase permanentes são aquelas que podem atuar grande parte do período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas.

As combinações de serviço frequentes são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações.

As combinações de serviço raras são aquelas que ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras.

A seguir é apresentada a Tabela 4.4, extraída da NBR 6118 (2013), que prescreve as combinações últimas para o estado limite de serviço.

Tabela 4.4 - Combinações de serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$.	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gk} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$.	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$.	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_{1j} F_{qjk}$
Onde: $F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço; F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas; ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS; ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.		

4.2.2. Valores das Resistências

As resistências dos materiais empregados nas estruturas de concreto armado e protendido são definidas através de seus valores característicos e de cálculo de acordo com a NBR 6118 (2013), item 12.

4.2.2.1. Valores característicos

Os valores característicos a serem considerados para as resistências, f_k , são aqueles que dentro de um lote do material têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança. Além dos valores médios das resistências, f_m , existem os valores da resistência característica inferior, $f_{k,inf}$, e superior, $f_{k,sup}$. Normalmente é de interesse $f_{k,inf}$, pois seu valor é menor que f_m .

A resistência característica inferior, $f_{k,inf}$, é definida na NBR 6118 (2013) como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material, admitindo-se uma distribuição do tipo normal para essas resistências.

4.2.2.2. Valores de cálculo

Os valores de cálculo das resistências são estabelecidos pela NBR 6118, item 12.3, a partir dos respectivos valores característicos e dos coeficientes de ponderação das resistências. Estes coeficientes levam em conta a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos, as diferenças entre resistências medidas em corpos-de-prova e nas estruturas, os desvios ocorridos na construção das estruturas e as aproximações feitas no projeto, do ponto de vista das resistências.

Para verificações estruturais realizadas com aço ou concreto (de idade igual ou superior a 28 dias) são utilizadas as seguintes expressões:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

$$f_{td} = f_{tk} / \gamma_c$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

$$f_{ycd} = f_{yck} / \gamma_s$$

No caso específico da resistência de cálculo do concreto, quando a verificação se faz em data j inferior a 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{cd} = f_{ckj}/\gamma_c \cong \beta_1 \times f_{ck}/\gamma_c$$

onde,

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \times \left(1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right\}$$

sendo,

$s = 0,38$ para concreto de cimento CPIII e IV;

$s = 0,25$ para concreto de cimento CPI e II;

$s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI;

t a idade do concreto, em dias.

4.2.2.3. Ponderação das resistências

No estado limite último, as resistências devem ser minoradas através da aplicação dos coeficientes de ponderação, γ_m , que são definidos pela NBR 6118, item 12.4.

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \times \gamma_{m2} \times \gamma_{m3} \text{ (ELU)}$$

A Tabela 4.5, extraída da NBR 6118 (2013), apresenta os valores dos coeficientes de ponderação das resistências no estado limite último (ELU).

Tabela 4.5 - Valores dos coeficientes γ_s e γ_c

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Para a execução de elementos estruturais nos quais estejam previstas condições desfavoráveis (por exemplo, más condições de transporte, ou adensamento manual, ou

concretagem deficiente por concentração de armadura), o coeficiente γ_c deve ser multiplicado por 1,1.

Os limites estabelecidos para os estados limites de serviço não necessitam de minoração, portanto, $\gamma_m = 1,0$ (ELS).

4.3. Características do concreto

A NBR 6118 (2013), item 8.2.1, define as classes de resistência para o concreto. Para superestruturas de concreto armado, o concreto deve ser no mínimo de classe C20 ($f_{ck} = 20$ MPa). Para estruturas de fundações e em obras provisórias pode ser usado o concreto de classe C15 ($f_{ck} = 15$ MPa). Essa mesma norma aplica-se a concretos compreendidos nas classes de resistência dos grupos I e II, indicadas na NBR 8953, ou seja, até C90.

A resistência característica do concreto à compressão é determinada a partir dos resultados de ensaios em corpos de prova cilíndricos, de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, moldados de acordo com a NBR 5738, com a idade de 28 dias, rompido como estabelece a NBR 5739.

A resistência do concreto à tração indireta, $f_{ct,sp}$, e a resistência à tração na flexão, $f_{ct,f}$, devem ser obtidas em ensaios realizados segundo a NBR 7222 e a NBR 12142, respectivamente. A resistência à tração direta, f_{ct} , pode ser considerada igual a $0,9 f_{ct,sp}$ ou $0,7 f_{ct,f}$. Na falta de ensaios, o seu valor médio ou característico pode ser estimado através das seguintes equações, de acordo com a NBR 6118 (2013), item 8.2.5:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \times f_{ct,m}$$

para concretos de classes até C50:

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3}$$

para concreto de classes de C50 até C90:

$$f_{ct,m} = 2,12 \times \ln(1 + 0,11 \times f_{ck})$$

sendo, $f_{ct,m}$ e f_{ck} expressos em megapascal.

Os parâmetros estabelecidos na NBR 6118 se aplicam aos concretos de massa específica normal, ou seja, concretos que depois de secos em estufa, têm massa específica, ρ_c , entre 2.000 kg/m³ e 2.800 kg/m³. Nos casos em que a massa específica real não é conhecida, pode-se considerar, para efeito de cálculo, o valor de 2.400 kg/m³ para o concreto simples e 2.500 kg/m³ para o concreto armado. Se forem realizados testes para avaliar a massa específica do concreto simples, pode-se considerar a massa específica do concreto armado aquela do simples acrescida de 100 kg/m³ a 150 kg/m³.

O coeficiente de dilatação térmica, para efeito de análise estrutural, pode ser admitido como sendo igual a $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$.

O módulo de elasticidade deve ser obtido segundo ensaio normalizado na NBR 8522. Quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial usando as expressões a seguir:

- para f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa:

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}}$$

- para f_{ck} de 55 MPa a 90MPa:

$$E_{ci} = 21,5 \times 10^3 \times \alpha_E \times \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3}$$

Sendo:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse

$\alpha_E = 0,9$ para calcário

$\alpha_E = 0,7$ para arenito

Nas análises elásticas de projeto, deve ser utilizado o módulo de deformação secante, especialmente na determinação de esforços solicitantes e verificações dos estados limites em serviço, tal que:

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci}$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$$

A Tabela 4.6 apresenta os valores estimados arredondados que podem ser usados no projeto estrutural.

Tabela 4.6 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo)

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

O coeficiente de Poisson do concreto, assim como o módulo de elasticidade transversal, G_c , são estimados para valores de tensões de compressão menores que $0,5 f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , tal que:

$$\nu = 0,2$$

$$G_c = \frac{E_{cs}}{2,4}$$

O diagrama tensão-deformação idealizado a ser usado nas análises no estado limite último, para o concreto à compressão, é definido na Figura 4.1, de acordo com a NBR 6118, item 8.2.10.1.

Observe-se que o concreto de alto desempenho tem um comportamento mais frágil, relativamente ao concreto usual.

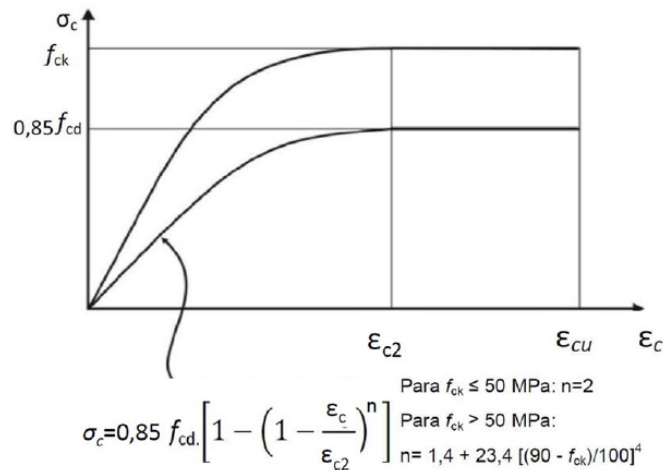


Figura 4.1 - Diagrama tensão-deformação idealizado para o concreto

Os valores a serem adotados para os parâmetros ϵ_{c2} (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico), ϵ_{cu} (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura) e α_c (parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão) são definidos a seguir:

- para concretos de classes até C50:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰} \quad \varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$$

- para concretos de classes de C50 até C90:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰} + 0,085 \text{ ‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53}$$

$$\varepsilon_{cu} = 2,6 \text{ ‰} + 35 \text{ ‰} \cdot \left[\frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^4$$

4.4. Características dos aços

A NBR 6118, em seu item 8.3.1, define que para as estruturas de concreto armado deve ser utilizado aço classificado pela NBR 7480 com o valor característico da resistência de escoamento nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60.

Para os cálculos nos estados limites últimos, considera-se o diagrama tensão-deformação bilinear genérico para os aços, definido pela NBR 6118 em seu item 8.3.6. A Figura 4.2 mostra o diagrama simplificado para os aços.

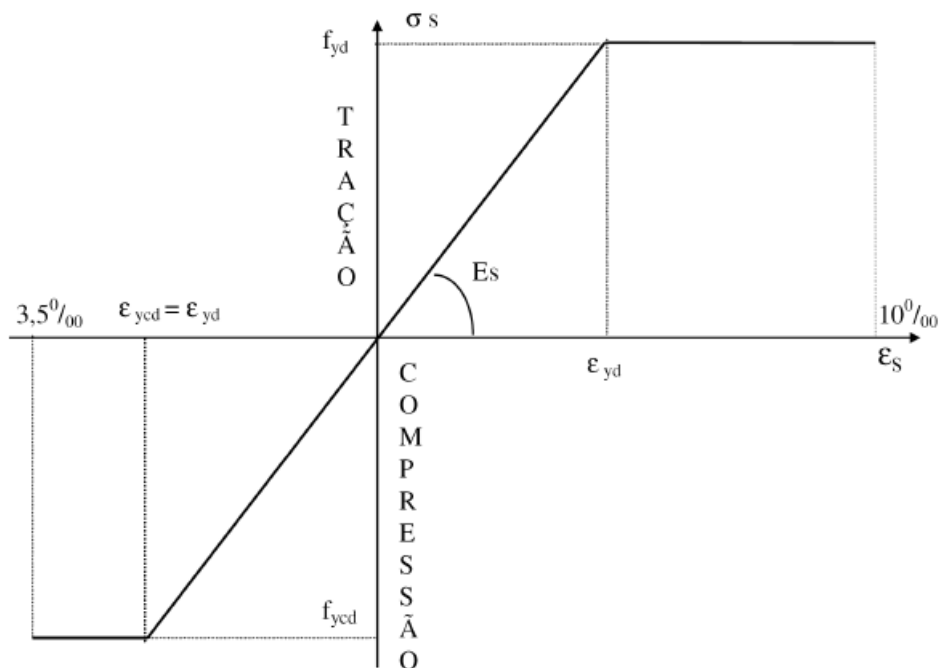


Figura 4.2 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas

O patamar de escoamento é bem definido e sem acréscimo de tensões após a deformação de escoamento. Este diagrama é válido para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C e pode ser aplicado para tração e compressão. Esse mesmo intervalo de temperatura é adotado como limitante para o uso do coeficiente de dilatação térmica dos aços estabelecido pela NBR 6118 em $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$.

Na NBR 6118 (2013), item 8.3.3, é definido ainda que a massa específica a ser adotada para aços de armadura passiva é de 7.850 kg/m^3 .

Sempre que não existirem dados de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 GPa , segundo a NBR 6118 (2013), item 8.3.5.

4.5. Estádios de comportamento à flexão

Os esforços numa estrutura são obtidos da análise de um modelo estrutural, onde o comportamento do material é pressuposto (elástico, plástico, linear, não-linear). A dificuldade de se estabelecer um modelo de análise para as peças de concreto armado reside no fato de que o comportamento à flexão apresenta diferentes fases, isto é, a rigidez à flexão EI depende da intensidade das solicitações e da armadura da seção, que em geral são incógnitas do problema.

O comportamento de um trecho de viga, de material homogêneo, isotrópico e elástico-linear, solicitado à flexão pura, ilustrado na Figura 4.3, é idealizado pela Resistência dos Materiais através das seguintes hipóteses:

- a hipótese de Bernoulli, ou da seção plana, que estabelece que a seção transversal permaneça plana e perpendicular ao eixo fletido;
- da lei de Navier, tem-se que a deformação longitudinal específica de uma fibra distante y da linha neutra é dada por:

$$\varepsilon_x = k \times y$$

- da lei de Hooke, para o material elástico-linear com módulo de Young, E , a tensão normal desta fibra é dada por:

$$\sigma_x = E \times \varepsilon_x = E \times y \times k$$

- do equilíbrio das tensões com as forças normais:

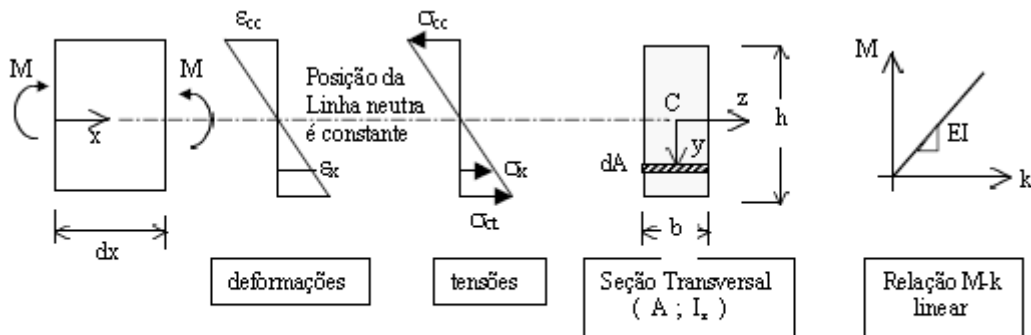
$$N = \int_A \sigma_x dA = \int_A E \times y \times k dA = Ek \times \int_A y dA = 0$$

onde $Ek \neq 0 \rightarrow \int_A y dA = 0$, conclui-se que a linha neutra passa pelo centróide da seção transversal, pois o momento estático da seção em relação ao eixo z é nulo.

- do equilíbrio com o momento fletor M:

$$M = \int_A \sigma_x \times y dA = \int_A E \times y^2 \times k dA = Ek \times \int_A y^2 dA$$

onde $I = I_z = \int_A y^2 dA$ é o momento de inércia da seção em relação ao eixo z centroidal, conclui-se que a relação momento-curvatura é linear: $M = (EI)k$.



$$k = (\varepsilon_{cc} + \varepsilon_{ct}) / h = \text{curvatura}$$

ε_{ct} = alongamento específico máximo
 ε_{cc} = encurtamento específico máximo, em valor absoluto

Figura 4.3 - Trecho de viga, material homogêneo, isotrópico e elástico-linear, solicitada à flexão pura

Para essa hipótese de viga, a posição da linha neutra é definida exclusivamente pela geometria da seção transversal, pois o material não fissurou ainda e o comportamento à tração e à compressão do material é o mesmo. A rigidez à flexão EI é uma constante, dada pelas características geométricas da seção transversal e pelo

módulo de elasticidade do material, sendo seu valor independente da intensidade da solicitação. Portanto, para qualquer valor da solicitação M , a curvatura é diretamente determinada através da relação linear $M-k$: $k = M / (EI)$. A partir da curvatura podem-se determinar as deformações e as tensões.

As vigas em concreto armado têm comportamento não linear. A rigidez EI não é constante, ao contrário, ela depende da intensidade da solicitação e da armadura existente na peça. À medida que a solicitação aumenta são formadas fissuras no concreto tracionado, mudando assim a inércia (inércia fissurada). O diagrama momento-curvatura que se obtém para o carregamento progressivo de um trecho de viga em concreto armado com armadura longitudinal de tração de área A_s constante, tem o aspecto representado na Figura 4.4.

Neste diagrama $M-k$ são observadas 4 fases distintas de comportamento à flexão ao longo do carregamento. Em todas as fases, conhecidas como estádios de comportamento, a hipótese da seção plana permanece válida. Porém, a posição da linha neutra e a distribuição das tensões normais, de tração e compressão variam fase a fase.

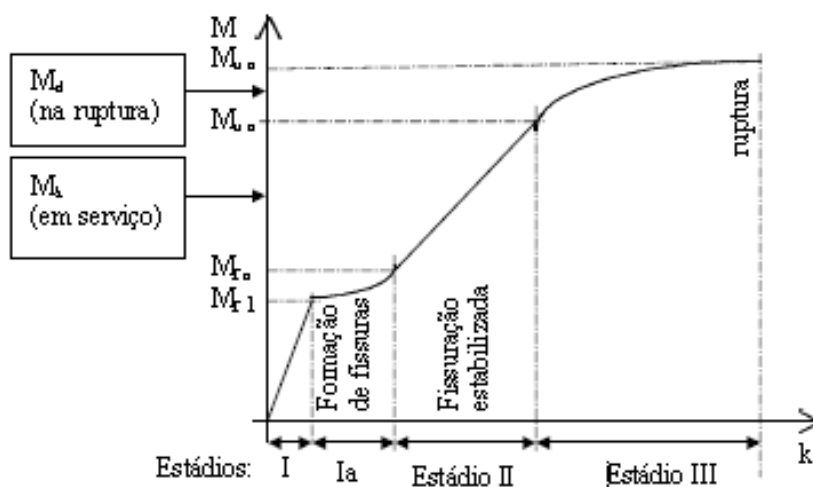


Figura 4.4 - Diagrama $M-k$ na seção transversal da viga de concreto armado

4.5.1. Estádio I

No Estádio I, $M \leq M_{r1}$. Para as pequenas deformações decorrentes da baixa intensidade da solicitação M , o comportamento do concreto e do aço pode ser admitido como elástico-linear, tanto à compressão como à tração, pois se admite que o esforço não ultrapassou a resistência do material na fibra mais alongada. O comportamento no

estádio I é o descrito pela Resistência dos Materiais. Para $M = M_{r1}$, na fibra inferior, a mais alongada, inicia-se a plastificação do concreto à tração.

4.5.2. Estádio Ia

No Estádio Ia, $M_{r1} \leq M \leq M_{rn}$. Esse estágio apresenta relação M-k não linear, com plastificação do concreto à tração. A relação é não-linear pois com o surgimento das fissuras, a inércia não é mais constante. A fissuração na parte tracionada do concreto não representa a ruína da peça, pois se a armadura for dimensionada adequadamente, essa pode substituir o concreto tracionado do ponto de vista estático.

Para $M=M_{rn}$ o panorama de fissuração da viga tende a se estabilizar numa configuração definitiva.

4.5.3. Estádio II

No Estádio II, $M_{rn} \leq M \leq M_{u0}$. Os esforços de tração são absorvidos unicamente pela armadura disposta na zona do concreto tracionado. Assim, é usual se desprezar totalmente a contribuição do concreto à tração. O concreto à compressão continua em regime linear-elástico até que em $M=M_{u0}$, na fibra mais encurtada, inicia-se a plastificação à compressão do concreto.

4.5.4. Estádio III

No Estádio III, $M_{u0} \leq M \leq M_{un}$. A relação M-k é não-linear, com plastificação progressiva do concreto à compressão. Em $M=M_{un}$, atinge-se a situação limite, com ruptura da seção por compressão do concreto. Nesta fase, pode também ocorrer um alongamento excessivo da armadura tracionada, o que é, convencionalmente, considerado como uma situação última da peça fletida.

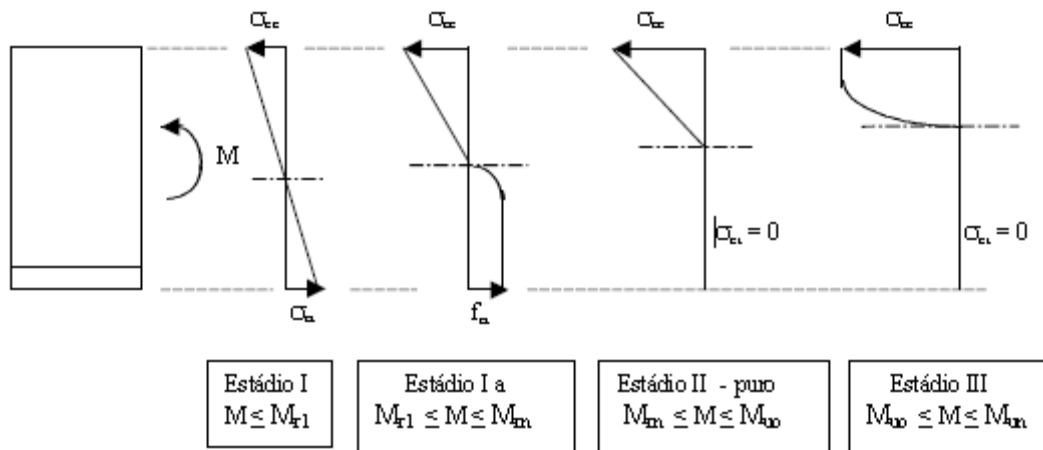


Figura 4.5 - Distribuição das tensões normais no concreto nos diversos estádios

Em geral, o funcionamento das peças de concreto armado para as cargas de serviço se dá no estágio II. Desta forma, nos cálculos envolvendo a verificação dos estados limites de serviço, o funcionamento da seção é suposto sob as hipóteses do estágio II. Para a verificação dos estados limites últimos, considera-se o funcionamento da seção no estágio III, tomando-se os valores de cálculo para as solicitações e para as resistências dos materiais.

4.6. Hipóteses básicas no dimensionamento à flexão no estado limite último

No estudo da capacidade resistente, são considerados os estados limites últimos, para os quais o comportamento da seção à flexão é admitido no estágio III, sob as seguintes hipóteses básicas:

- as seções transversais se mantêm planas após a deformação (hipóteses de Bernoulli e Navier);
- a deformação das barras de aço é admitida como igual à deformação do concreto em seu entorno;
- as tensões de tração no concreto normais à seção transversal são desprezadas;
- as distribuições de tensões no concreto se fazem com o diagrama parábola-retângulo, com tensão de pico igual a $0,85f_{cd}$. Este diagrama pode ser simplificado para um diagrama retangular, conforme Figura 4.6, com profundidade igual a $y = \lambda x$, sendo x a profundidade efetiva da linha neutra e o parâmetro λ pode ser tomado igual a:

$$\lambda = 0,8 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{(f_{ck}-50)}{400} \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

A tensão constante atuante até a profundidade y pode ser tomada igual a $\alpha_c \cdot f_{cd}$ caso a largura da seção diminua a partir da linha neutra em direção à borda mais comprimida ou $0,9 \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}$ caso não diminua, sendo α_c definido como:

$$\alpha_c = 0,85 \quad \text{para concretos de classes até C50;}$$

$$\alpha_c = 0,85 \times \left[1,0 - \frac{(f_{ck}-50)}{200} \right] \text{ para concretos de classes de C50 até C90}$$

- os estados limites últimos são caracterizados quando a distribuição de deformações na seção transversal atingirem uma das configurações definidas nos diversos domínios de dimensionamento à compressão, tração e flexão simples ou composta, normal ou oblíqua, estabelecidos pela NBR 6118 (2013), como mostrado na Figura 4.7.

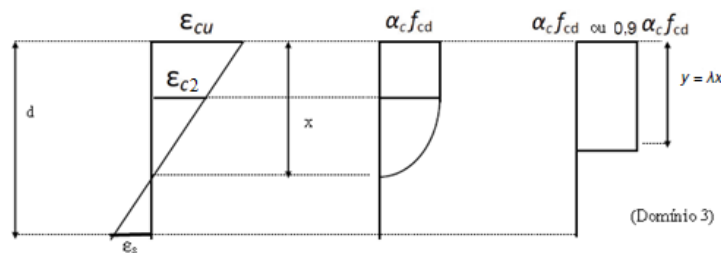


Figura 4.6 - Simplificação do diagrama parábola-retângulo para o concreto.

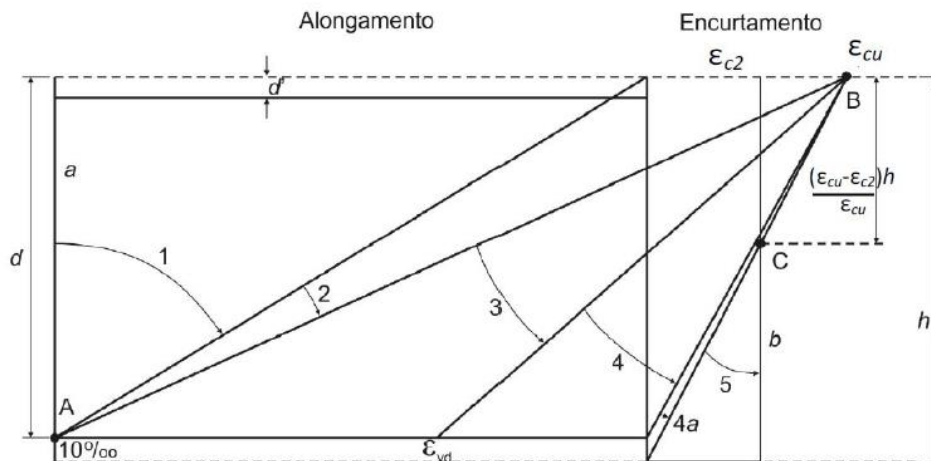


Figura 4.7 - Domínios no estado limite último de uma seção transversal

Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:

- reta a: tração uniforme;
- domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
- domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < \epsilon_{cu}$ e com o máximo alongamento permitido).

Ruptura convencional por encurtamento limite do concreto:

- domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$);
- domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$);
- domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;
- domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;
- reta b: compressão uniforme.

5. DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COMPOSTA RETA

A flexão composta reta acontece quando se submete uma seção a um esforço normal e a um único momento atuante em um eixo coincidente com um eixo central principal de inércia dessa seção. Nos pilares circulares, como todos os eixos são eixos principais centrais de inércia, qualquer que seja a direção de atuação dos momentos, a sua resultante pode ser obtida vetorialmente e então se recai num caso de flexão composta reta. Devido a esse fato, era prática usual projetar pilares circulares ou octogonais (para facilitar a fôrma).

5.1. Domínios de deformações específicas

O dimensionamento, ou verificação, para seções de concreto submetidas à flexão composta reta é feito ao se percorrer todos os domínios de deformações específicas no estado limite último. Durante a transição entre os domínios (tração simples, flexão composta com tração, flexão simples, flexão composta com compressão e compressão simples) a profundidade da linha neutra varia de $-\infty$ a $+\infty$.

- Domínio 1: $-\infty \leq x \leq 0$
- Domínio 2: $0 \leq x \leq 0,259d$
- Domínio 3 e 4: $0,259d \leq x \leq d$
- Domínio 4a: $d \leq x \leq h$
- Domínio 5: $h \leq x \leq +\infty$

Para auxiliar a definição das equações que regem o equilíbrio na seção nos diversos domínios, as Figuras 5.1 e 5.2 mostram as notações a serem utilizadas para definir todas as variáveis e constantes envolvidas.

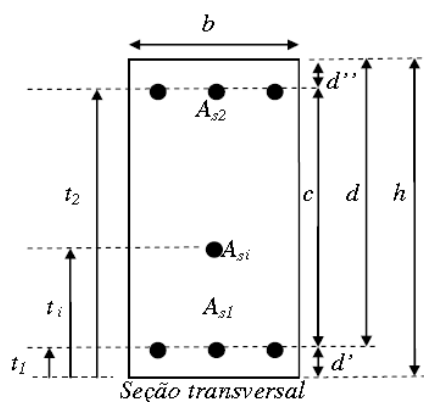


Figura 5.1 - Seção transversal – notações

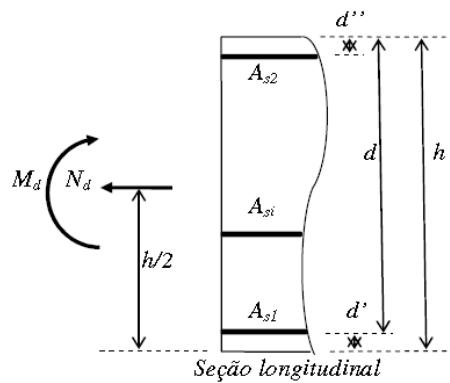


Figura 5.2 - Seção longitudinal – notações

Das Figuras 5.1 e 5.2, tem-se:

- b e h – largura e altura total da seção de concreto;
- A_{s1} e A_{s2} – armaduras, mais próximas, respectivamente, da face inferior e superior da seção;
- d' e d'' – distâncias dos centros de gravidade das armaduras A_{s1} e A_{s2} às faces de concreto mais próximas;
- $d = h - d'$ - altura útil da seção;
- $c = d - d''$ - distância entre centros de gravidade das armaduras A_{s1} e A_{s2} ;
- A_{si} e t_i – armadura genérica e sua respectiva distância à face inferior da seção;
- N_d e M_d – esforço normal de cálculo e momento fletor de cálculo referidos ao centro de gravidade da seção retangular;

São definidas como positivas as forças e tensões normais de tração e os momentos que tracionam as fibras inferiores da seção.

5.1.1. Equações para o Domínio 1

O Domínio 1 corresponde às situações de tração pura (tração simples), reta a, e às situações de tração composta com flexão em que as deformações no concreto são todas positivas. Como a resistência do concreto à tração é desprezada, as tensões no concreto são nulas. Para essas situações, apenas a armadura caso estritamente dimensionada, equilibra o par de esforços solicitantes N_d e M_d . Nessa situação, o estado limite se caracteriza pelo esgotamento da capacidade de deformação específica do aço ($\epsilon_s = 10\%$).

O domínio 1 é definido pelas seguintes condições de deformação específica:

$$\varepsilon_{s1} = 10\text{‰} ; \varepsilon_c = 10\text{‰} \text{ a } 0\text{‰}$$

onde, ε_{s1} e ε_c , são as deformações específicas da seção, respectivamente, aos níveis da armadura mais inferior e da fibra correspondente à face superior do concreto. Como não existe região comprimida de concreto, nesse domínio não faz sentido avaliar a profundidade da linha neutra.

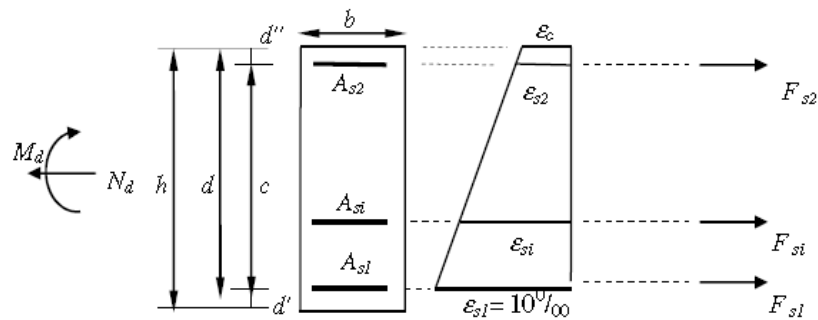


Figura 5.3 – Esquema de deformações no Domínio 1

A Figura 5.4 mostra as relações geométricas para se obter as deformações específicas ao nível da armadura genérica i:

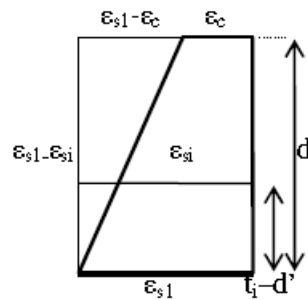


Figura 5.4 – Relações geométricas no Domínio 1

$$\frac{t_1 - d'}{d} = \frac{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{si}}{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_c} \therefore \varepsilon_{si} = \varepsilon_{s1} - \frac{(\varepsilon_{s1} - \varepsilon_c) \times (t_1 - d')}{d}$$

Como no Domínio 1, $\varepsilon_{s1} = 10\text{‰}$, temos:

$$\varepsilon_{si} = 10 - \frac{(10 - \varepsilon_c) \times (t_i - d')}{d}$$

De acordo com o diagrama tensão-deformação dos aços, as tensões nas armaduras serão:

$$\sigma_{si} = \frac{\varepsilon_{si}}{|\varepsilon_{si}|} \times f_{yd}, \text{ se } |\varepsilon_{si}| \geq \varepsilon_{yd}$$

$$\sigma_{si} = \varepsilon_{si} \times E_s, \text{ se } |\varepsilon_{si}| \leq \varepsilon_{yd} \text{ com } E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

A força F_{si} na armadura genérica i é dada por:

$$F_i = A_{si} \times \sigma_{si}$$

O equilíbrio entre forças externas aplicadas e forças internas leva aos esforços externos equilibrantes:

$$N_d = \sum F_i \quad \text{e} \quad M_d = N_d \times \frac{h}{2} - \sum F_i \times t_i$$

5.1.2. Equações para o Domínio 2

O Domínio 2 corresponde a diversas situações de flexão composta com tração, flexão simples e flexão composta com compressão. Nesse domínio existem diversas condições de equilíbrio em que a parte superior da seção está comprimida e as armaduras superiores encontram-se tracionadas ou comprimidas. O estado limite se caracteriza pelo esgotamento da capacidade de deformação específica do aço ($\varepsilon_s = 10\%$). Na Figura 5.5, tem-se o esquema das deformações na seção.

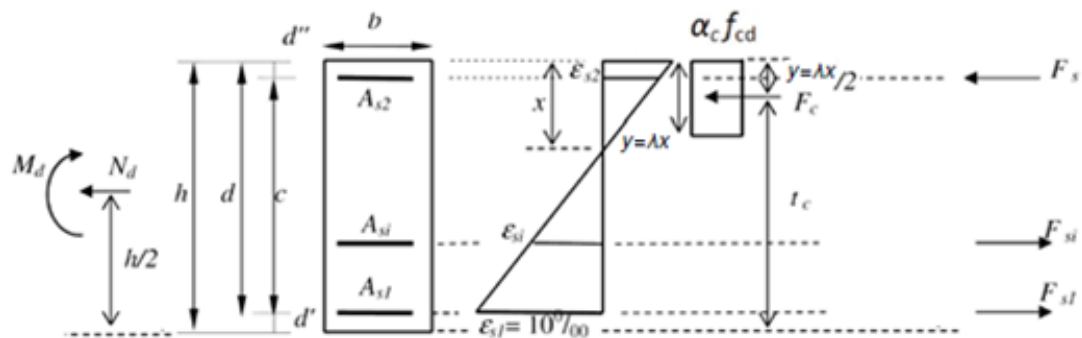


Figura 5.5 – Esquema de deformações no Domínio 2

O Domínio 2 é definido pelas seguintes condições de deformação específica:

$$\varepsilon_{s1} = 10\text{‰} ; \varepsilon_c = 0\text{‰} \text{ a } \varepsilon_{cu}$$

A linha neutra já se encontra dentro da seção e a sua profundidade pode ser obtida através da seguinte relação:

$$x = d \times \frac{-\varepsilon_c}{-\varepsilon_c + \varepsilon_{s1}}$$

Como, no Domínio 2, $\varepsilon_{s1} = 10\text{‰}$:

$$x = d \times \frac{-\varepsilon_c}{-\varepsilon_c + 10}$$

As tensões, e as deformações específicas, nas diversas armaduras genéricas podem ser calculadas para a mesma expressão apresentada para o Domínio 1, observando-se que, neste caso, ε_c tem sinal negativo.

A força de compressão F_c , resultante das tensões de compressão no concreto é determinada com a expressão a seguir, com o sinal negativo para representar a compressão:

$$F_c = -\alpha_c \times f_{cd} \times b \times \lambda \times x$$

Para o equilíbrio de momentos é necessário definir a distância do ponto de aplicação da força F_c à face inferior da seção:

$$t_c = h - \frac{\lambda}{2} \times x$$

O equilíbrio entre forças externas aplicadas e forças internas leva aos esforços externos equilibrantes:

$$N_d = F_c + \sum F_i \quad e \quad M_d = N_d \times \frac{h}{2} - F_c \times t_c - \sum F_i \times t_i$$

5.1.3. Equações para o Domínio 3

O Domínio 3 corresponde a diversas situações de flexão simples e flexão composta com compressão. Nesse Domínio existem diversas condições de equilíbrio em que a parte superior da seção está comprimida e as armaduras encontram-se tracionadas ou comprimidas. O estado limite se caracteriza pelo esgotamento da capacidade de encurtamento do concreto, suposto com sua máxima deformação específica ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$). A deformação específica do aço na armadura mais inferior é, no mínimo, igual à deformação específica no escoamento.

O Domínio 3 é definido pelas seguintes condições de deformação específica:

$$\epsilon_{s1} = 10\% \text{ a } \epsilon_{yd}; \quad \epsilon_c = \epsilon_{cu}$$

O cálculo da profundidade da linha neutra pode ser realizado pelo mesmo procedimento do Domínio 2, sendo que no Domínio 3, deve-se considerar que $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$.

As expressões do Domínio 2 para o cálculo das deformações específicas no nível da armadura genérica i , de tensões e forças nas armaduras, da força de compressão no concreto e de equilíbrio entre forças externas aplicadas e forças internas permanecem válidas.

5.1.4. Equações para os Domínios 4 e 4a

O Domínio 4 corresponde a diversas situações de flexão simples e composta com compressão. É importante ressaltar que a transição entre os domínios 3 e 4 representa a transição entre o campo das peças subarmadas para as peças superarmadas, sendo assim as peças no limite da transição são ditas peças normalmente armadas. A ruptura se dá de maneira frágil, sem aviso (formação de fissuras), pelo esmagamento do concreto e o aço não está trabalhando com a tensão de escoamento. Por esta razão, a NBR 6118 não permite a utilização do domínio 4 na flexão simples. Nesse Domínio existem diversas condições de equilíbrio em que a parte superior da seção está

comprimida e as armaduras encontram-se tracionadas ou comprimidas. O estado limite se caracteriza pelo esgotamento da capacidade de encurtamento do concreto, suposto com sua máxima deformação específica ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$). A deformação específica no aço na armadura mais inferior é inferior à de escoamento. O Domínio 4 é definido pelas seguintes condições de deformação específica:

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_{yd} \text{ a } 0\% ; \epsilon_c = \epsilon_{cu}$$

As expressões do Domínio 2 para o cálculo das deformações específicas no nível da armadura genérica i , de tensões e forças nas armaduras, da força de compressão no concreto e de equilíbrio entre forças externas aplicadas e forças internas permanecem válidas.

O domínio 4a corresponde a uma transição matemática entre os Domínios 4 e 5. O concreto está comprimido, e a armadura inferior passa de um estado de tração para um estado de compressão. A mudança da altura efetiva da seção de d para h provoca uma pequena compressão na armadura inferior. Este caso pode ser tratado, conservadoramente, com as expressões do Domínio 4.

5.1.5. Equações para o Domínio 5

O Domínio 5 corresponde a diversas situações de flexão composta com compressão e de compressão simples. Nesse Domínio existem diversas condições de equilíbrio em que a seção está totalmente comprimida, estando as armaduras também comprimidas. O Domínio 5 é definido pelas seguintes condições de deformação específica:

$$\epsilon_c = \epsilon_{cu} \text{ a } \epsilon_{c2} \text{ e } \epsilon_{c,inf} = \frac{-14 - 4 \times \epsilon_c}{3}$$

Portanto:

$$\epsilon_{c,inf} = 0\% \text{ a } \epsilon_{c2}$$

sendo $\epsilon_{c,inf}$ a deformação específica na face inferior do concreto, devendo ser consideradas ambas as deformações com seus respectivos valores negativos. Na Figura 5.6, tem-se o esquema de deformações na seção.

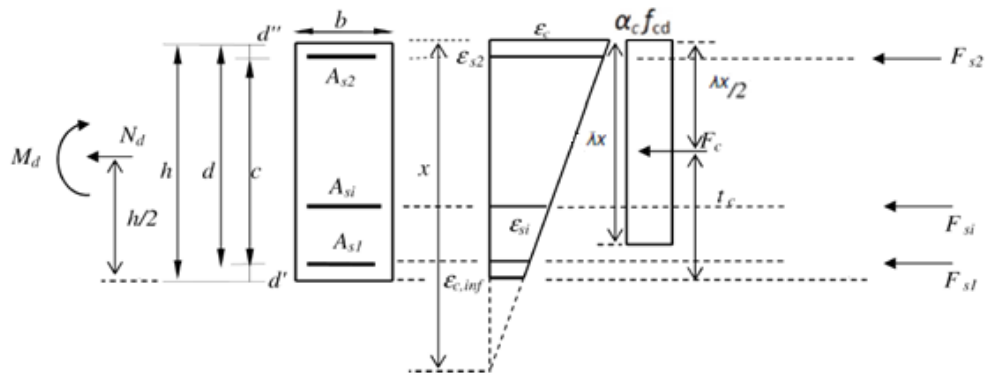


Figura 5.6 – Esquema de deformações no Domínio 5

A Figura 5.7 mostra as relações geométricas para se obter as deformações específicas ao nível da armadura genérica *i*.

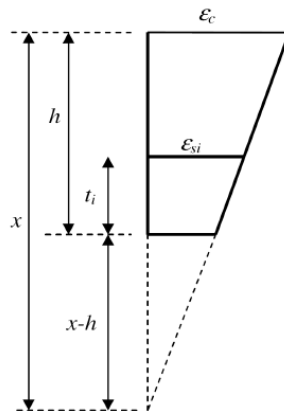


Figura 5.7 – Relações geométricas no Domínio 5

As deformações específicas no nível da armadura genérica *i* são obtidas, por relações geométricas, com o auxílio da figura acima:

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{si}} = \frac{x}{t_i + x - h} \quad \therefore \quad \varepsilon_{si} = \varepsilon_c \times \left(\frac{t_i + x - h}{x} \right)$$

As expressões do Domínio 2 para o cálculo de tensões e forças nas armaduras, da força de compressão no concreto e de equilíbrio entre forças externas aplicadas e forças internas permanecem válidas.

6. ESTRUTURA ANALISADA

6.1. Características da edificação

O edifício em análise é um prédio comercial localizado no Centro do Rio de Janeiro. Tem 18 pavimentos e pé direito de 3m totalizando 54m de altura e as dimensões em planta são mostradas na Figura 6.1, caracterizada pela planta de arquitetura que deu origem à planta de fôrmas do pavimento tipo na Figura 6.2.

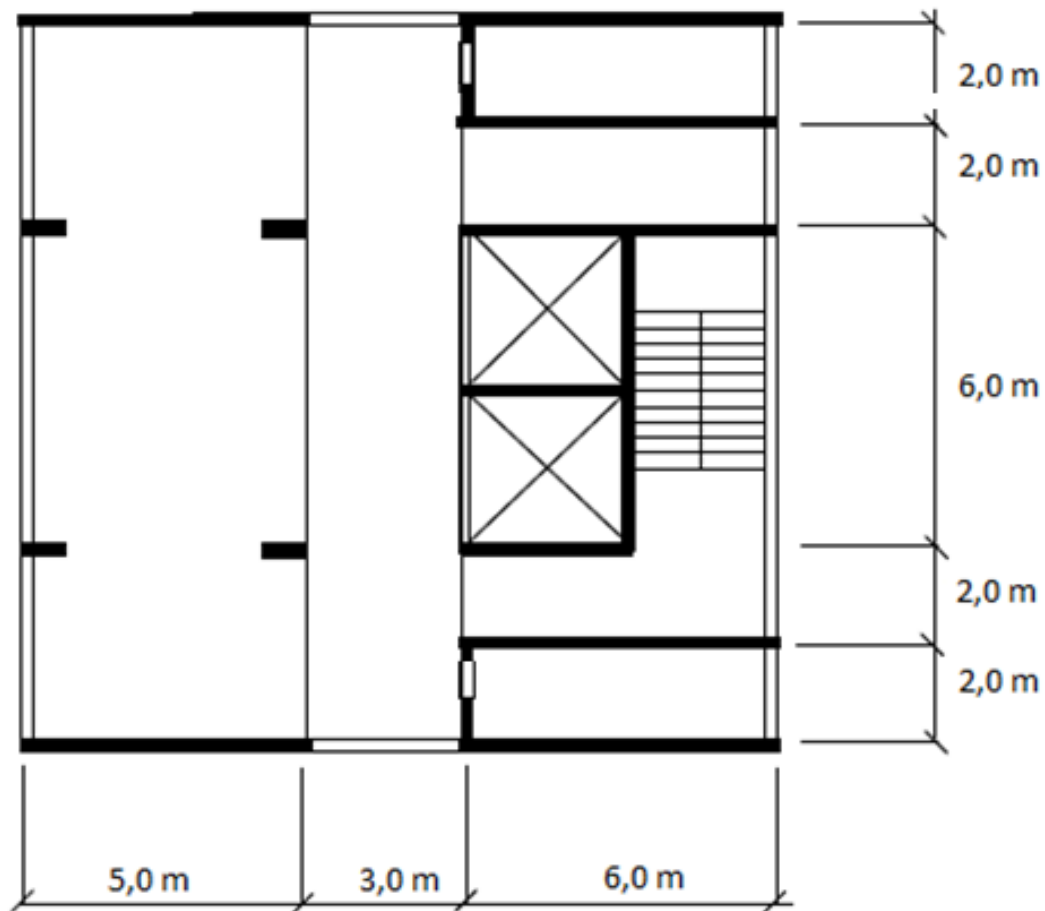


Figura 6.1 – Planta de arquitetura do pavimento tipo

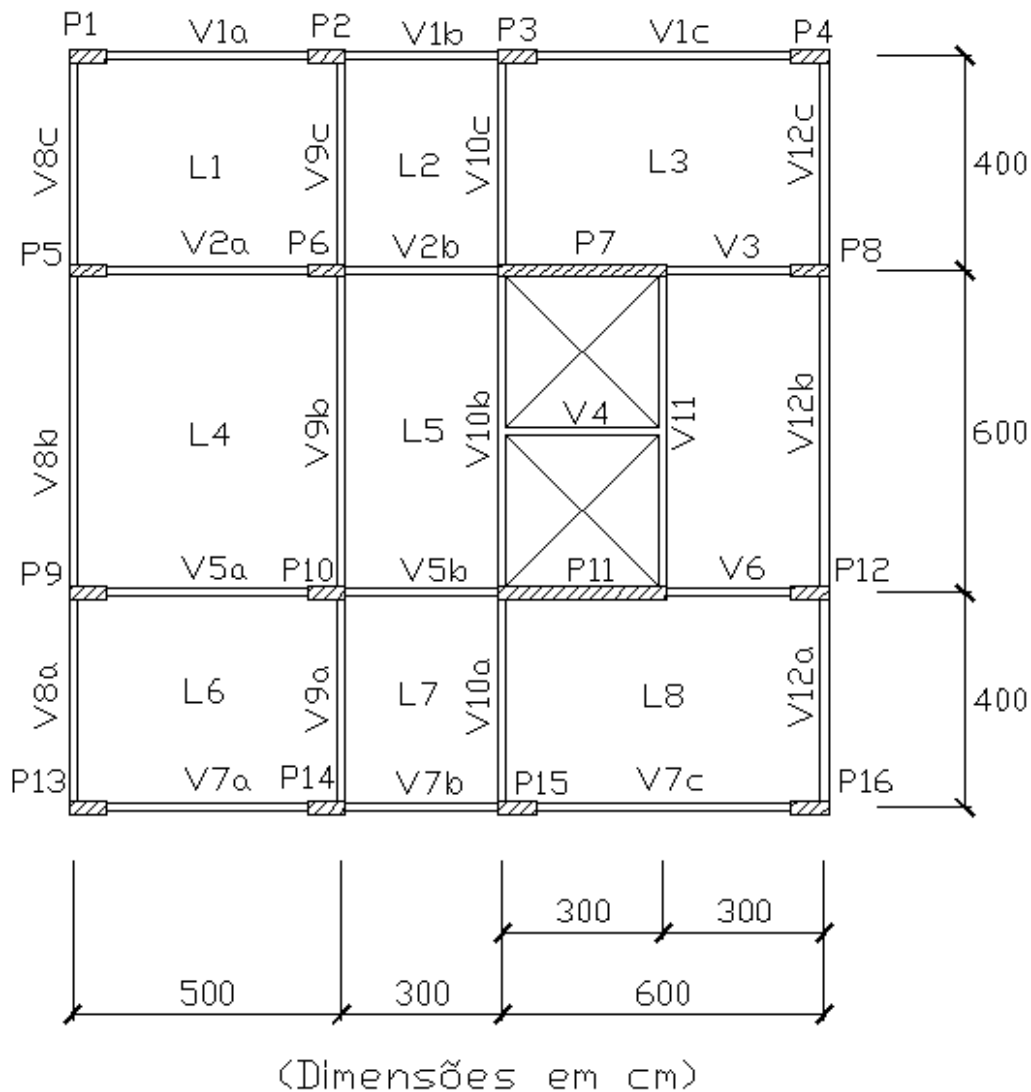


Figura 6.2 – Planta de fôrmas do pavimento tipo (sem escala)

6.2. Pré-dimensionamento da estrutura

O pré-dimensionamento consiste em estimar as dimensões iniciais da estrutura antes mesmo dos cálculos dos esforços e das armaduras. Isto deve ser feito para os elementos estruturais mais solicitados a partir de um levantamento preliminar das cargas. As dimensões das lajes, vigas, pilares e fundações são inicialmente estimadas em função dos vãos e dos esforços solicitantes, calculados de uma maneira aproximada. Os valores obtidos neste pré-dimensionamento serão muito úteis para que o engenheiro possa avaliar se o lançamento da estrutura está satisfatório.

6.2.1. Carregamentos atuantes

$\gamma_{\text{concreto}} = 25 \text{ kN/m}^3 \rightarrow$ peso específico do concreto armado

$\gamma_{\text{tijolo}} = 13 \text{ kN/m}^3 \rightarrow$ peso específico do tijolo para as paredes

$\gamma_{\text{rev,par}} = 19 \text{ kN/m}^3 \rightarrow$ peso específico do revestimento para as paredes

6.2.1.1. Cargas permanentes

C1 – Peso próprio da estrutura

$$PP_{\text{lajes}} = h_{\text{laje}} \times \gamma_{\text{concreto}} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$PP_{\text{vigas}} = A_{\text{seção,viga}} \times \gamma_{\text{concreto}} \text{ (kN/m)}$$

$$PP_{\text{pilares}} = A_{\text{seção,pilar}} \times \text{pé direito} \times \gamma_{\text{concreto}} \text{ (kN)} ; \text{ por pavimento}$$

C2 – Paredes

Para uma parede de tijolos furados, de 15 cm de espessura, considerando-se que um total de 5 cm corresponde ao revestimento, temos que a carga linear será de:

$$q_{\text{par,L}} = \text{pé direito} \times (\text{espessura}_{\text{par}} \times \gamma_{\text{tijolo}} + \text{espessura}_{\text{rev}} \times \gamma_{\text{rev,par}}) \text{ (kN/m)}$$

$$q_{\text{par,L}} = 3,0 \times (0,10 \times 13 + 0,05 \times 19) = 6,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (carga distribuída linearmente)}$$

Para fins de pré-dimensionamento, a carga das paredes pode ser considerada distribuída por área de acordo com a NBR 6120 como:

$$q_{\text{par,A}} = 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

C3 – Revestimento

De acordo com a norma NBR 6120, essa carga pode ser considerada como:

$$q_{\text{rev}} = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

C4 - Imperfeições geométricas globais

6.2.1.2. Cargas variáveis

C5 – Sobrecarga

De acordo com a norma NBR 6120, essa carga pode ser considerada como:

$$q_{\text{sob}} = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

C6 – Ação do vento

De acordo com a NBR 6123.

6.2.2. Pré-dimensionamento das lajes

A espessura h pode ser estimada em:

$$h \cong \frac{L}{40} \geq 8\text{cm}, \quad \text{sendo } L \text{ (cm) o menor vão da laje}$$

A laje selecionada para o pré-dimensionamento das demais é a maior laje, ou seja, a laje L4 e a menor dimensão de seu vão é de $L = 500$ cm, logo:

$$h \cong \frac{500}{40} = 12,5 \text{ cm}$$

Como este valor é calculado sempre com folga, para todas as lajes foi adotada a seguinte espessura:

$$h_{\text{lajes}} = 12 \text{ cm}$$

Carregamento nas lajes:

$$\begin{aligned} q_{\text{lajes}} &= PP_{\text{lajes}} + q_{\text{sob}} + q_{\text{par,A}} + q_{\text{rev}} \\ q_{\text{lajes}} &= (0,12 \times 25) + 2,0 + 1,0 + 0,5 = 6,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

6.2.3. Pré-dimensionamento das vigas

O pré-dimensionamento das vigas é feito para os vãos mais críticos das vigas mais solicitadas do piso. Nem sempre os vãos maiores são os mais solicitados. De uma maneira geral, é preciso levar em consideração o tamanho dos vãos e os carregamentos atuantes sobre eles.

A altura h da viga contínua pode ser estimada em função do vão l da viga:

$$h \approx \frac{l}{12 \text{ a } 15} \geq 30\text{cm}$$

Em geral, adota-se uma altura constante ao longo de toda a viga para facilitar a execução. No caso de uma viga apoiada em outra viga (apoio indireto), recomenda-se que a altura da viga apoiada seja menor do que a altura da viga de apoio.

Adotando $b = 15$ cm a altura será estimada considerando $l = 600$ cm (maior distância entre pilares).

$$h \cong \frac{l}{15} = \frac{600}{15} \cong 40\text{cm}$$

Logo, com a finalidade de otimizar os cálculos, todas as vigas serão dimensionadas com mesma seção transversal adotando as dimensões de 15x40 cm.

Carregamento nas vigas:

$$PP_{\text{vigas}} = (A_{\text{seção,viga}} \times \gamma_{\text{concreto}})$$
$$PP_{\text{vigas}} = (0,15 \times 0,40) \times 25 = 1,5 \text{ kN/m}$$

6.2.4. Pré-dimensionamento dos pilares

As cargas verticais nos pilares em cada pavimento podem ser estimadas por áreas de influência, obtidas por linhas entre os vãos vizinhos do pilar considerado.

As cargas verticais nos pilares, no nível da fundação, são dadas pelo somatório das cargas N_i de cada pavimento, sendo que o peso próprio pode ser estimado em 5% desta carga total :

$$N_{TOTAL} = 1,05 \sum N_i$$

Quando a disposição dos pilares for muito irregular ou algumas vigas estiverem apoiadas em outras vigas esse método pode produzir valores distorcidos. Nesse caso, a estimativa da carga no pilar pode ser feita pelas reações das vigas, consideradas como simplesmente apoiadas.

Para concretos com f_{ck} usual pode-se então estimar a área de concreto na base dos pilares como:

$$A_c \cong \frac{N}{10.000 \text{ a } 12.000}$$

Sendo:

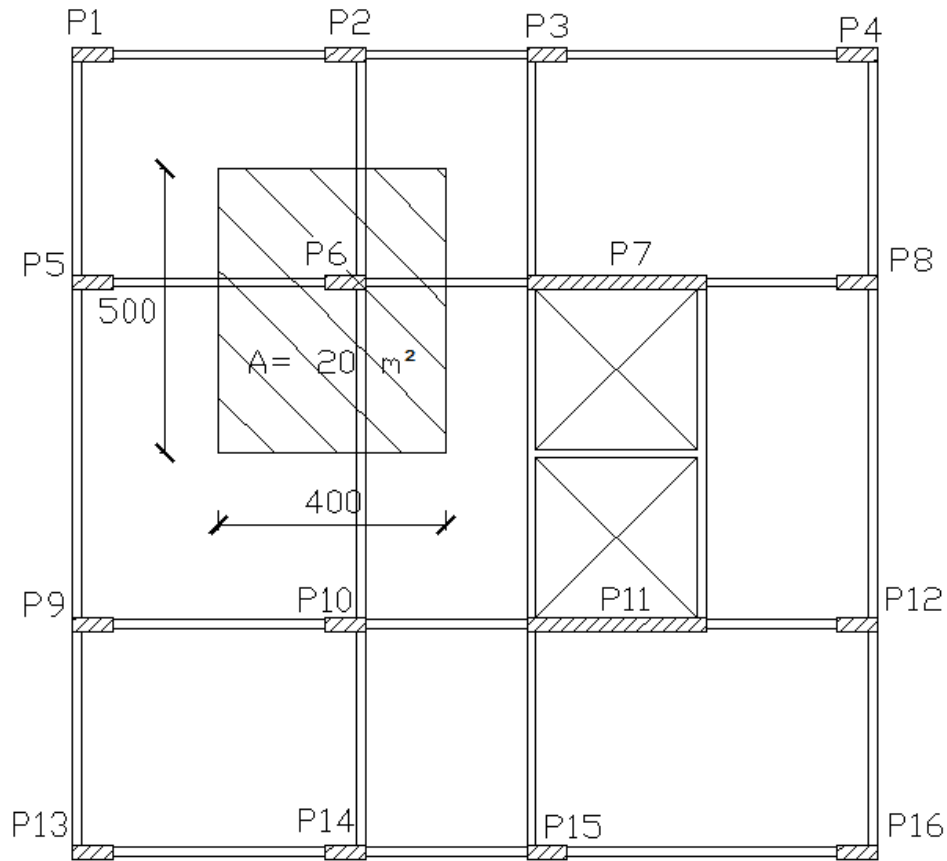
N em kN ; A_c em m^2

Com a área de concreto calculada, obtemos as dimensões da seção transversal.

Se o pilar for retangular, as dimensões devem ser as seguintes:

$$a \geq 20\text{cm} \quad ; \quad b \geq a$$

Levando em consideração a área de influência, foram escolhidos os pilares P6 = P10, pois são os de maior área de influência e conseqüentemente os mais carregados.



(Dimensões em cm)

Figura 6.3 – Área de influência do pilar mais carregado (sem escala)

Área de influência do P6:

$$A_{\text{influência}} = 4,0 \times 5,0 = 20,0 \text{ m}^2$$

Carga do pilar no pavimento N_i :

$$N_i = q_{\text{lajes}} \times A_{\text{influência}} = 6,5 \times 20,0 = 130,0 \text{ kN}$$

Carga vertical no pilar P6:

$$N_V = 1,05 \times \sum N_i = 1,05 \times 18 \times 130,0 = 2457,0 \text{ kN}$$

Área de concreto estimada para o P6:

$$A_c = N_{\text{total}}/12.000 = 2457,0/12.000 = 0,20475 \text{ m}^2 = 2.047,5 \text{ cm}^2$$

Adotaremos para todos os pilares as mesmas dimensões, logo todos eles terão seção transversal de 30 cm x 70 cm ($A_c=2.100 \text{ cm}^2$).

6.2.5. Imperfeições Geométricas Globais

Não são consideradas por conduzirem a esforços globais muito inferiores aos do vento (NBR 6118, item 11.3.3.4.1).

6.2.6. Ação do vento na estrutura

Considerando que a edificação situa-se no Centro do Rio de Janeiro, a ação do vento sobre a estrutura pode ser determinada de acordo com a NBR 6123 adotando-se as seguintes premissas:

a) a velocidade básica do vento, V_o , adequada ao local onde a estrutura será construída, é determinada de acordo com o disposto no item 5.1 da NBR 6123;

b) a velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 para ser obtida a velocidade característica do vento, V_k , para a parte da edificação em consideração, de acordo com os itens 5.2 a 5.5 da NBR 6123:

$$V_K = V_o \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (\text{m/s})$$

c) a velocidade característica do vento permite determinar a pressão dinâmica pela expressão:

$$q = 0,613 \times V_K^2 \quad (\text{N/m}^2)$$

Sendo:

V_o → Velocidade básica do vento: velocidade de uma rajada de 3 s, excedida na média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano;

S_1 → Fator topográfico;

S_2 → Fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno;

S_3 → Fator baseado em conceitos probabilísticos.

$$V_0 = 35 \text{ m/s (Rio de Janeiro)}$$

$$S_1 = 1,0 \text{ (para terrenos planos ou fracamente acidentados)}$$

O valor de S_3 pode ser obtido na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Fator S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

$$S_3 = 1,0 \text{ (para edificações comerciais)}$$

Os valores de S_2 podem ser obtidos na Tabela 6.2 referente à tabela 2 da NBR 6123 (1988), em função da rugosidade do terreno (categoria) e dimensões da edificação (classe), para este projeto foram adotados as seguintes categoria e classe:

Categoria V – Terrenos cobertos com obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados (centro de grandes cidades);

Classe C – Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50m.

Como o valor de S_2 depende da altura da edificação, a estrutura será dividida em três partes iguais e os valores de S_2 serão calculados para 18m, 36m e 54m, a partir da interpolação dos valores da Tabela 6.2.

Tabela 6.2 - Fator S_2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Interpolando os valores da tabela, temos:

$$h = 18\text{m} \rightarrow S_2 = 0,744$$

$$h = 36\text{m} \rightarrow S_2 = 0,844$$

$$h = 54\text{m} \rightarrow S_2 = 0,902$$

Como a força do vento depende da diferença de pressão nas faces opostas da parte da edificação em estudo, os coeficientes de pressão são dados para superfícies externas e superfícies internas. Para os fins desta Norma, entende-se por pressão efetiva, Δp , em um ponto da superfície de uma edificação, o valor definido por:

$$\Delta p = \Delta p_e - \Delta p_i$$

Onde:

Δp_e = pressão efetiva externa

Δp_i = pressão efetiva interna

Portanto:

$$p = (C_{pe} - C_{pi}) \times q$$

Onde:

C_{pe} = coeficiente de pressão externa: $C_{pe} = \Delta p_e / q$

C_{pi} = coeficiente de pressão interna: $C_{pi} = \Delta p_i / q$


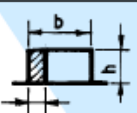
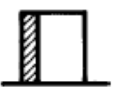
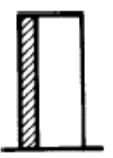
Valores positivos dos coeficientes de pressão externa ou interna correspondem a sobre pressões, e valores negativos correspondem a sucções.

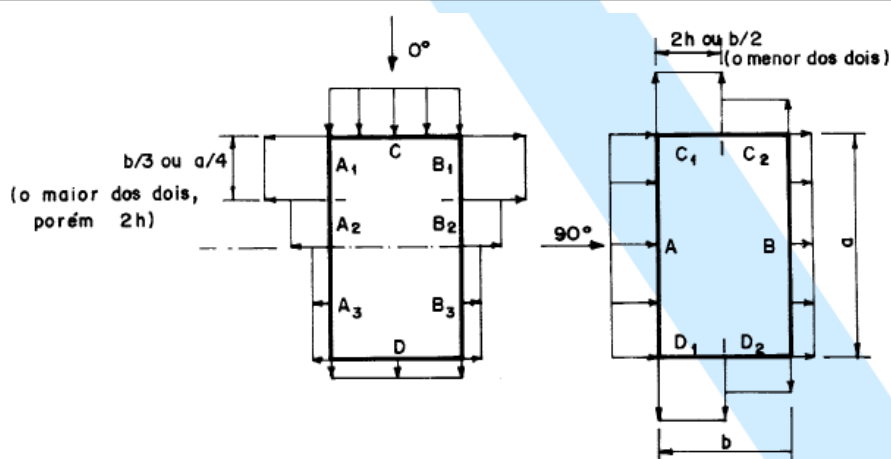
Um valor positivo para Δp indica uma pressão efetiva com o sentido de uma sobre pressão externa, e um valor negativo para Δp indica uma pressão efetiva com o sentido de uma sucção externa.

6.2.6.1. Coeficientes de pressão externa

Os coeficientes de pressão externa podem ser obtidos a partir da Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular

Altura relativa		Valores de C_e para								C_{pe} médio 
		$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
		A_1 e B_1	A_2 e B_2	C	D	A	B	C_1 e D_1	C_2 e D_2	
	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
0,2 b ou h (o menor dos dois) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0
	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1
	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2



Sendo:

$h \rightarrow$ Altura da edificação;

$a \rightarrow$ Lado maior: a maior dimensão horizontal da edificação; Dimensão entre apoios de uma peça estrutural;

$b \rightarrow$ Lado menor: a menor dimensão horizontal da edificação; Dimensão de uma peça estrutural segundo a direção do vento;

$\alpha \rightarrow$ Ângulo de incidência do vento, medido entre a direção do vento e o lado maior da edificação.

Os parâmetros para obtenção dos coeficientes de pressão externa são então calculados conforme mostrado a seguir:

$$h/b = 54/14 = 3,886$$

$$a/b = 14/14 = 1,0$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Pela Tabela 6.3, obtemos os seguintes valores segundo esses parâmetros:

$$c_{peA} = +0,8 \qquad c_{peB} = -0,6$$

$$c_{peC1} = -1,0 \qquad c_{peC2} = -0,6$$

6.2.6.2. Coeficientes de pressão interna

Será considerado que a edificação possui duas faces permeáveis e duas impermeáveis com o vento perpendicular a uma face permeável. Neste caso, segundo a norma NBR 6123, temos o seguinte valor para o coeficiente de pressão interna:

$$C_{pi} = +0,2$$

6.2.6.3. Pressões efetivas atuantes

Barlavento \rightarrow Região de onde sopra o vento, em relação à edificação.

Sotavento \rightarrow Região oposta àquela de onde sopra o vento, em relação à edificação.

A pressão efetiva será então calculada para o lado A (barlavento) e B (sotavento) da edificação:

$$\Delta p_A = (c_{peA} - c_{pi}) \times q = (0,8 - 0,2) \times q$$

$$\Delta p_A = 0,6 \times q$$

$$\Delta p_B = (c_{peB} - c_{pi}) \times q = (-0,6 - 0,2) \times q$$

$$\Delta p_B = -0,8 \times q$$

As pressões efetivas podem ser distribuídas por área através de uma parede fictícia na edificação conforme mostra a Figura 6.4.

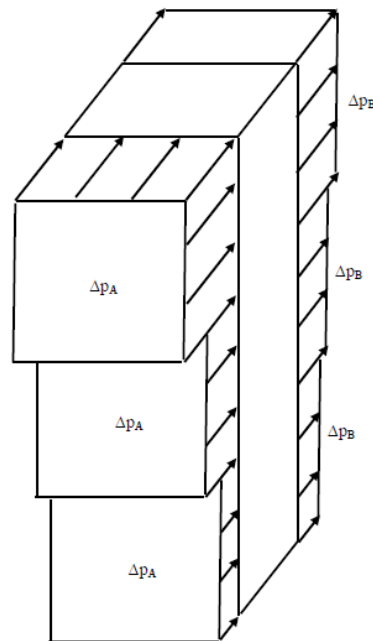


Figura 6.4 – Pressões efetivas distribuídas em três partes ao longo da altura da edificação em paredes fictícias

Tabela 6.4: Pressões efetivas para os lados A e B

z (m)	S₂	V_k (m/s)	q (N/m²)	Δp_A (N/m²)	Δp_B (N/m²)
18	0,744	26,04	415,7	249,4	-332,5
36	0,844	29,54	534,9	320,9	-427,9
54	0,902	31,57	611,0	366,6	-488,8

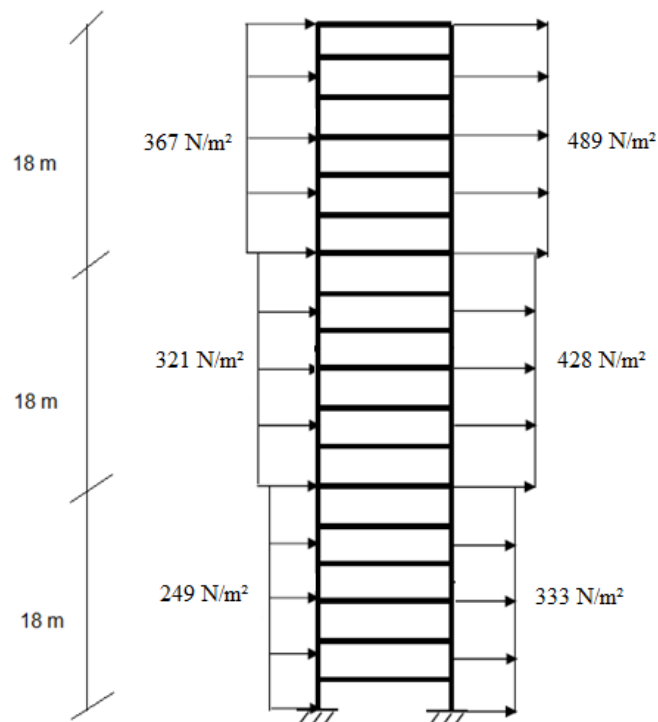


Figura 6.5 - Distribuição das pressões efetivas nas paredes fictícias

6.2.6.4. Carregamento linear nos pavimentos

As pressões efetivas podem ser transformadas também em cargas lineares aplicadas em cada pavimento. Elas são calculadas como a seguir e dispostas conforme Figura 6.6.

18° pavimento:

$$S_{A1} = 1,5 \times 367 = 550,5 \text{ N/m}$$

$$S_{B1} = 1,5 \times 489 = 733,5 \text{ N/m}$$

13° ao 17° pavimento:

$$S_{A2} = 3,0 \times 367 = 1101 \text{ N/m}$$

$$S_{B2} = 3,0 \times 489 = 1467 \text{ N/m}$$

12° pavimento:

$$S_{A3} = 1,5 \times (367 + 321) = 1032 \text{ N/m}$$

$$S_{B3} = 1,5 \times (489 + 428) = 1375,5 \text{ N/m}$$

7° ao 11° pavimento:

$$S_{A4} = 3,0 \times 321 = 963 \text{ N/m}$$

$$S_{B4} = 3,0 \times 428 = 1284 \text{ N/m}$$

6° pavimento:

$$S_{A5} = 1,5 \times (321 + 249) = 855 \text{ N/m}$$

$$S_{B5} = 1,5 \times (428 + 333) = 1141,5 \text{ N/m}$$

1° ao 5° pavimento:

$$S_{A6} = 3,0 \times 249 = 747 \text{ N/m}$$

$$S_{B6} = 3,0 \times 333 = 999 \text{ N/m}$$

térreo:

$$S_{A7} = 1,5 \times 249 = 373,5 \text{ N/m}$$

$$S_{B7} = 1,5 \times 333 = 499,5 \text{ N/m}$$

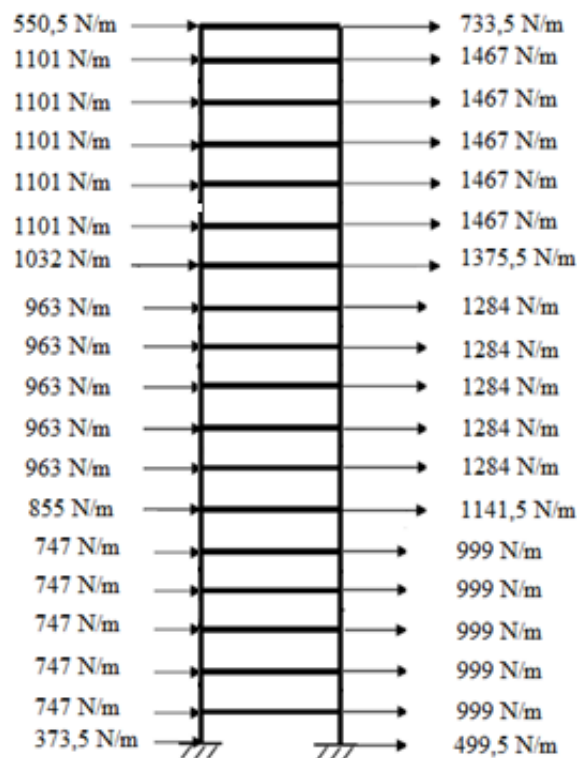


Figura 6.6 – Distribuição das pressões efetivas linearmente por pavimento

6.2.6.5. Combinação das ações:

Para a modelagem computacional foi utilizada a seguinte combinação de ações:

$$COMB = pp + paredes + revest. + vento + sobrecarga$$

6.3. Modelagem da Estrutura Tridimensional

Foi feito um modelo tridimensional da estrutura onde o pavimento tipo foi modelado por elementos finitos no programa SAP2000 da seguinte maneira: para as lajes e pilares parede foram utilizados elementos de área de 50 cm x 50 cm e para as vigas e demais pilares elementos lineares. As Figuras 6.7 e 6.8 mostram a modelagem em planta e 3D, respectivamente, extraídas do programa SAP2000.

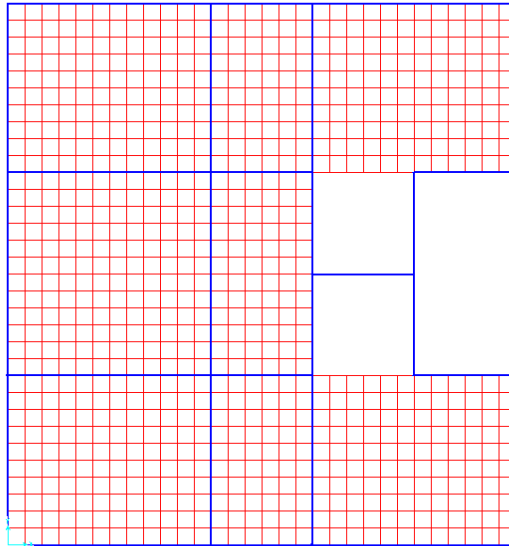


Figura 6.7 – Pavimento tipo da estrutura modelado em elementos finitos

Os elementos azuis representam os elementos estruturais lineares, como vigas e pilares, exceto pelos pilares parede que foram considerados elementos de área, sendo então representados pelos elementos vermelhos que também representam as lajes.

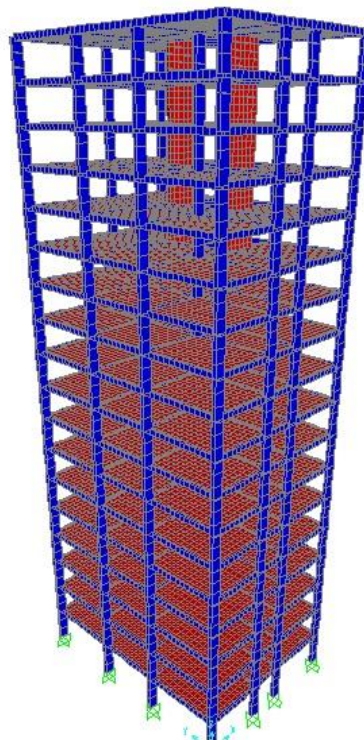


Figura 6.8 – Imagem 3D da estrutura modelada no programa SAP2000

6.4. Dimensionamento com concreto C40

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$E_{cs} = 31876 \text{ MPa}$$

6.4.1. Resultados da Análise

Será apresentada a configuração deformada da estrutura e será feita a verificação quanto à flecha máxima. A deformada pode ser observada na Figura 6.9 e deve-se observar o deslocamento U1 que no programa SAP2000 corresponde a um deslocamento na direção X global, que é a de interesse nessa análise.

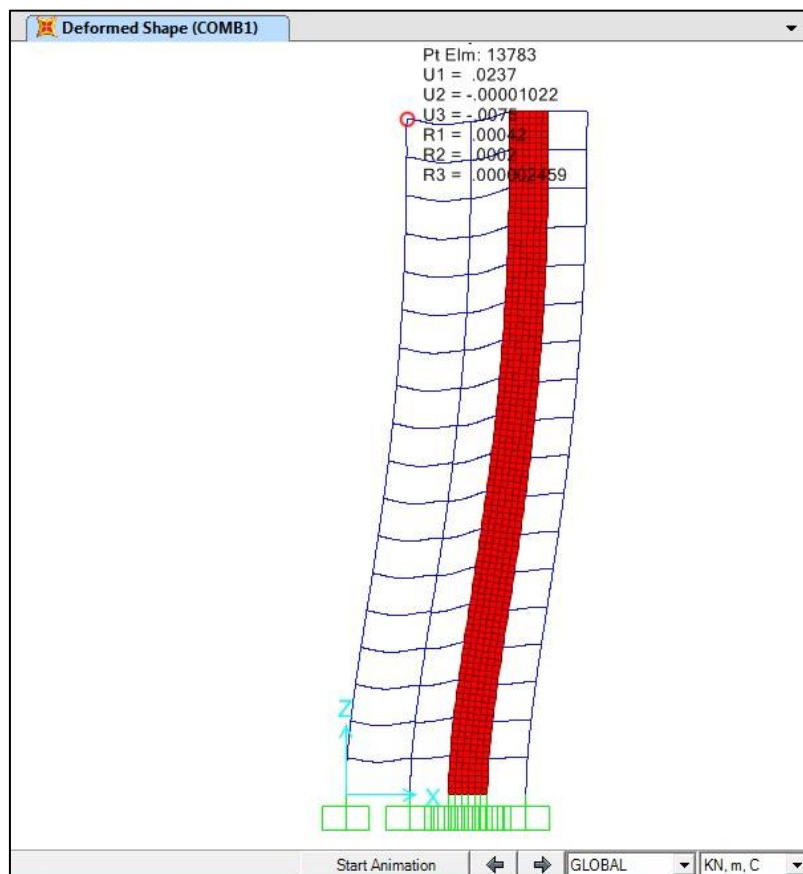


Figura 6.9 – Imagem da deformada da estrutura extraída do programa

Analisando a estrutura pelo programa SAP2000, foram obtidos os seguintes resultados:

Deslocamento horizontal máximo para a combinação de carregamentos no ELS:

$$f_H = 0,0237 \text{ m}$$

Considerando-se o fator $\psi_1=0,3$ de acordo com a tabela 13.3 da NBR 6118, aplicável à verificação no ELS:

$$f_H = 0,3 \times 0,0237 = 0,0071 \text{ m}$$

Verificação de deslocamento máximo lateral da estrutura:

$$f_{lim} = \frac{H}{1.700} = \frac{54}{1.700} = 0,032 \text{ m}$$

$$f_H = 0,0071 \text{ m} < f_{lim} = 0,032 \text{ m} \quad \text{ok!}$$

6.4.1.1. Estabilidade Global

De acordo com o item 15.5.2 da NBR 6118, a verificação da estabilidade global pode ser feita considerando o parâmetro de instabilidade:

$$\alpha = H_{tot} \times \sqrt{\frac{N_k}{E_c I_c}}$$

Carga das lajes:

$$N_{lajes} = q_{lajes} \times A_{pav} = 6,5 \text{ kN/m}^2 \times [(14 \times 14) - (3 \times 6)] \text{ m}^2 = 1157,0 \text{ kN}$$

Carga das vigas:

$$N_{vigas} = PP_{viga} \times \sum l_{vigas}$$

$$N_{vigas} = 1,5 \times [(6 \times 14) + (2 \times 8) + (3 \times 3) + 6] = 172,5 \text{ kN}$$

Carga dos pilares:

$$N_{pilares} = \sum PP_{pilares} = 14 \times (0,3 \times 0,7 \times 3,0 \times 25) = 220,5 \text{ kN}$$

Carga dos pilares parede:

$$N_{pilares\ parede} = \sum PP_{pilar\ parede} = 2 \times (0,25 \times 3,15 \times 3,0 \times 25) = 118,125 \text{ kN}$$

Carga total por pavimento:

$$N_{\text{pav}} = N_{\text{lajes}} + N_{\text{vigas}} + N_{\text{pilares}} + N_{\text{pilares parede}}$$
$$N_{\text{pav}} = 1157,0 + 172,5 + 220,5 + 118,125 = 1668,125 \text{ kN}$$

Carga total da edificação:

$$N_{\text{tot}} = n^{\circ} \text{ de andares} \times N_{\text{pav}}$$
$$N_{\text{tot}} = 18 \times 1668,125 = 30026,25 \text{ kN}$$

Supondo uma carga horizontal média $q_{\text{méd}}$ constante:

$$q_{\text{méd}} = \frac{0,367 + 0,321 + 0,249 + 0,489 + 0,428 + 0,333}{3} \times 14$$

$$q_{\text{méd}} = 10,206 \text{ kN/m}$$

Temos que:

$$\delta = \frac{q \times H^4}{8E_c I_c}$$

Sendo δ o deslocamento encontrado. Logo:

$$E_c I_c = \frac{q \times H^4}{8\delta} = \frac{10,206 \times 54^4}{8 \times 0,0237} = 457712 \times 10^3 \text{ kN.m}^2$$

Com isso temos que o parâmetro de instabilidade é igual a:

$$\alpha = 54 \times \sqrt{\frac{30026,25}{457712 \times 10^3}} = 0,437$$

$$\alpha = 0,437 < \alpha_1 = 0,5 \text{ ok!}$$

Dispensada a consideração dos esforços globais de 2ª ordem. O caso do concreto C60 é menos crítico.

6.4.2. Dimensionamento do pilar P1

Para o dimensionamento do pilar P1, foram extraídos do programa SAP2000 os diagramas dos esforços normais, cortantes e momentos fletores nas direções globais X e Y respectivamente que podem ser vistos nas Figuras 6.10 a 6.13.

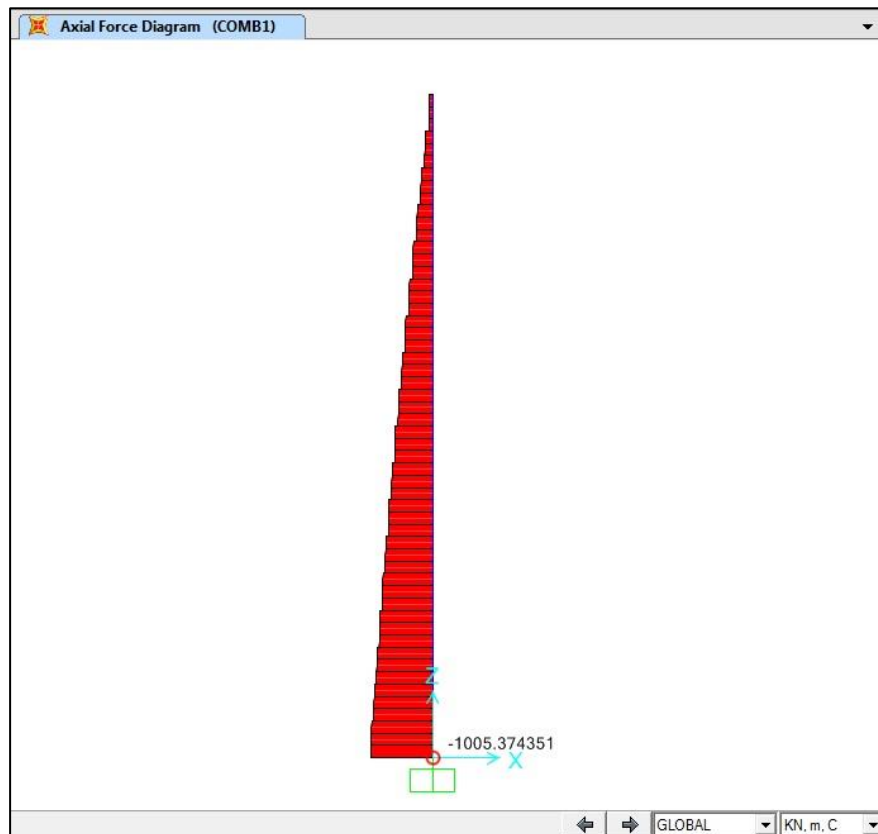


Figura 6.10 – Diagrama de esforço normal do pilar P1

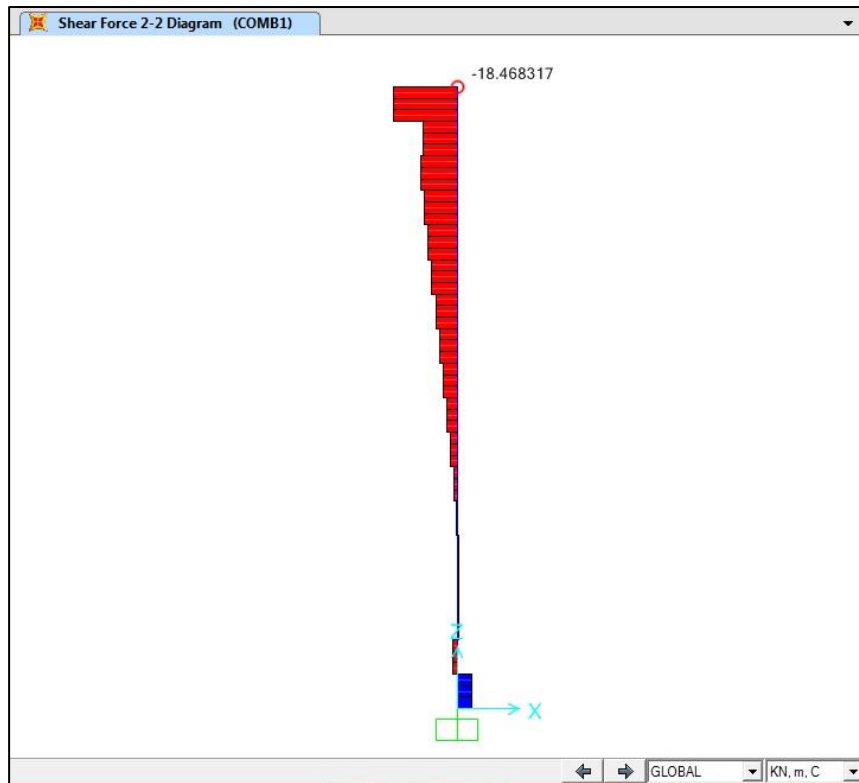


Figura 6.11 – Diagrama de esforços cortantes do pilar P1

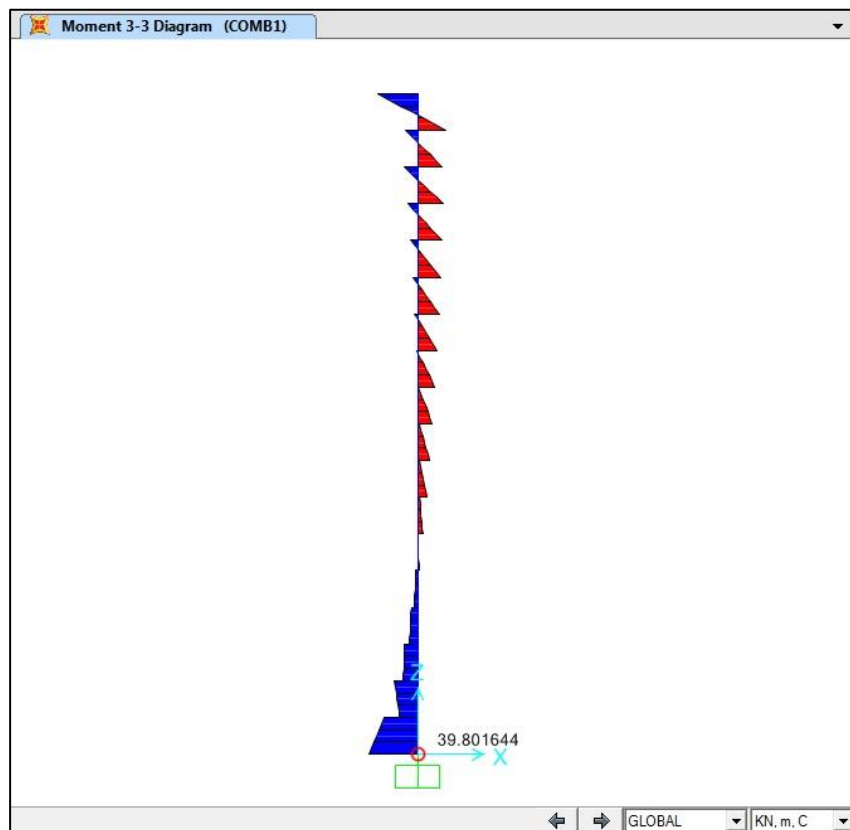


Figura 6.12 - Diagrama de momentos fletores do pilar P1 (M_{xx})

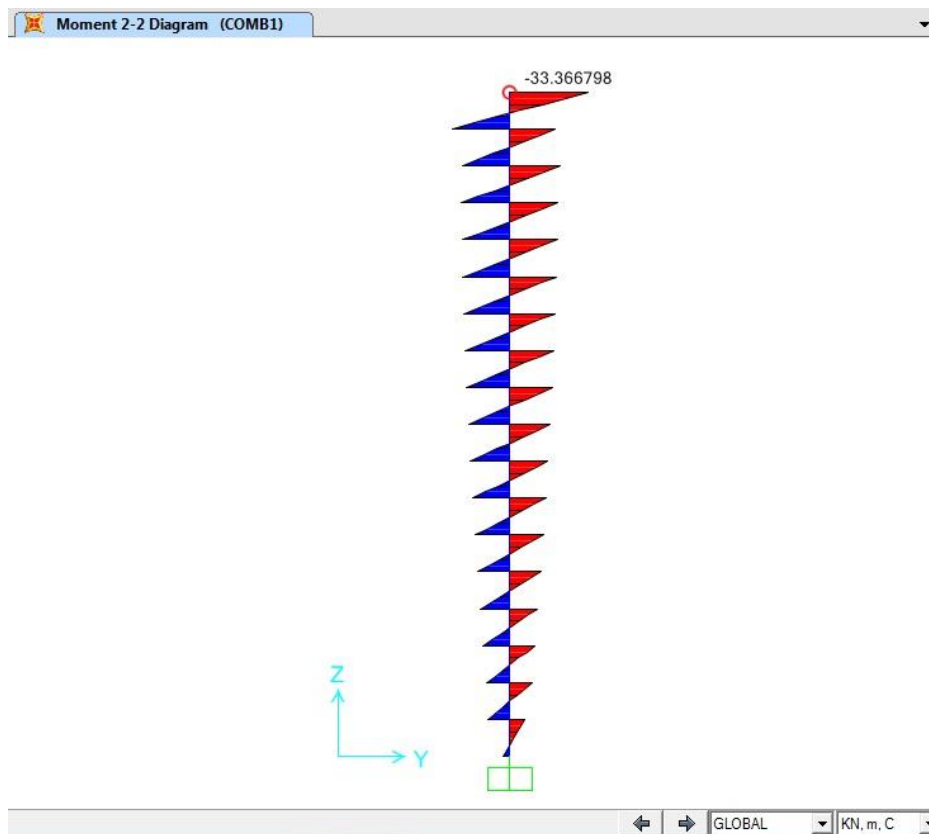


Figura 6.13 - Diagrama de momentos fletores do pilar P1 (Myy)

Com base nos diagramas de esforços obtidos, os valores máximos na seção deste pilar são dados abaixo, em termos de envoltórias de esforços, o que é bastante conservador.

$$\begin{cases} N_d = -1005,37 \times 1,4 = -1407,52 \text{ kN} \\ M_{xx} = 39,8 \times 1,4 = 55,72 \text{ kN.m} \\ M_{yy} = -33,37 \times 1,4 = -46,72 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Momento mínimo em torno do eixo x:

$$M_{\text{mín}} = N_d \times (0,015 + 0,03h)$$

sendo h a altura do pilar com relação ao eixo x.

$$M_{\text{mín}} = 1407,52 \times (0,015 + 0,03 \times 0,3) = 33,78 \text{ kN.m (não crítico)}$$

6.4.2.1. Armadura longitudinal mínima e máxima

A percentagem mínima de armaduras nos pilares é de:

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \times \frac{1407,52}{50/1,15} = 4,86 \text{ cm}^2$$

$$0,004 \times A_c = 0,004 \times 30 \times 70 = 8,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} < 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = 8,4 \text{ cm}^2$$

A máxima armadura permitida em pilares deve considerar inclusive a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda. Logo, a percentagem máxima de armadura é de 8% da seção de concreto, resultando em:

$$A_{s,\text{máx}} = 8\% \times A_c = 0,08 \times 30 \times 70 = 168 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fora das emendas } A_{s,\text{máx}} = 4\% \times A_c = 84 \text{ cm}^2$$

A NBR impõe também limitações quanto ao espaçamento máximo e mínimo das barras:

$$\text{esp}_{\text{max}} \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 2 \times b = 60 \text{ cm} \end{cases}$$
$$\text{esp}_{\text{min}} \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_{\text{barra}} \\ 1,2 \times D_{\text{agr}} \end{cases}$$

6.4.2.2. Armadura transversal mínima

Pela NBR 6118, a armadura transversal mínima deve seguir os seguintes critérios:

Diâmetro igual ou superior a 5 mm ou de $\frac{1}{4}$ do diâmetro da armadura principal

Espaçamento máximo que não exceda 20 cm, b_{pilar} e $12\phi_{\text{barra}}$.

6.4.2.3. Cálculo da armadura longitudinal

Considerando que a espessura dos pilares é $h = 0,3$ m:

$$\lambda = 3,46 \times \frac{30}{0,3} = 34,6 \leq 35$$

Logo, é dispensada a consideração dos esforços locais de 2ª ordem.

Foi adotada como base para a armadura longitudinal a armadura mínima, logo a armadura adotada foi de 8 Ø 12,5mm.

$$A_{s,\phi 12,5\text{mm}} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{adotado}} = 8 \times 1,23 \text{ cm}^2 = 9,84 \text{ cm}^2$$

A verificação da armadura longitudinal foi feita através do programa Oblíqua gerando o gráfico de interação conforme Figura 6.14.

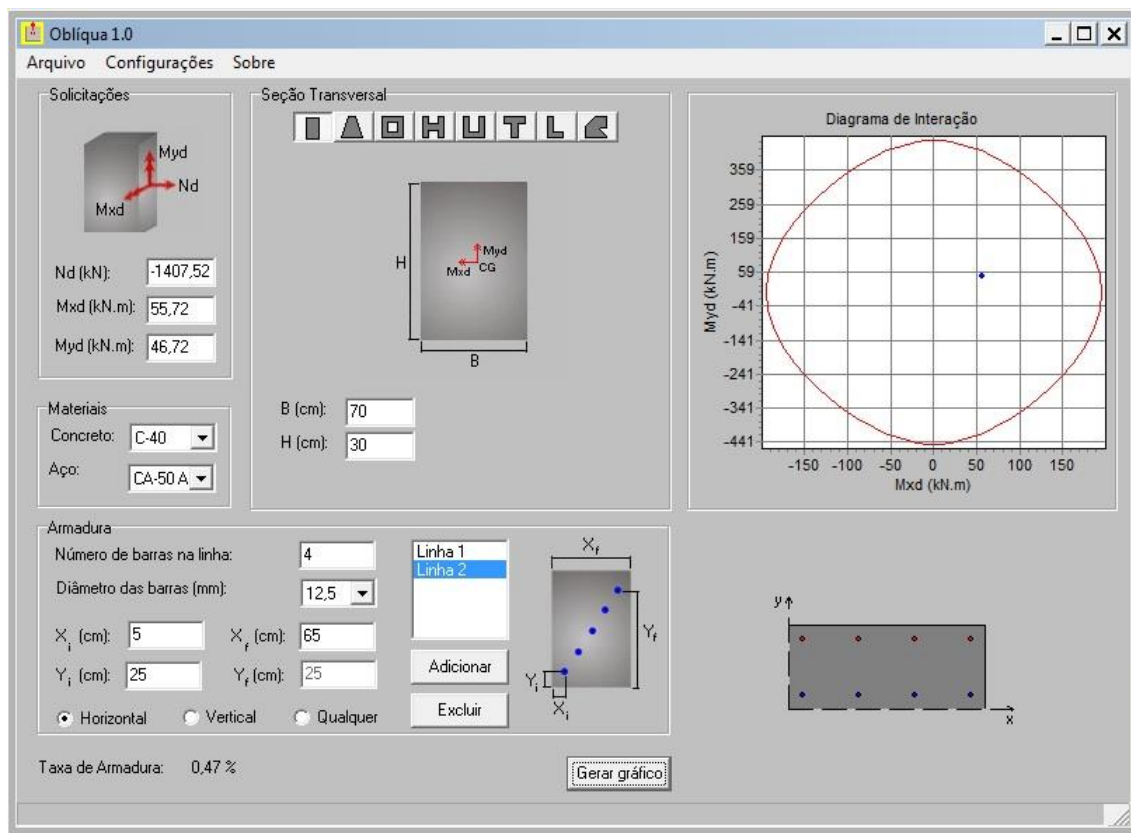


Figura 6.14 – Gráfico de interação do pilar P1

Verifica-se também que para a mesma armadura, a seção de concreto pode ser reduzida para 30x30 cm, gerando assim o seguinte gráfico de interação, visto na Figura 6.15.

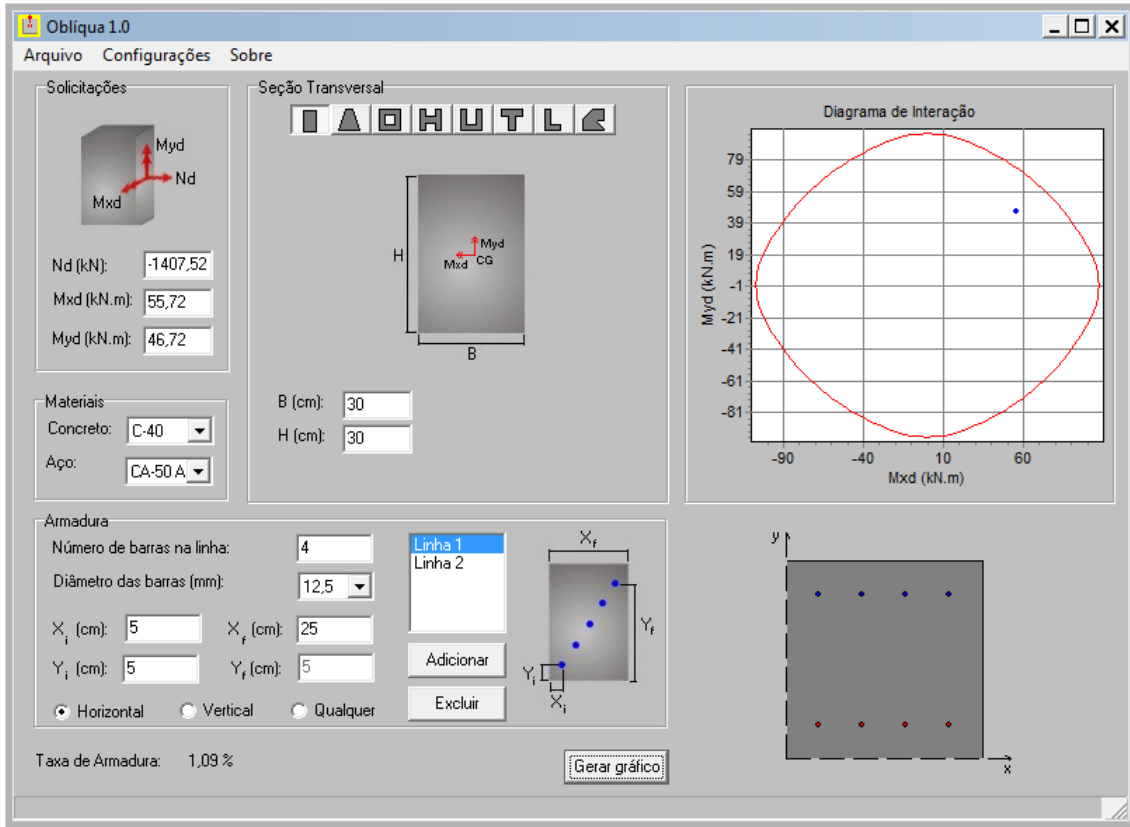


Figura 6.15 – Gráfico de interação do pilar P1 com redução da área de concreto

6.4.2.4. Estribos

A força cortante de cálculo máxima para efeito de compressão na biela é expressa por:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{40}{250}\right) \times \frac{40.000}{1,4} \times 0,3 \times 0,65$$

$$V_{Rd2} = 1263,6 > V_d = 18,47 \times 1,4 = 28,86 \text{ kN OK!}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times (0,3 \times f_{ck}^{2/3})}{1,4} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$V_{c0} = 0,6 \times 1,75 \times 10^3 \times 0,3 \times 0,65 = 204,75 \text{ kN}$$

$$M_0 = N_k \times \frac{h}{6} = 1005,37 \times \frac{0,7}{6} = 117,29 \text{ kN.m}$$

$$V_c = V_{c0} \times \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd}}\right)$$

$$V_c \leq 2 \times V_{c0} \quad \rightarrow \quad \text{na flexo - compressão}$$

$$V_c = 204,75 \times \left(1 + \frac{117,29}{55,72}\right) = 635,75 \text{ kN}$$

Como $V_c = 635,75 \text{ kN} > 2 \times V_{c0} = 409,5 \text{ kN}$, utilizaremos $V_c = 409,5 \text{ kN}$

$$\left(\frac{A_s}{s}\right) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} = V_d - V_c$$

$$V_d - V_c < 0 \rightarrow \text{armadura mínima}$$

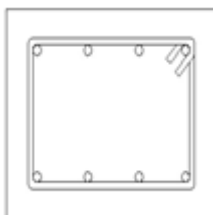
Como foi adotada armadura principal de 8 Φ 12,5 mm, o espaçamento da armadura transversal mínima será:

$$\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ b_{\text{pilar}} = 30 \text{ cm} \\ 12 \phi_{\text{barra}} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Serão adotados, portanto, estribos de 8 mm a cada 15 cm.

6.4.2.5. Detalhamento da seção

A armadura do pilar P1 na seção considerada será conforme o esquema a seguir. Foram introduzidos grampos complementares em barras longitudinais intermediárias para proteger contra a flambagem desta armadura, em casos em que estas barras distavam mais de $20 \phi_{\text{estribo}}$ (16cm) das barras do canto.



Pilar 30x30

Armadura longitudinal \rightarrow 8 Φ 12,5 mm

Armadura transversal \rightarrow Φ 8 c 15

Cobrimento \rightarrow 3,5 cm

6.4.3. Dimensionamento do pilar P5

Para o dimensionamento do pilar P5, foram extraídos do programa SAP2000 os diagramas dos esforços normais, cortantes e momentos fletores nas direções globais X e Y respectivamente que podem ser vistos nas Figuras 6.16 a 6.19.

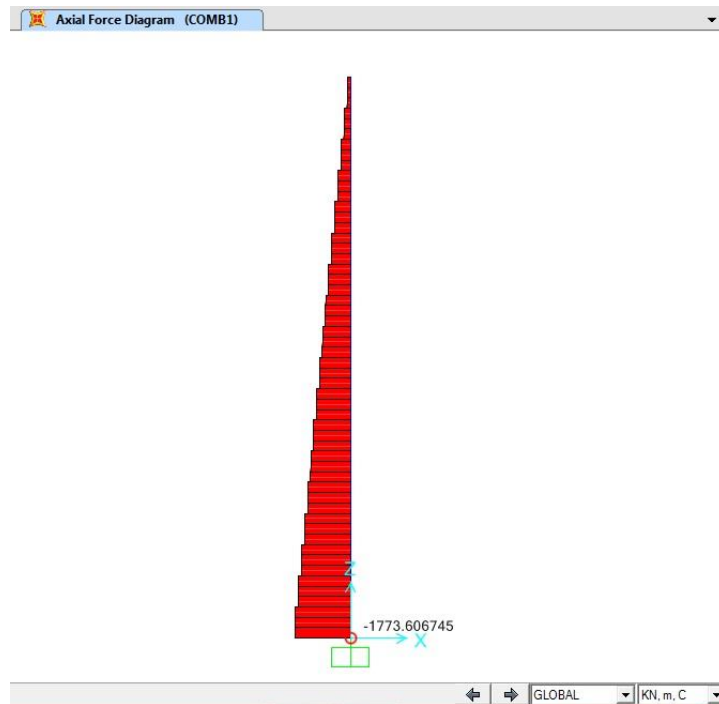


Figura 6.16 – Diagrama de esforço normal do pilar P5

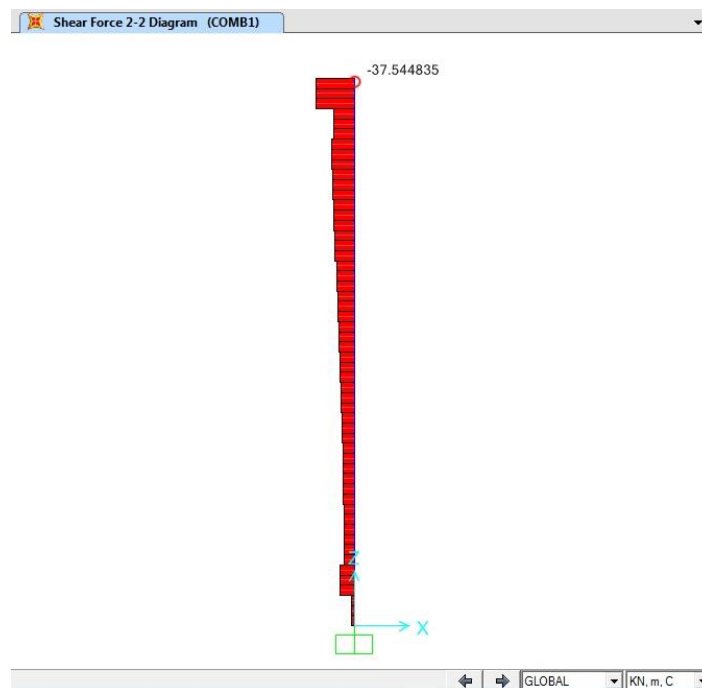


Figura 6.17 – Diagrama de esforços cortantes do pilar P5

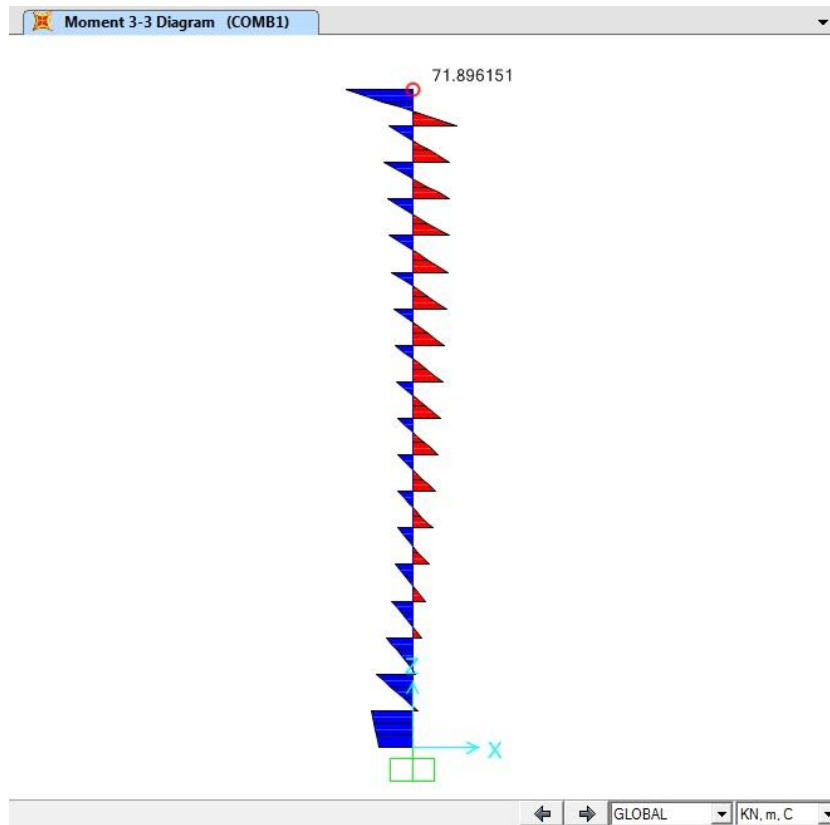


Figura 6.18 - Diagrama de momentos fletores do pilar P5 (M_{xx})

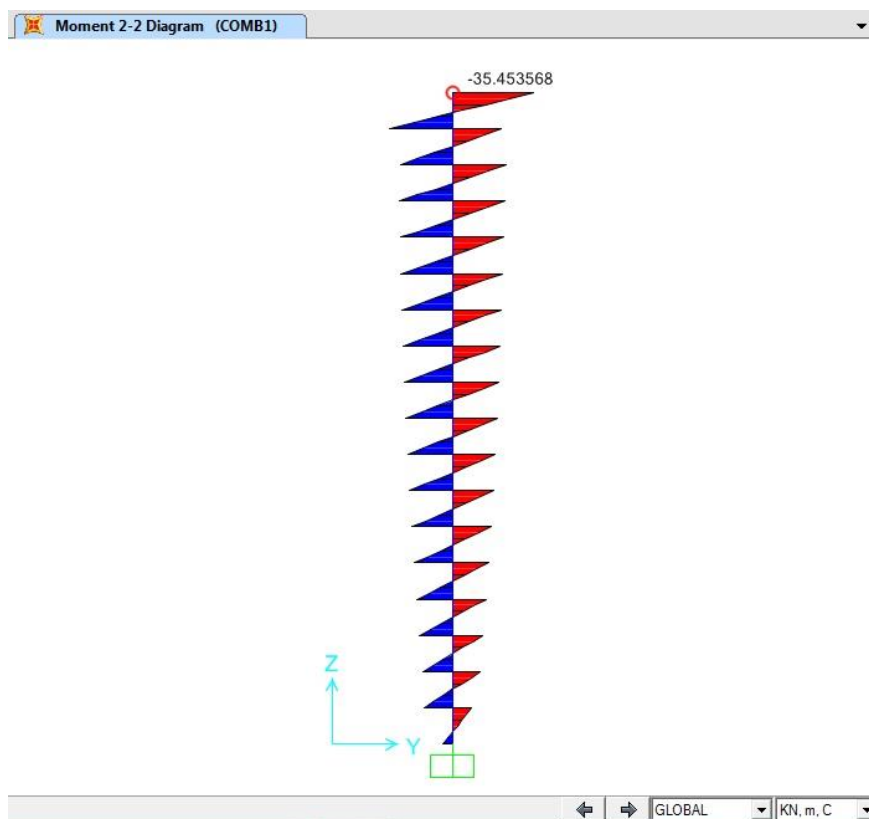


Figura 6.19 - Diagrama de momentos fletores do pilar P5 (M_{yy})

Com base nos diagramas de esforços obtidos os valores máximos na seção deste pilar são:

$$\begin{cases} N_d = -1773,61 \times 1,4 = -2483,05 \text{ kN} \\ M_{xx} = 71,9 \times 1,4 = 100,66 \text{ kN.m} \\ M_{yy} = -35,45 \times 1,4 = -49,63 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Momento mínimo em torno do eixo x:

$$M_{\text{mín}} = N_d \times (0,015 + 0,03h)$$

$$M_{\text{mín}} = 2483,05 \times (0,015 + 0,03 \times 0,3) = 59,59 \text{ kN.m (não crítico)}$$

6.4.3.1. Armadura longitudinal mínima e máxima

A percentagem mínima de armaduras nos pilares é de:

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \times \frac{2483,05}{50/1,15} = 8,57 \text{ cm}^2$$

$$0,004 \times A_c = 0,004 \times 30 \times 70 = 8,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} > 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = 8,57 \text{ cm}^2$$

A máxima armadura permitida em pilares deve considerar inclusive a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda. Logo, a percentagem máxima de armadura é de 8% da seção de concreto, resultando em:

$$A_{s,\text{máx}} = 8\% \times A_c = 0,08 \times 30 \times 70 = 168 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fora das emendas } A_{s,\text{máx}} = 4\% \times A_c = 84 \text{ cm}^2$$

A NBR impõe também limitações quanto ao espaçamento máximo e mínimo das barras:

$$\text{esp}_{\text{max}} \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 2 \times b = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$esp_{\min} \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_{\text{barra}} \\ 1,2 \times D_{\text{agr}} \end{cases}$$

6.4.3.2. Armadura transversal mínima

Pela NBR 6118, a armadura transversal mínima deve seguir os seguintes critérios:

Diâmetro igual ou superior a 5 mm ou de $\frac{1}{4}$ do diâmetro da armadura principal

Espaçamento máximo que não exceda nenhum dos seguintes valores: 20 cm, b_{pilar} e $12 \phi_{\text{barra}}$.

6.4.3.3. Cálculo da armadura longitudinal

Foi adotada como base para a armadura longitudinal a armadura mínima, logo a armadura adotada foi de 8 ϕ 12,5mm.

$$A_{s,\phi 12,5\text{mm}} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{adotado}} = 8 \times 1,23 \text{ cm}^2 = 9,84 \text{ cm}^2$$

A verificação da armadura longitudinal foi feito através do programa Oblíqua gerando o gráfico de interação da Figura 6.20.

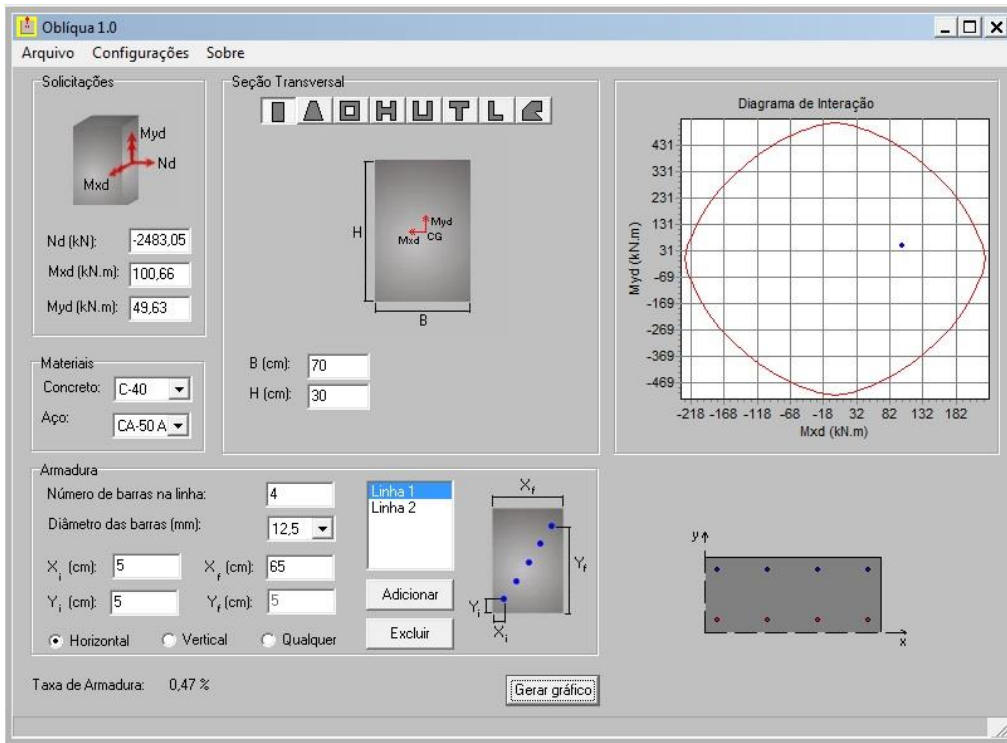


Figura 6.20 – Gráfico de interação do pilar P5

Verifica-se também que para a mesma armadura, a seção de concreto pode ser reduzida para 30x45 cm, gerando assim o seguinte gráfico de interação da Figura 6.21.

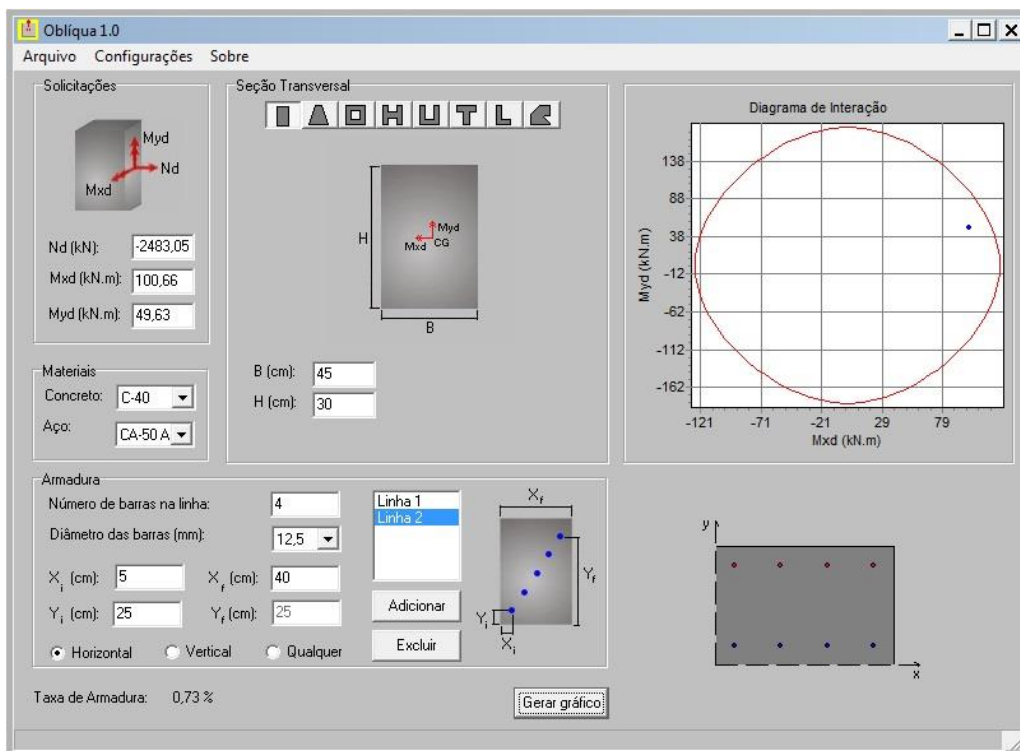


Figura 6.21 – Gráfico de interação do pilar P5 com redução da área de concreto

6.4.3.4. Estribos

A força cortante de cálculo máxima para efeito de compressão na biela é expressa por:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{40}{250}\right) \times \frac{40.000}{1,4} \times 0,3 \times 0,65$$

$$V_{Rd2} = 1263,6 > V_d = 37,54 \times 1,4 = 52,56 \text{ kN OK!}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times (0,3 \times f_{ck}^{2/3})}{1,4} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$V_{c0} = 0,6 \times 1,75 \times 10^3 \times 0,3 \times 0,65 = 204,75 \text{ kN}$$

$$M_0 = N_k \times \frac{h}{6} = 1773,61 \times \frac{0,7}{6} = 206,92 \text{ kN.m}$$

$$V_c = V_{c0} \times \left(1 + \frac{M_0}{M_{Sd}}\right)$$

$$V_c \leq 2 \times V_{c0} \quad \rightarrow \quad \text{na flexo - compressão}$$

$$V_c = 204,75 \times \left(1 + \frac{206,92}{100,66}\right) = 625,64 \text{ kN}$$

Como $V_c = 625,764 \text{ kN} > 2 \times V_{c0} = 409,5 \text{ kN}$, utilizaremos $V_c = 409,5 \text{ kN}$

$$\left(\frac{A_s}{s}\right) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} = V_d - V_c$$

$$V_d - V_c < 0 \rightarrow \text{armadura mínima}$$

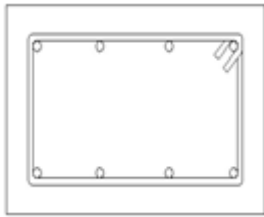
Como foi adotada armadura principal de 8 Φ 12,5 mm, o espaçamento da armadura transversal mínima será:

$$\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ b_{\text{pilar}} = 30 \text{ cm} \\ 12 \emptyset_{\text{barra}} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Serão adotados, portanto, estribos de 8 mm a cada 15 cm.

6.4.3.5. Detalhamento da seção

A armadura do pilar P6 na seção considerada será conforme o esquema a seguir. Foram introduzidos grampos complementares em barras longitudinais intermediárias para proteger contra a flambagem desta armadura, em casos em que estas barras distavam mais de $20 \varnothing_{\text{estribo}}$ (16cm) das barras do canto.



Pilar 30x45

Armadura longitudinal $\rightarrow 8 \Phi 12,5 \text{ mm}$

Armadura transversal $\rightarrow \Phi 8 \text{ c } 15$

Cobrimento $\rightarrow 3,5 \text{ cm}$

6.4.4. Dimensionamento do pilar P6

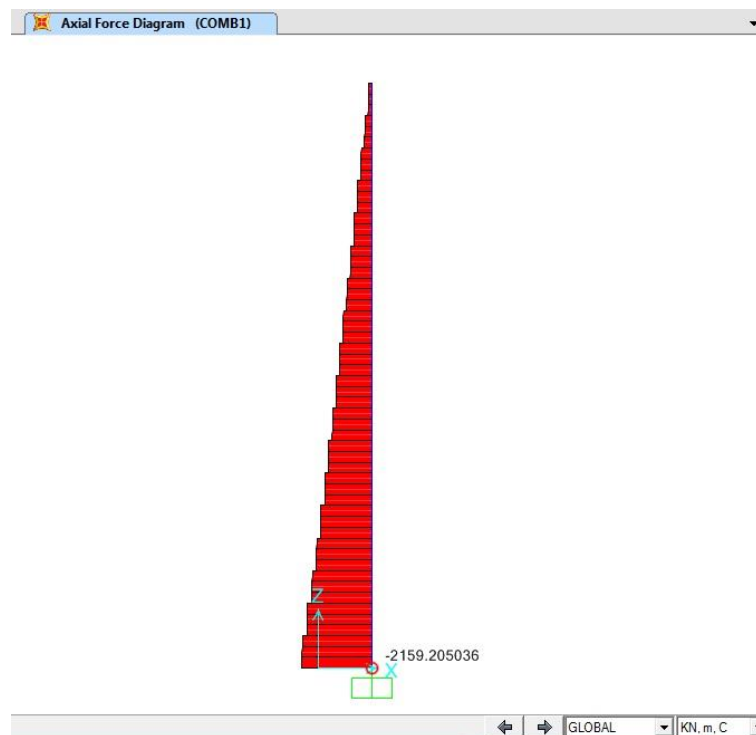


Figura 6.22 – Diagrama de esforço normal do pilar P6

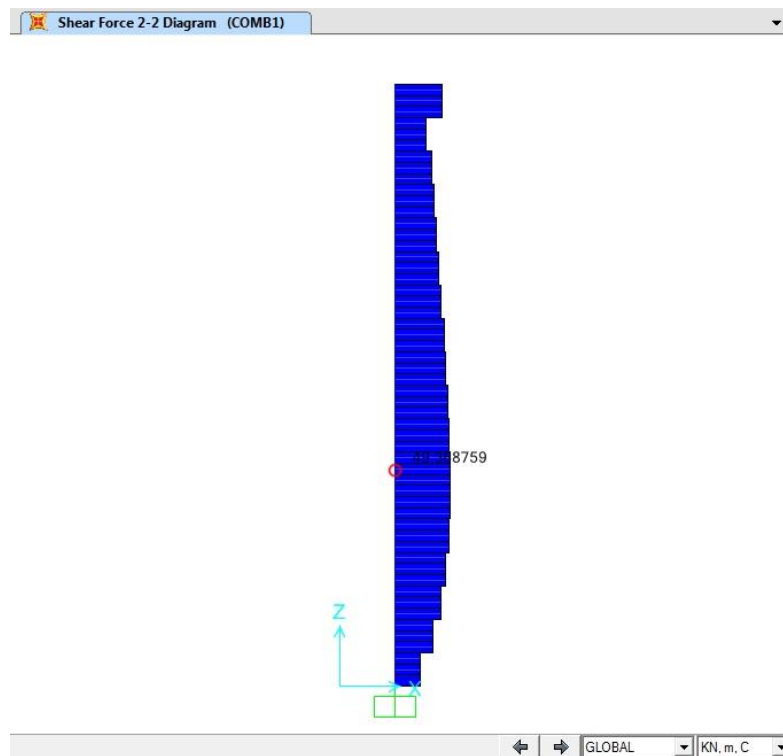


Figura 6.23 – Diagrama de esforços cortantes do pilar P6

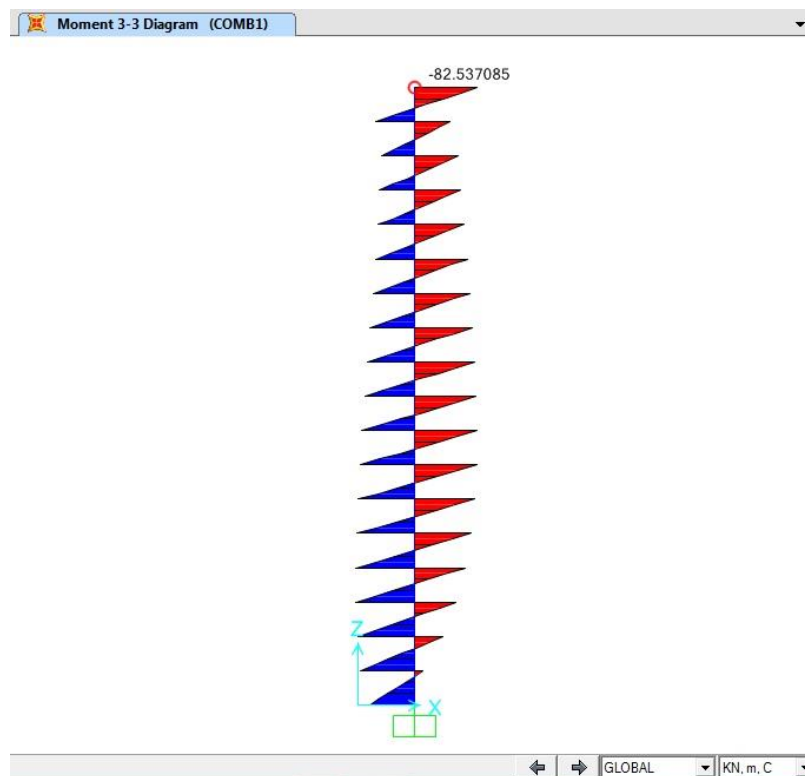


Figura 6.24 - Diagrama de momentos fletores do pilar P6 (Mxx)

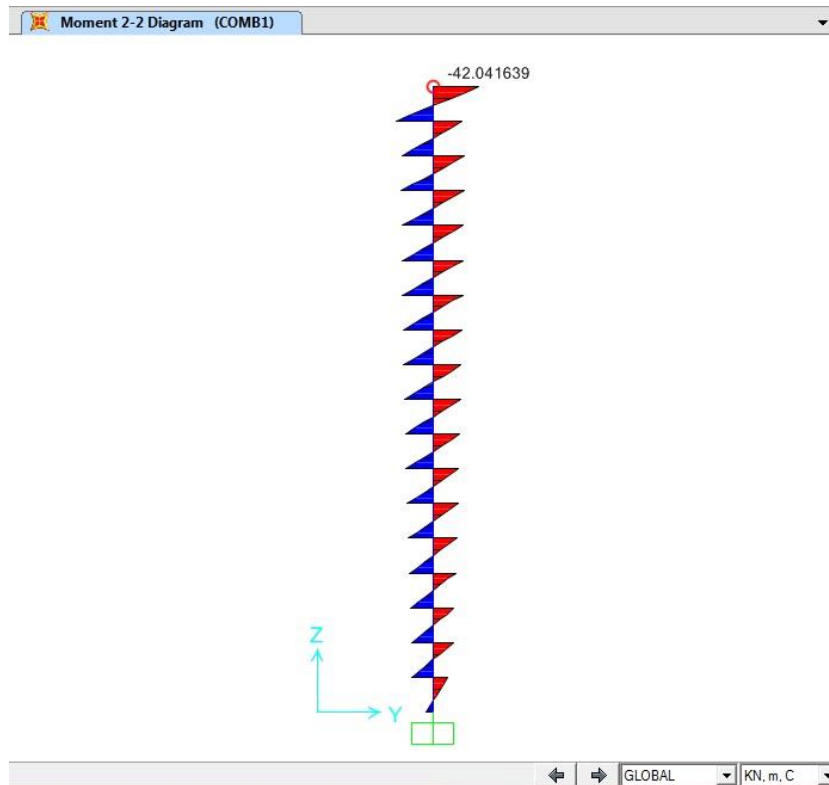


Figura 6.25 - Diagrama de momentos fletores do pilar P6 (Myy)

Com base nos diagramas de esforços obtidos são extraídos os valores dos esforços na seção mais desfavorável deste pilar são:

$$\begin{cases} N_d = -2159,21 \times 1,4 = -3022,89 \text{ kN} \\ M_{xx} = -82,54 \times 1,4 = -115,56 \text{ kN.m} \\ M_{yy} = -42,04 \times 1,4 = -58,86 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Momento mínimo em torno do eixo x:

$$M_{\text{mín}} = N_d \times (0,015 + 0,03h)$$

$$M_{\text{mín}} = 3022,89 \times (0,015 + 0,03 \times 0,3) = 72,55 \text{ kN.m (não crítico)}$$

6.4.4.1. Armadura longitudinal mínima e máxima

A percentagem mínima de armaduras nos pilares é de:

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \times \frac{3022,89}{50/1,15} = 10,43 \text{ cm}^2$$

$$0,004 \times A_c = 0,004 \times 30 \times 70 = 8,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} > 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = 10,43 \text{ cm}^2$$

A máxima armadura permitida em pilares deve considerar inclusive a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda. Logo, a percentagem máxima de armadura é de 8% da seção de concreto, resultando em:

$$A_{s,\text{máx}} = 8\% \times A_c = 0,08 \times 30 \times 70 = 168 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fora das emendas } A_{s,\text{máx}} = 4\% \times A_c = 84 \text{ cm}^2$$

A NBR impõe também limitações quanto ao espaçamento máximo e mínimo das barras:

$$\text{esp}_{\text{max}} \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 2 \times b = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{esp}_{\text{min}} \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \emptyset_{\text{barra}} \\ 1,2 \times D_{\text{agr}} \end{cases}$$

6.4.4.2. Armadura transversal mínima

Pela NBR 6118, a armadura transversal mínima deve seguir os seguintes critérios:

Diâmetro igual ou superior a 5 mm ou de ¼ do diâmetro da armadura principal

Espaçamento máximo que não exceda nenhum dos seguintes valores:

$$\begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b_{\text{pilar}} \\ 12 \emptyset_{\text{barra}} \end{cases}$$

6.4.4.3. Cálculo da armadura longitudinal

Foi adotada como base para a armadura longitudinal a armadura mínima, logo a armadura adotada foi de 10 Ø 12,5mm.

$$A_{s,\phi 12,5\text{mm}} = 1,23 \text{ cm}^2$$
$$A_{s,\text{adotado}} = 10 \times 1,23 \text{ cm}^2 = 12,3 \text{ cm}^2$$

A verificação da armadura longitudinal foi feito através do gráfico de interação da Figura 6.26.

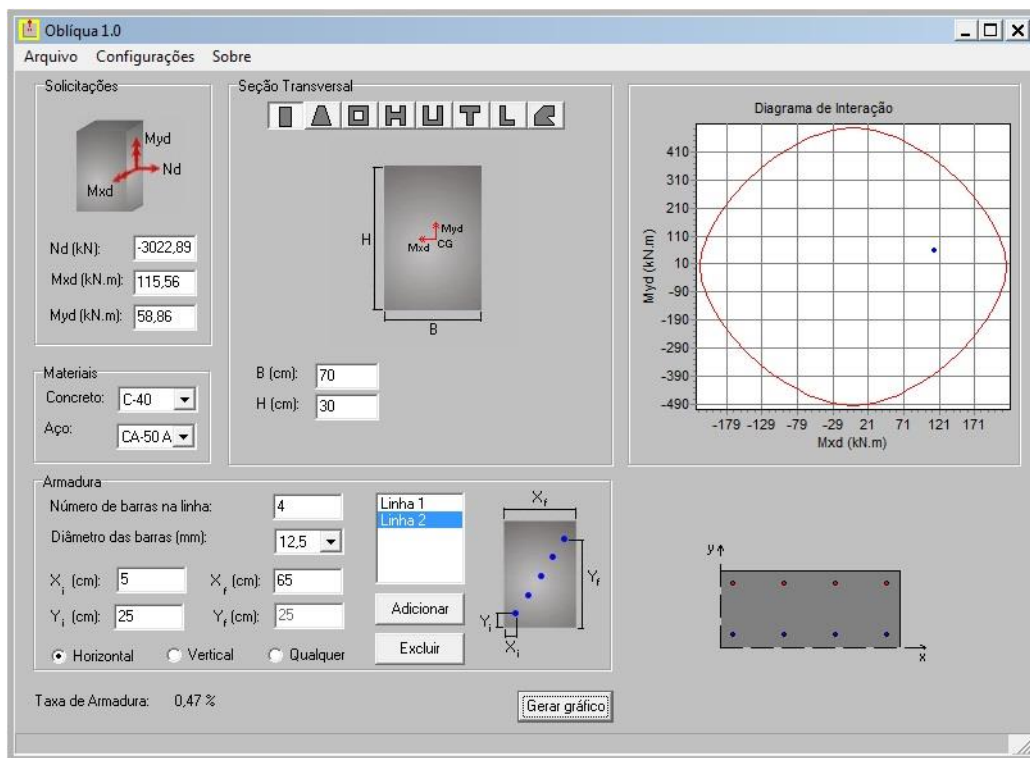


Figura 6.26 – Gráfico de interação do pilar P6

Verifica-se também que para a mesma armadura, a seção de concreto pode ser reduzida para 30x50 cm, gerando assim o seguinte gráfico de interação da Figura 6.27.

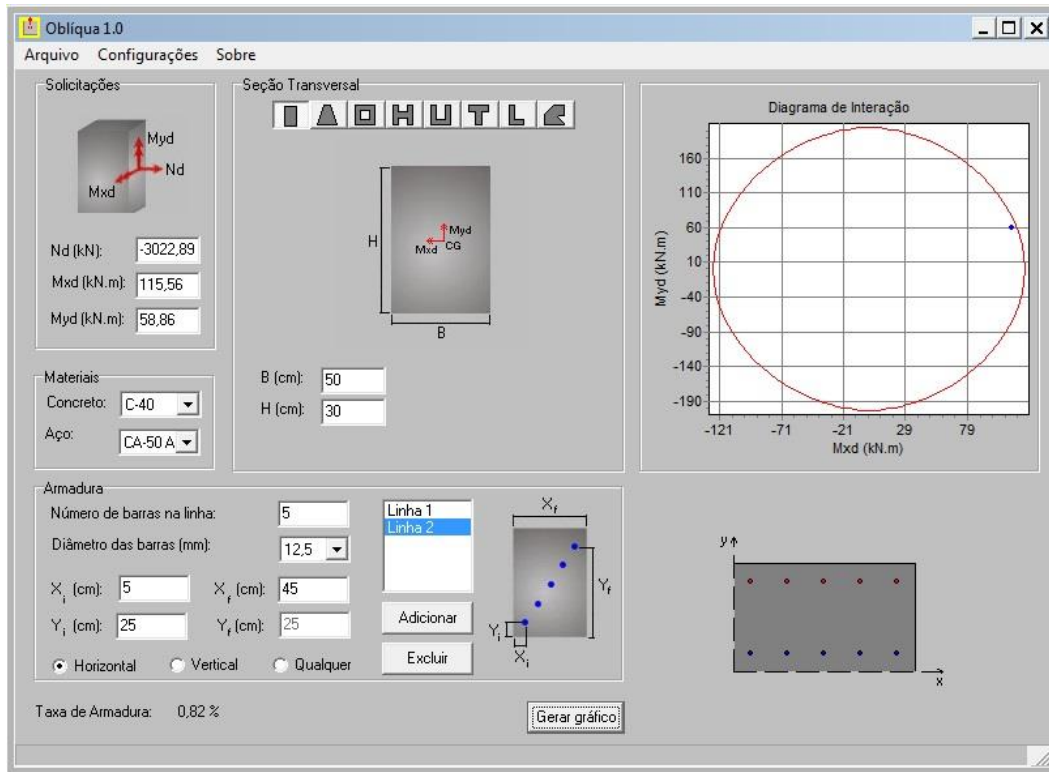


Figura 6.27 – Gráfico de interação do pilar P6 com redução da área de concreto

6.4.4.4. Estribos

A força cortante de cálculo máxima para efeito de compressão na biela é expressa por:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{40}{250}\right) \times \frac{40.000}{1,4} \times 0,3 \times 0,65$$

$$V_{Rd2} = 1263,6 > V_d = 49,37 \times 1,4 = 69,12 \text{ kN OK!}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times (0,3 \times f_{ck}^{2/3})}{1,4} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$V_{c0} = 0,6 \times 1,75 \times 10^3 \times 0,3 \times 0,65 = 204,75 \text{ kN}$$

$$M_0 = N_k \times \frac{h}{6} = 2159,21 \times \frac{0,7}{6} = 251,91 \text{ kN.m}$$

$$V_c = V_{c0} \times \left(1 + \frac{M_0}{M_{Sd}}\right)$$

$$V_c \leq 2 \times V_{c0} \quad \rightarrow \quad \text{na flexo - compressão}$$

$$V_c = 204,75 \times \left(1 + \frac{251,91}{115,56}\right) = 651,09 \text{ kN}$$

Como $V_c = 625,764 \text{ kN} > 2 \times V_{c0} = 409,5 \text{ kN}$, utilizaremos $V_c = 409,5 \text{ kN}$

$$\left(\frac{A_s}{s}\right) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} = V_d - V_c$$

$$V_d - V_c < 0 \rightarrow \text{armadura mínima}$$

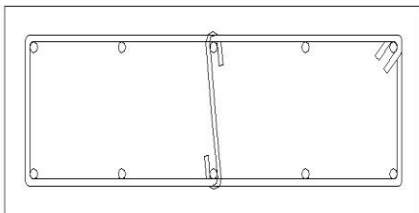
Como foi adotada armadura principal de $10 \Phi 12,5 \text{ mm}$, o espaçamento da armadura transversal mínima será:

$$\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ b_{\text{pilar}} = 30 \text{ cm} \\ 12 \phi_{\text{barra}} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Serão adotados, portanto, estribos de 8 mm a cada 15 cm .

6.4.4.5. Detalhamento da seção

A armadura do pilar P6 na seção considerada será conforme o esquema a seguir. Foram introduzidos grampos complementares em barras longitudinais intermediárias para proteger contra a flambagem desta armadura, em casos em que estas barras distavam mais de $20 \phi_{\text{estribo}}$ (16 cm) das barras do canto.



Pilar 30x50

Armadura longitudinal $\rightarrow 10 \Phi 12,5 \text{ mm}$

Armadura transversal $\rightarrow \Phi 8 \text{ c } 15$

Cobrimento $\rightarrow 3,5 \text{ cm}$

6.4.5. Dimensionamento do pilar P8

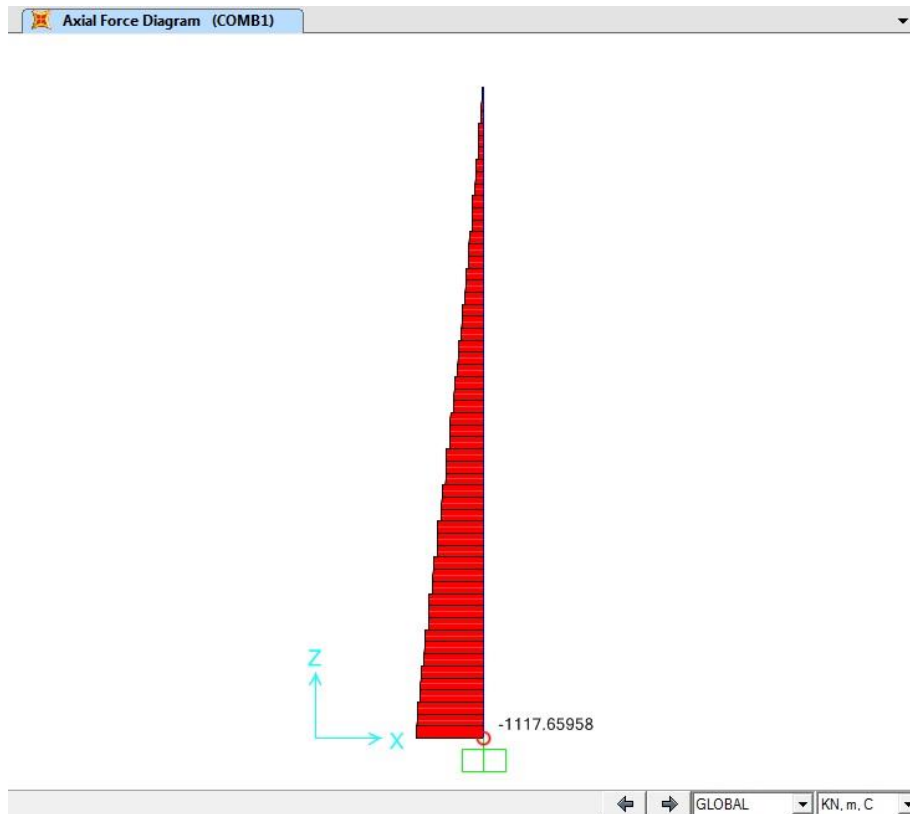


Figura 6.28 – Diagrama de esforço normal do pilar P8

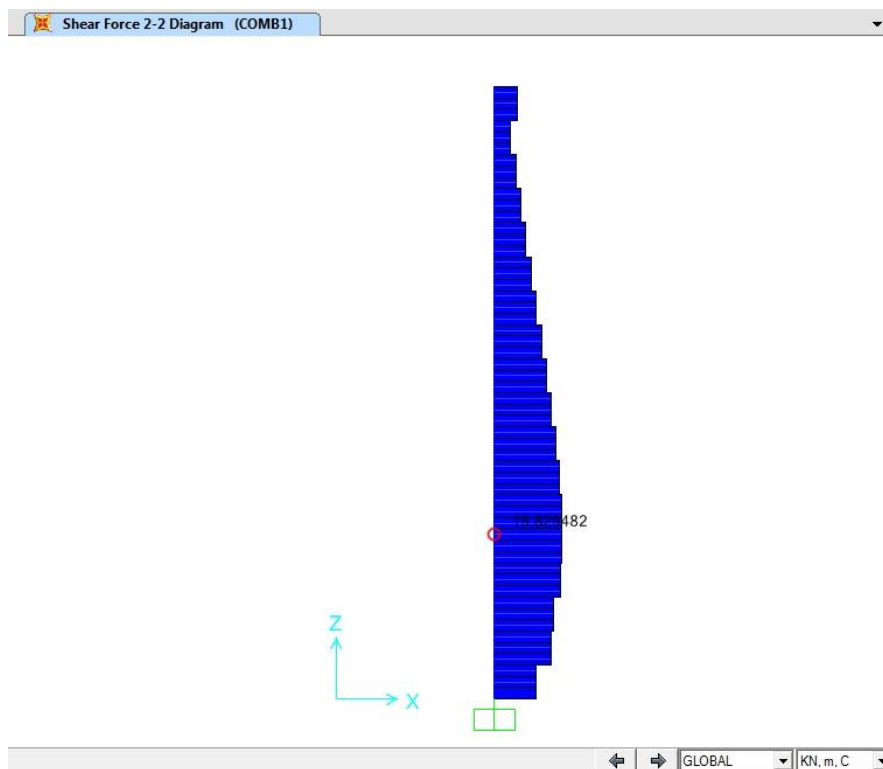


Figura 6.29– Diagrama de esforços cortantes do pilar P8

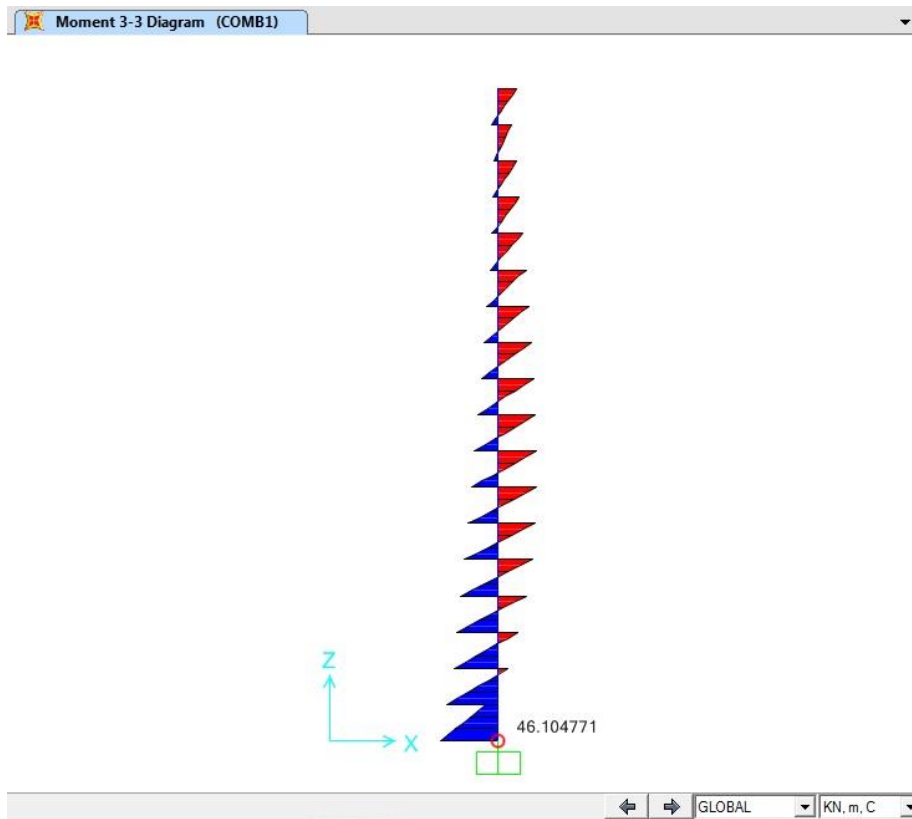


Figura 6.30 - Diagrama de momentos fletores do pilar P8 (M_{xx})

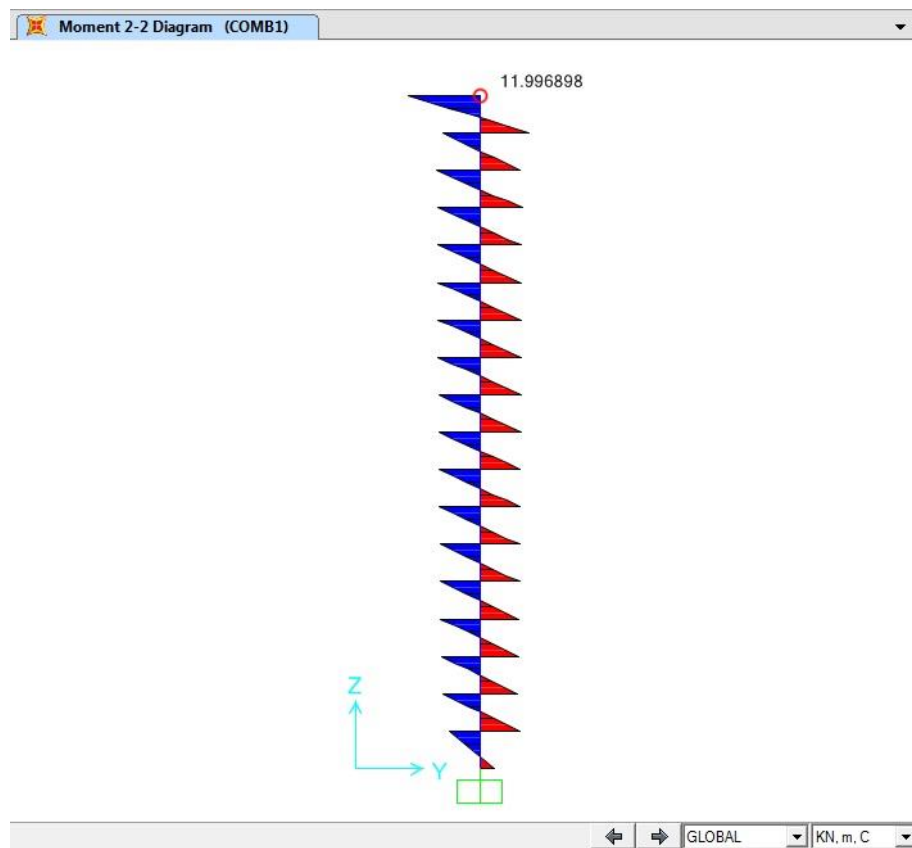


Figura 6.31 - Diagrama de momentos fletores do pilar P8 (M_{yy})

Com base nos diagramas de esforços obtidos são extraídos os valores dos esforços na seção mais desfavorável deste pilar são:

$$\begin{cases} N_d = -1117,66 \times 1,4 = -1564,72 \text{ kN} \\ M_{xx} = 46,1 \times 1,4 = 64,54 \text{ kN.m} \\ M_{yy} = 12,0 \times 1,4 = 16,8 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Momento mínimo em torno do eixo x :

$$M_{\text{mín}} = 1564,72 \times (0,015 + 0,03 \times 0,3) = 37,55 \text{ kN.m (não crítico)}$$

6.4.5.1. Armadura longitudinal mínima e máxima

A percentagem mínima de armaduras nos pilares é de:

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \times \frac{1564,72}{50/1,15} = 5,40 \text{ cm}^2$$

$$0,004 \times A_c = 0,004 \times 30 \times 70 = 8,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} < 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = 8,4 \text{ cm}^2$$

A máxima armadura permitida em pilares deve considerar inclusive a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda. Logo, a percentagem máxima de armadura é de 8% da seção de concreto, resultando em:

$$A_{s,\text{máx}} = 8\% \times A_c = 0,08 \times 30 \times 70 = 168 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fora das emendas } A_{s,\text{máx}} = 4\% \times A_c = 84 \text{ cm}^2$$

A NBR impõe também limitações quanto ao espaçamento máximo e mínimo das barras:

$$\text{esp}_{\text{max}} \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 2 \times b = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{esp}_{\text{min}} \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \emptyset_{\text{barra}} \\ 1,2 \times D_{\text{agr}} \end{cases}$$

6.4.5.2. Armadura transversal mínima

Pela NBR 6118, a armadura transversal mínima deve seguir os seguintes critérios:

Diâmetro igual ou superior a 5 mm ou de ¼ do diâmetro da armadura principal

Espaçamento máximo que não exceda nenhum dos seguintes valores:

$$\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ b_{\text{pilar}} \\ 12 \phi_{\text{barra}} \end{array} \right.$$

6.4.5.3. Cálculo da armadura longitudinal

Foi adotada como base para a armadura longitudinal a armadura mínima, logo a armadura adotada foi de 8 Ø 12,5mm.

$$A_{s,\phi 12,5\text{mm}} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{adotado}} = 8 \times 1,23 \text{ cm}^2 = 9,84 \text{ cm}^2$$

A verificação da armadura longitudinal foi feito através do programa Obliqua gerando o gráfico de interação da Figura 6.32.

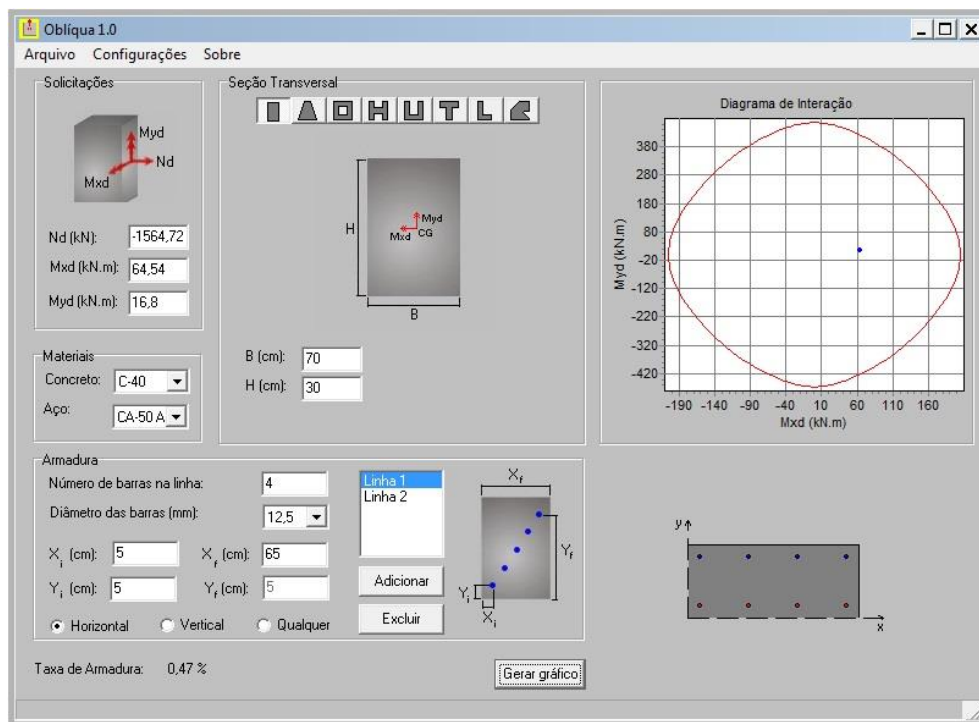


Figura 6.32 – Gráfico de interação do pilar P8

Verifica-se também que para a mesma armadura, a seção de concreto pode ser reduzida para 30x30 cm, gerando assim o seguinte gráfico de interação da Figura 6.33.

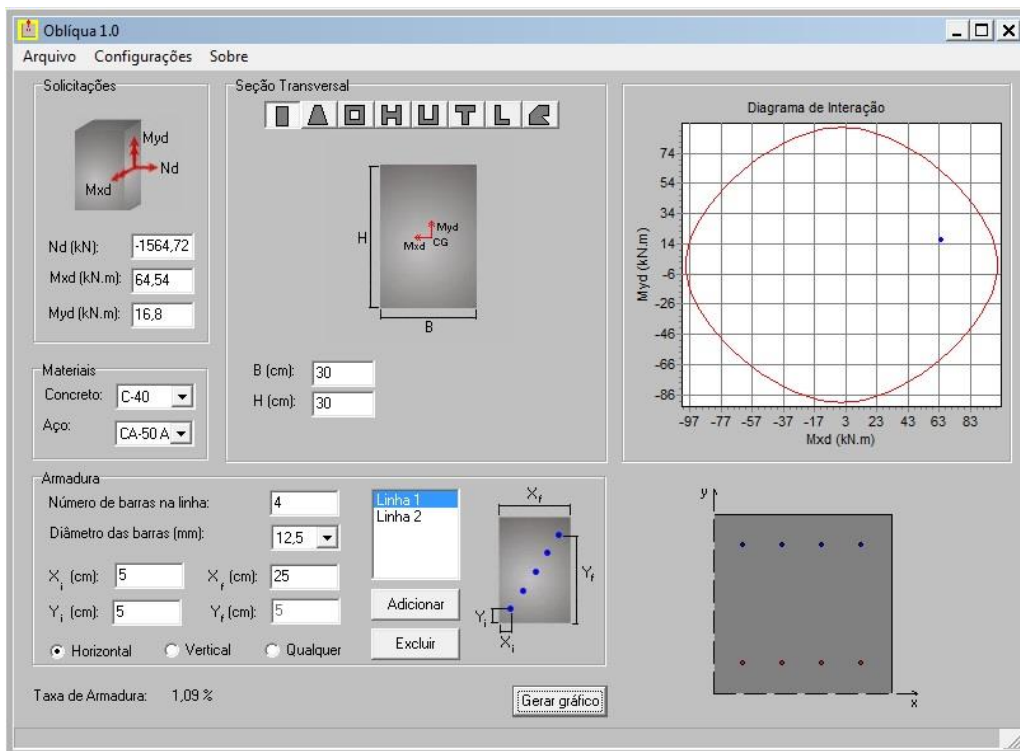


Figura 6.33 – Gráfico de interação do pilar P8 com redução da área de concreto

6.4.5.4. Estribos

A força cortante de cálculo máxima para efeito de compressão na biela é expressa por:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{40}{250}\right) \times \frac{40.000}{1,4} \times 0,3 \times 0,65$$

$$V_{Rd2} = 1263,6 > V_d = 19,83 \times 1,4 = 27,76 \text{ kN OK!}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times (0,3 \times f_{ck}^{2/3})}{1,4} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$V_{c0} = 0,6 \times 1,75 \times 10^3 \times 0,3 \times 0,65 = 204,75 \text{ kN}$$

$$M_0 = N_k \times \frac{h}{6} = 1117,66 \times \frac{0,7}{6} = 130,39 \text{ kN.m}$$

$$V_c = V_{c0} \times \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd}}\right)$$

$$V_c \leq 2 \times V_{c0} \quad \rightarrow \quad \text{na flexo - compressão}$$

$$V_c = 204,75 \times \left(1 + \frac{130,39}{64,54}\right) = 618,41 \text{ kN}$$

Como $V_c = 618,41 \text{ kN} > 2 \times V_{c0} = 409,5 \text{ kN}$, utilizaremos $V_c = 409,5 \text{ kN}$

$$\left(\frac{A_s}{s}\right) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} = V_d - V_c$$

$$V_d - V_c < 0 \rightarrow \text{armadura mínima}$$

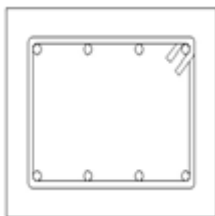
Como foi adotada armadura principal de $8 \Phi 12,5 \text{ mm}$, o espaçamento da armadura transversal mínima será:

$$\begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b_{\text{pilar}} = 30 \text{ cm} \\ 12 \phi_{\text{barra}} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Serão adotados, portanto, estribos de 8 mm a cada 15 cm .

6.4.5.5. Detalhamento da seção

A armadura do pilar P8 na seção considerada será conforme o esquema a seguir. Foram introduzidos grampos complementares em barras longitudinais intermediárias para proteger contra a flambagem desta armadura, em casos em que estas barras distavam mais de $20 \phi_{\text{estribo}} (16 \text{ cm})$ das barras do canto.



Pilar 30x30

Armadura longitudinal $\rightarrow 8 \Phi 12,5 \text{ mm}$

Armadura transversal $\rightarrow \Phi 8 \text{ c } 15$

Cobrimento $\rightarrow 3,5 \text{ cm}$

6.5. Dimensionamento com concreto C60

$$f_{ck} = 60 \text{ MPa}$$

$$E_{cs} = 39531 \text{ MPa}$$

6.5.1. Resultados da Análise

Será apresentada a configuração deformada da estrutura e será feita a verificação quanto à flecha máxima. A deformada pode ser observada na Figura 6.34 e deve-se observar o deslocamento U1 que no programa SAP2000 corresponde a um deslocamento na direção X global, que é a de interesse nessa análise.

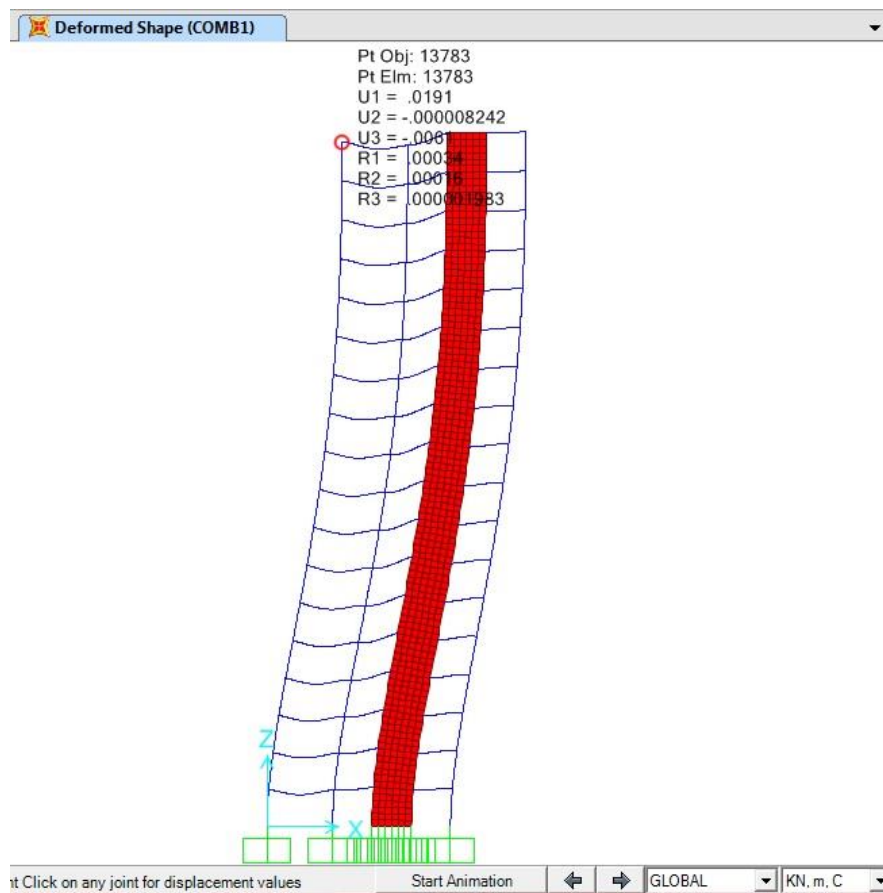


Figura 6.34 – Imagem da deformada da estrutura extraída do programa

Analisando a estrutura pelo programa SAP2000, foram obtidos os seguintes resultados:

Deslocamento horizontal máximo para a combinação de carregamentos no ELS:

$$f_H = 0,0191 \text{ m}$$

Considerando-se o fator $\psi_1=0,3$ de acordo com a tabela 13.3 da NBR 6118, aplicável à verificação no ELS:

$$f_H = 0,3 \times 0,0191 = 0,0057 \text{ m}$$

Verificação de deslocamento máximo lateral da estrutura:

$$f_{lim} = \frac{H}{1.700} = \frac{54}{1.700} = 0,032 \text{ m}$$
$$f_H = 0,0057 \text{ m} < f_{lim} = 0,032 \text{ m} \quad \text{ok!}$$

6.5.2. Dimensionamento do pilar P1

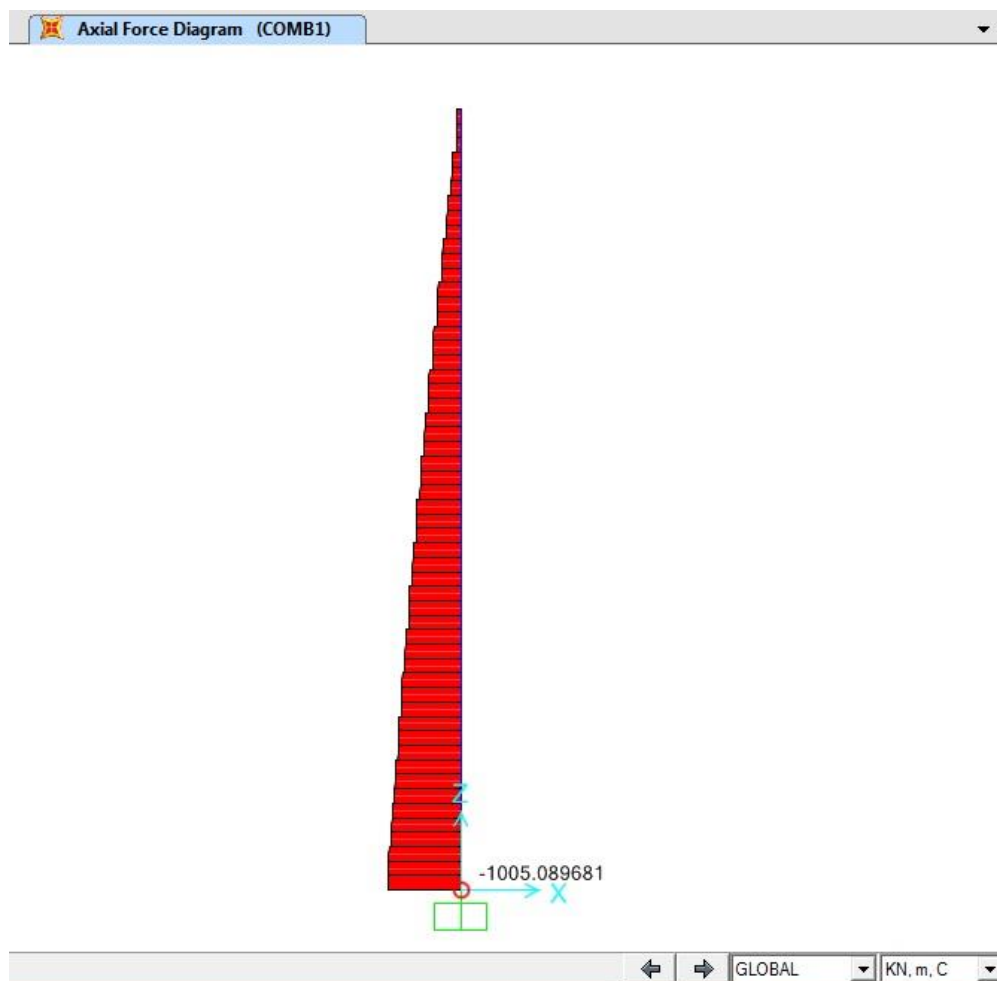


Figura 6.35 – Diagrama de esforço normal do pilar P1

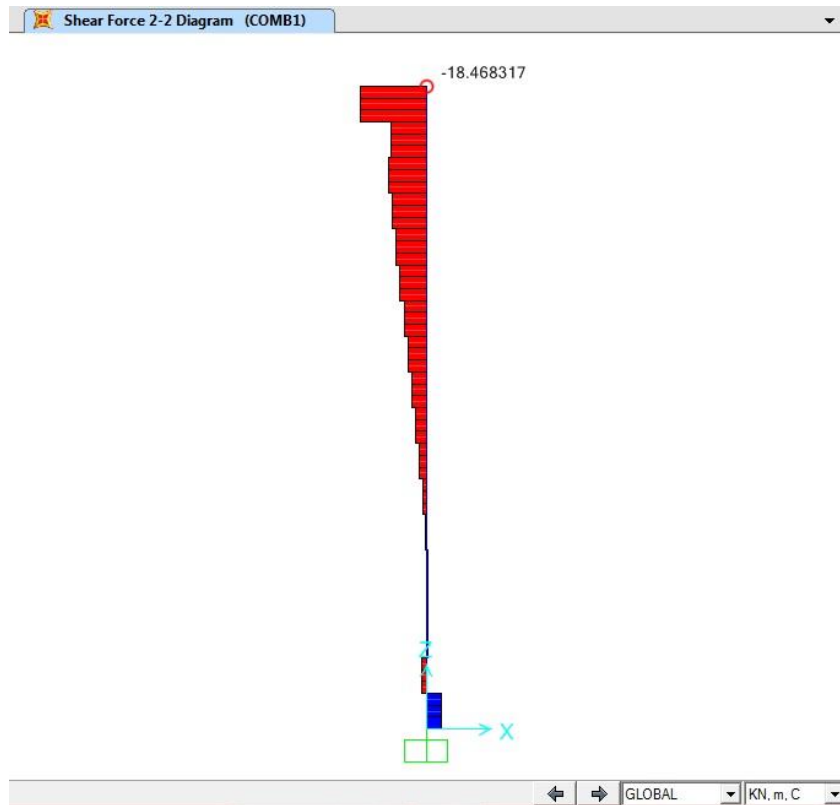


Figura 6.36 – Diagrama de esforços cortantes do pilar P1

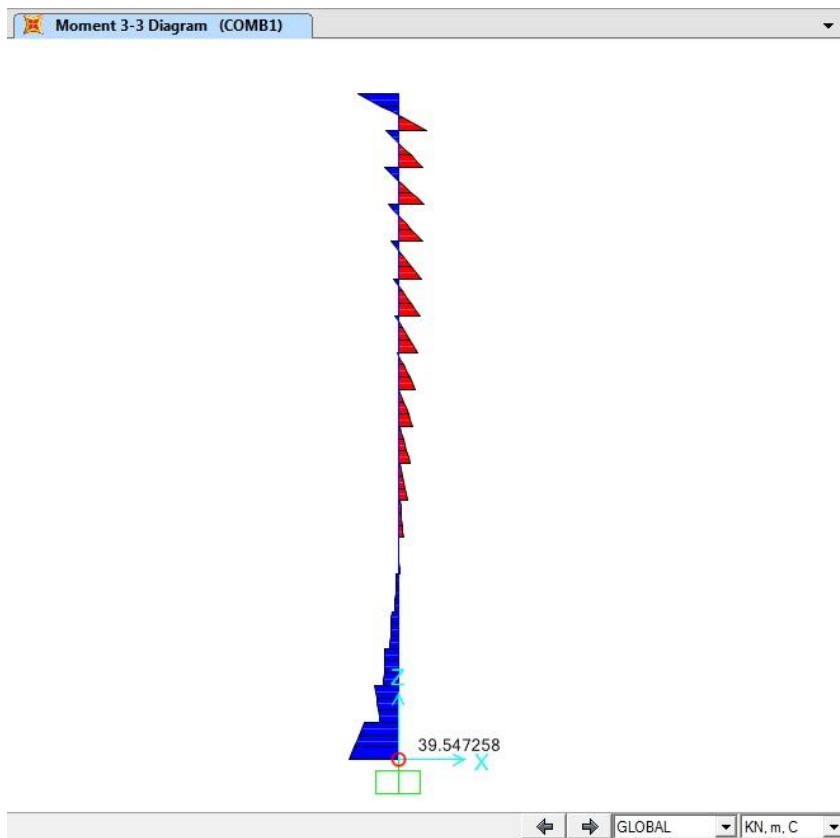


Figura 6.37 - Diagrama de momentos fletores do pilar P1 (Mxx)

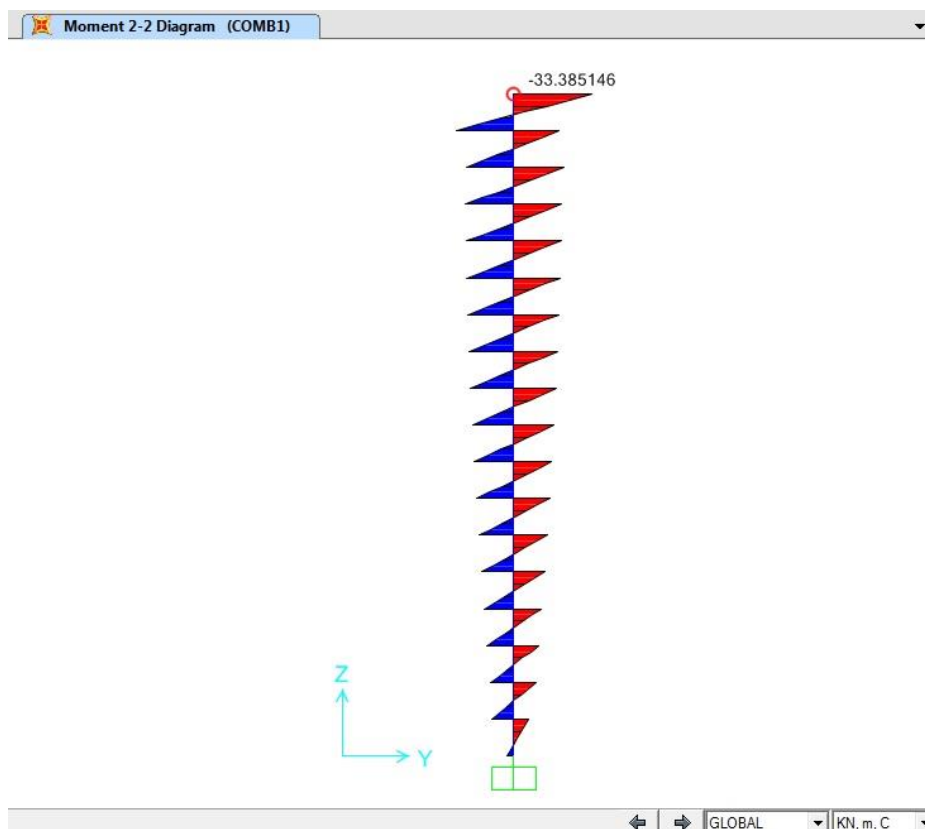


Figura 6.38 - Diagrama de momentos fletores do pilar P1 (Myy)

Com base nos diagramas de esforços obtidos são extraídos os valores dos esforços na seção mais desfavorável deste pilar são:

$$\begin{cases} N_d = -1005,09 \times 1,4 = -1407,13 \text{ kN} \\ M_{xx} = 39,55 \times 1,4 = 55,37 \text{ kN.m} \\ M_{yy} = -33,39 \times 1,4 = -46,75 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Momento mínimo em torno do eixo x:

$$M_{\text{mín}} = 1407,13 \times (0,015 + 0,03 \times 0,3) = 33,77 \text{ kN.m (não crítico)}$$

6.5.2.1. Armadura longitudinal mínima e máxima

A percentagem mínima de armaduras nos pilares é de:

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \times \frac{1407,13}{50/1,15} = 4,85 \text{ cm}^2$$

$$0,004 \times A_c = 0,004 \times 30 \times 70 = 8,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} < 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = 8,4 \text{ cm}^2$$

A máxima armadura permitida em pilares deve considerar inclusive a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda. Logo, a percentagem máxima de armadura é de 8% da seção de concreto, resultando em:

$$A_{s,\text{máx}} = 8\% \times A_c = 0,08 \times 30 \times 70 = 168 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fora das emendas } A_{s,\text{máx}} = 4\% \times A_c = 84 \text{ cm}^2$$

A NBR impõe também limitações quanto ao espaçamento máximo e mínimo das barras:

$$\text{esp}_{\text{max}} \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 2 \times b = 60 \text{ cm} \end{cases}$$
$$\text{esp}_{\text{min}} \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_{\text{barra}} \\ 1,2 \times D_{\text{agr}} \end{cases}$$

6.5.2.2. Armadura transversal mínima

Pela NBR 6118, a armadura transversal mínima deve seguir os seguintes critérios:

Diâmetro igual ou superior a 5 mm ou de ¼ do diâmetro da armadura principal

Espaçamento máximo que não exceda nenhum dos seguintes valores:

$$\begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b_{\text{pilar}} \\ 12 \phi_{\text{barra}} \end{cases}$$

6.5.2.3. Cálculo da armadura longitudinal

Foi adotada como base para a armadura longitudinal a armadura mínima, logo a armadura adotada foi de 8 Ø 12,5mm.

$$A_{s,\phi 12,5\text{mm}} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{adotado}} = 8 \times 1,23 \text{ cm}^2 = 9,84 \text{ cm}^2$$

A verificação da armadura longitudinal foi feito através do gráfico de interação da Figura 6.39.

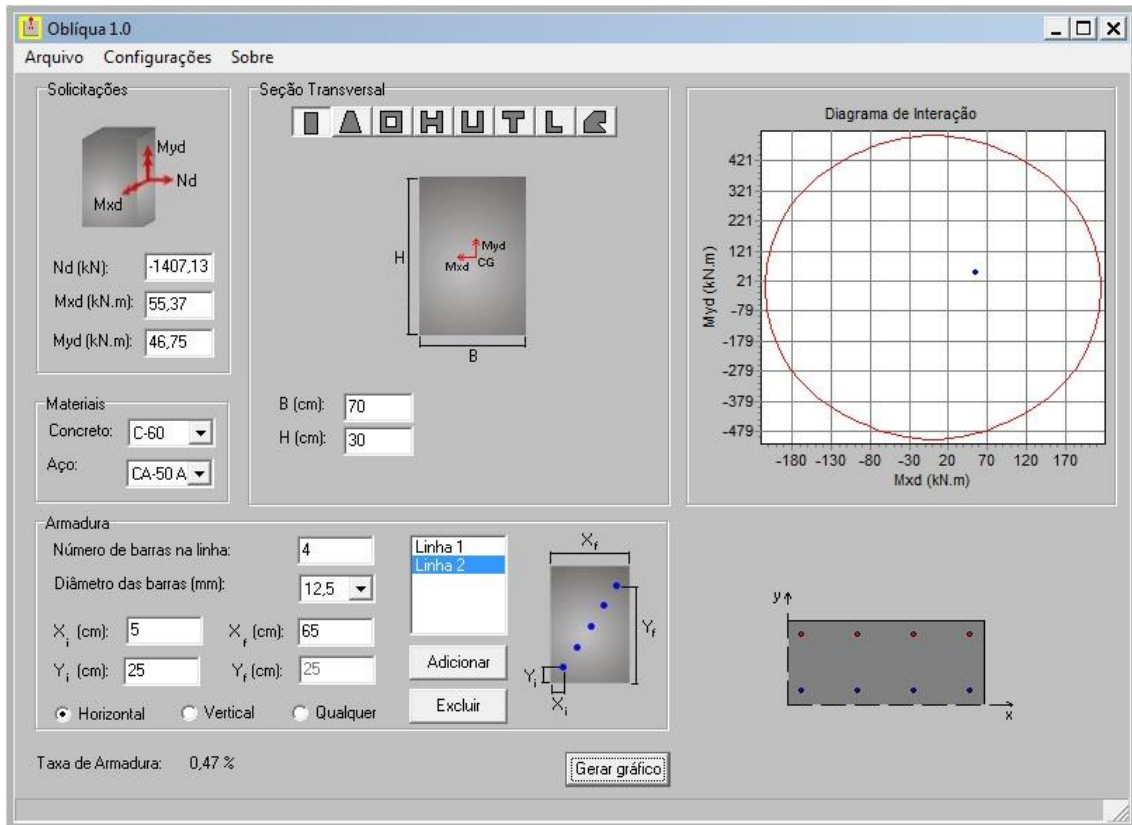


Figura 6.39 – Gráfico de interação do pilar P1

Verifica-se também que há a possibilidade da seção de concreto e a armadura serem reduzidas para 30x30 cm e 4 Ø 12,5mm, respectivamente, gerando assim o seguinte gráfico de interação da Figura 6.40.

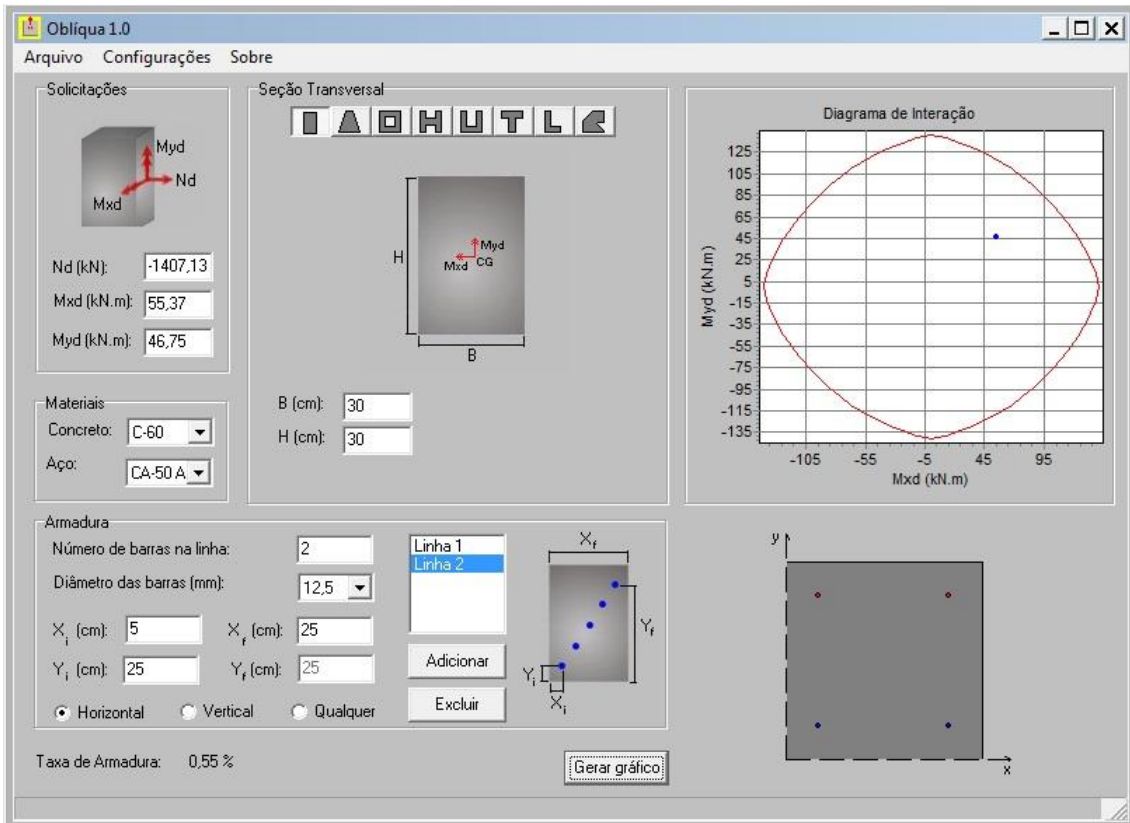


Figura 6.40 – Gráfico de interação do pilar P1 com redução da área de concreto

6.5.2.4. Estribos

A força cortante de cálculo máxima para efeito de compressão na biela é expressa por:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{60}{250}\right) \times \frac{60.000}{1,4} \times 0,3 \times 0,65$$

$$V_{Rd2} = 1714,89 > V_d = 18,47 \times 1,4 = 28,86 \text{ kN OK!}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times [2,12 \times \ln(1 + 0,11 \times f_{ck})]}{1,4} = 2,15 \text{ MPa}$$

$$V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$V_{c0} = 0,6 \times 2,15 \times 10^3 \times 0,3 \times 0,65 = 251,55 \text{ kN}$$

$$M_0 = N_k \times \frac{h}{6} = 1005,09 \times \frac{0,7}{6} = 117,26 \text{ kN.m}$$

$$V_c = V_{c0} \times \left(1 + \frac{M_0}{M_{Sd}}\right)$$

$$V_c \leq 2 \times V_{c0} \quad \rightarrow \quad \text{na flexo - compressão}$$

$$V_c = 251,55 \times \left(1 + \frac{117,26}{55,37}\right) = 784,27 \text{ kN}$$

Como $V_c = 751,58 \text{ kN} > 2 \times V_{c0} = 503,1 \text{ kN}$, utilizaremos $V_c = 503,1 \text{ kN}$

$$\left(\frac{A_s}{s}\right) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} = V_d - V_c$$

$$V_d - V_c < 0 \rightarrow \text{armadura mínima}$$

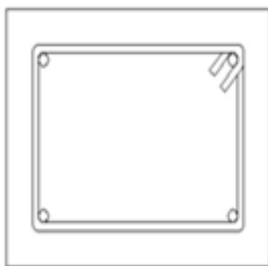
Como foi adotada armadura principal de 8 Φ 12,5 mm, o espaçamento da armadura transversal mínima será:

$$\begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b_{\text{pilar}} = 30 \text{ cm} \\ 12 \phi_{\text{barra}} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Serão adotados, portanto, estribos de 8 mm a cada 15 cm.

6.5.2.5. Detalhamento da seção

A armadura do pilar P1 na seção considerada será conforme o esquema a seguir. Foram introduzidos grampos complementares em barras longitudinais intermediárias para proteger contra a flambagem desta armadura, em casos em que estas barras distavam mais de $20 \phi_{\text{estribo}}$ (16cm) das barras do canto.



Pilar 30x30

Armadura longitudinal \rightarrow 4 Φ 12,5 mm

Armadura transversal \rightarrow Φ 8 c 15

Cobrimento \rightarrow 3,5 cm

6.5.3. Dimensionamento do pilar P5

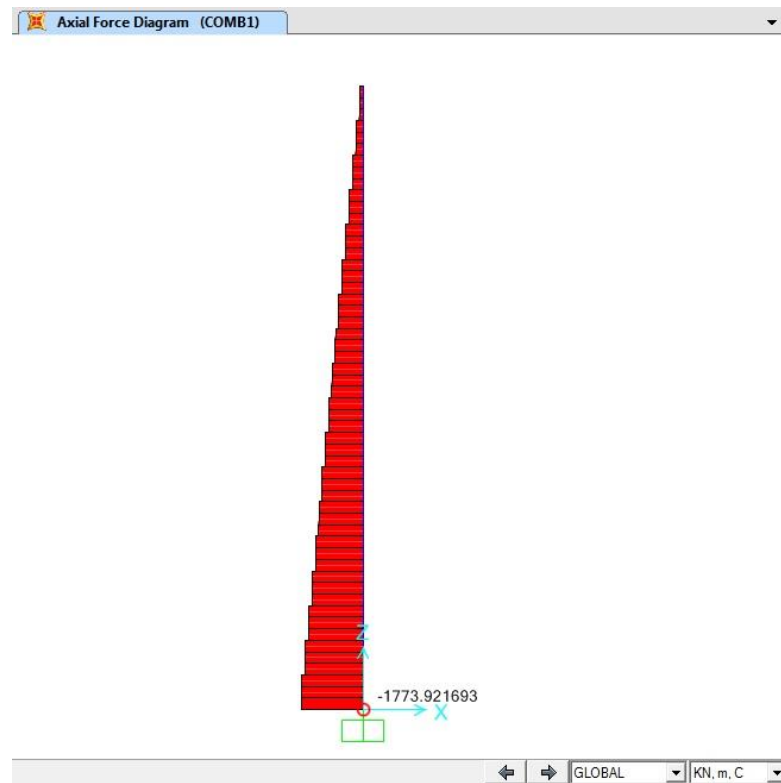


Figura 6.41 – Diagrama de esforço normal do pilar P5

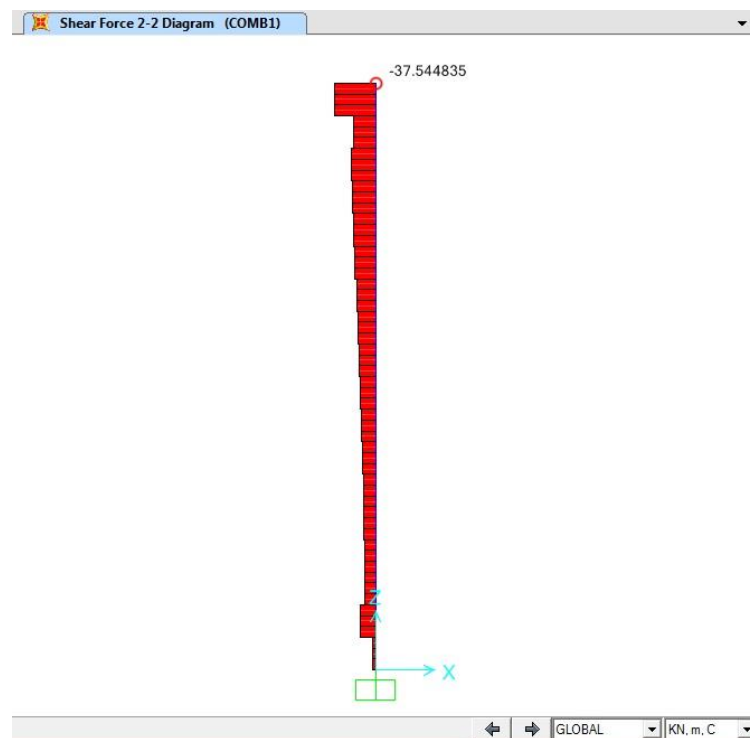


Figura 6.42 – Diagrama de esforços cortantes do pilar P5

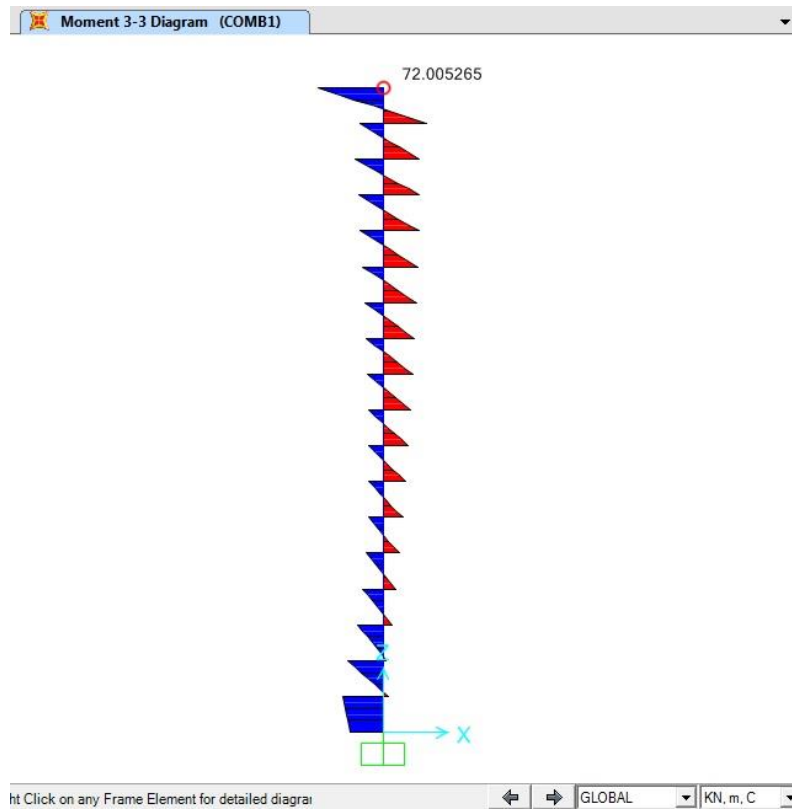


Figura 6.43- Diagrama de momentos fletores do pilar P5 (Mxx)

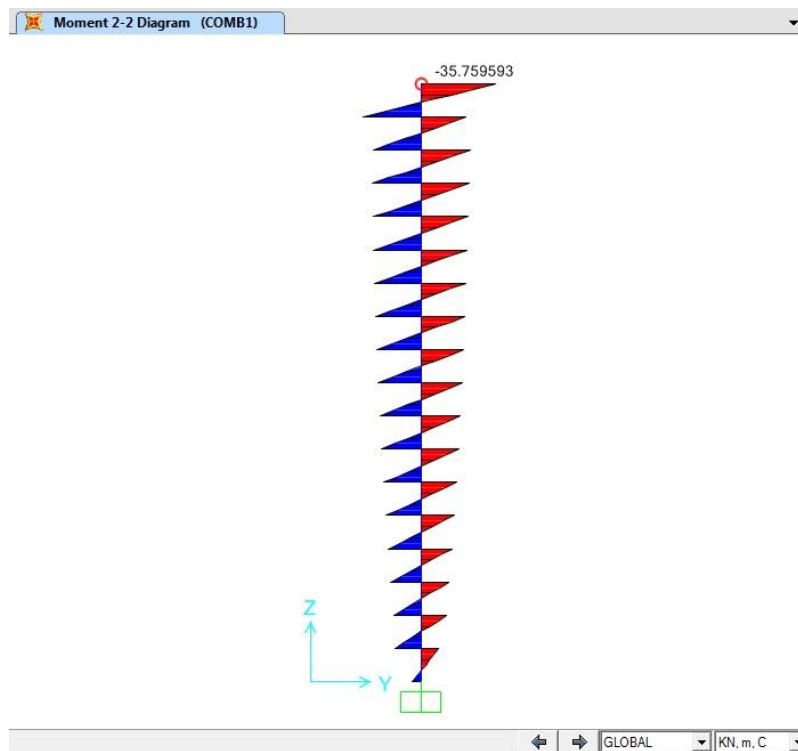


Figura 6.44 - Diagrama de momentos fletores do pilar P5 (Myy)

Com base nos diagramas de esforços obtidos são extraídos os valores dos esforços na seção mais desfavorável deste pilar são:

$$\begin{cases} N_d = -1773,92 \times 1,4 = -2483,49 \text{ kN} \\ M_{xx} = 72,01 \times 1,4 = 100,81 \text{ kN.m} \\ M_{yy} = -35,76 \times 1,4 = -50,06 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Momento mínimo em torno do eixo **x**:

$$M_{\text{mín}} = 2483,49 \times (0,015 + 0,03 \times 0,3) = 59,60 \text{ kN.m (não crítico)}$$

6.5.3.1. Armadura longitudinal mínima e máxima

O valor limite para armaduras longitudinais nos pilares de acordo com o item 17.3.5.3 da NBR 6118 é de:

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \times \frac{2483,49}{50/1,15} = 8,57 \text{ cm}^2$$

$$0,004 \times A_c = 0,004 \times 30 \times 70 = 8,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} > 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = 8,57 \text{ cm}^2$$

A máxima armadura permitida em pilares deve considerar inclusive a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda. Logo, a percentagem máxima de armadura é de 8% da seção de concreto, resultando em:

$$A_{s,\text{máx}} = 8\% \times A_c = 0,08 \times 30 \times 70 = 168 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fora das emendas } A_{s,\text{máx}} = 4\% \times A_c = 84 \text{ cm}^2$$

A NBR impõe também limitações quanto ao espaçamento máximo e mínimo das barras:

$$\text{esp}_{\text{max}} \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 2 \times b = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$esp_{\min} \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_{\text{barra}} \\ 1,2 \times D_{\text{agr}} \end{cases}$$

6.5.3.2. Armadura transversal mínima

Pela NBR 6118, a armadura transversal mínima deve seguir os seguintes critérios:

Diâmetro igual ou superior a 5 mm ou de ¼ do diâmetro da armadura principal

Espaçamento máximo que não exceda nenhum dos seguintes valores:

$$\begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b_{\text{pilar}} \\ 12 \phi_{\text{barra}} \end{cases}$$

6.5.3.3. Cálculo da armadura longitudinal

Foi adotada como base para a armadura longitudinal a armadura mínima, logo a armadura adotada foi de 8 Ø 12,5mm.

$$A_{s,\phi 12,5\text{mm}} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{adotado}} = 8 \times 1,23 \text{ cm}^2 = 9,84 \text{ cm}^2$$

A verificação da armadura longitudinal foi feito através do gráfico de interação da Figura 6.45.

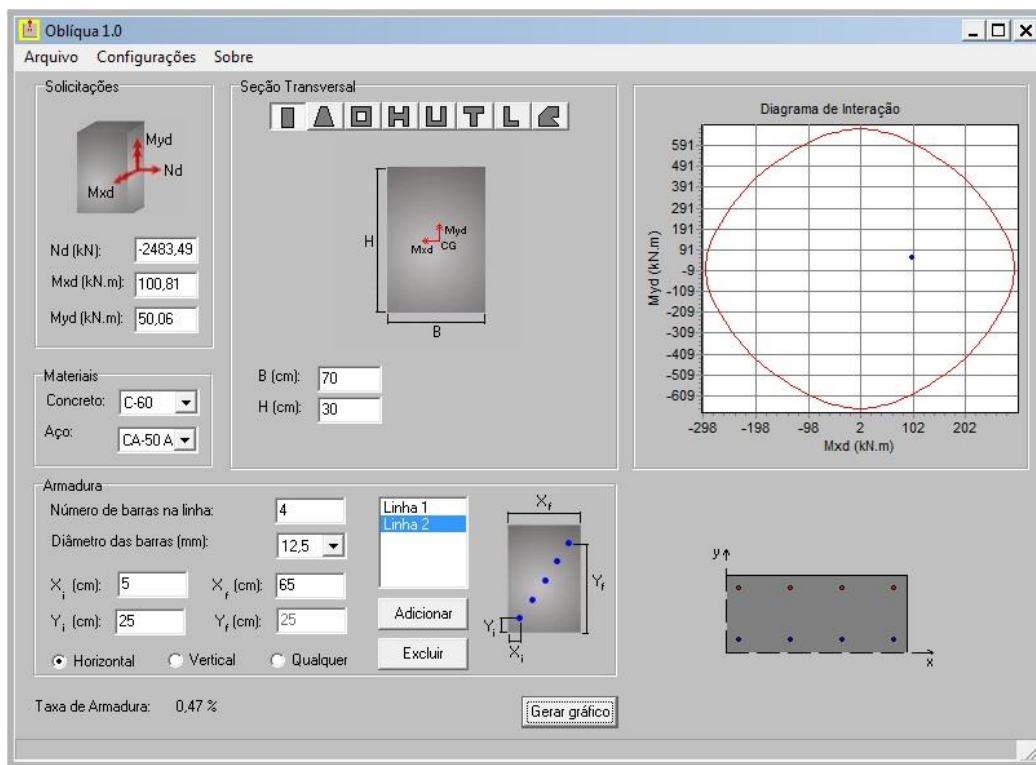


Figura 6.45 – Gráfico de interação do pilar P5

Verifica-se também que há a possibilidade da seção de concreto ser reduzida para 30 x 30 cm gerando assim o seguinte gráfico de interação da Figura 6.46.

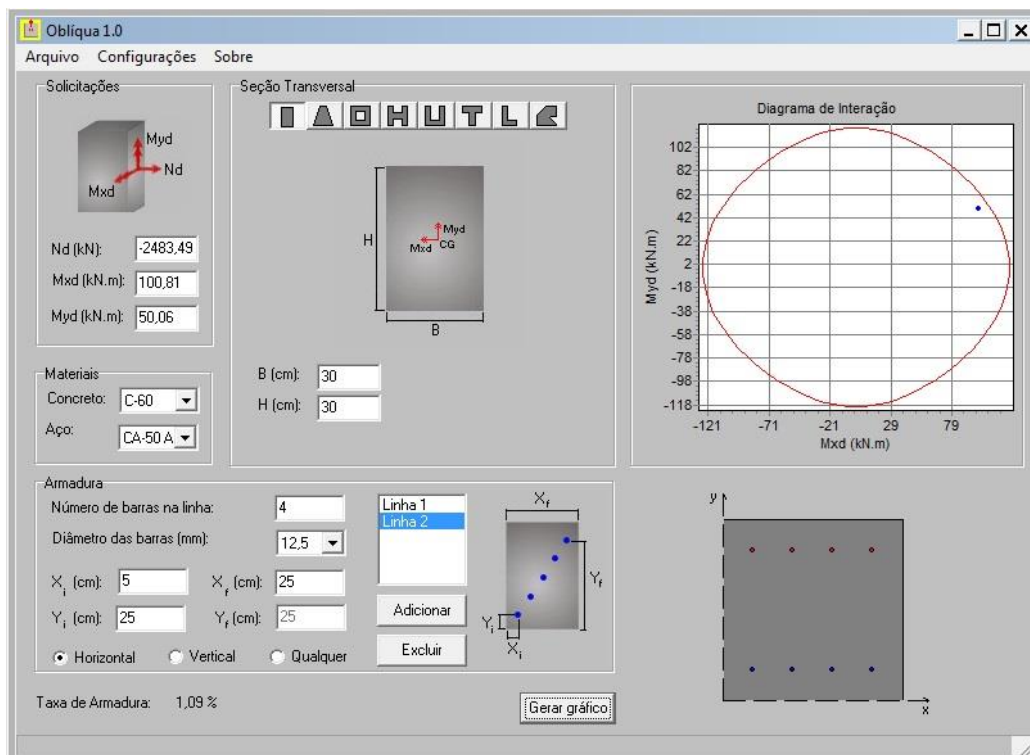


Figura 6.46 – Gráfico de interação do pilar P5 com redução da área de concreto

6.5.3.4. Estribos

A força cortante de cálculo máxima para efeito de compressão na biela é expressa por:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{60}{250}\right) \times \frac{60.000}{1,4} \times 0,3 \times 0,65$$

$$V_{Rd2} = 1714,89 > V_d = 37,54 \times 1,4 = 52,56 \text{ kN OK!}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times [2,12 \times \ln(1 + 0,11 \times f_{ck})]}{1,4} = 2,15 \text{ MPa}$$

$$V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$V_{c0} = 0,6 \times 2,15 \times 10^3 \times 0,3 \times 0,65 = 251,55 \text{ kN}$$

$$M_0 = N_k \times \frac{h}{6} = 1773,92 \times \frac{0,7}{6} = 206,96 \text{ kN.m}$$

$$V_c = V_{c0} \times \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd}}\right)$$

$$V_c \leq 2 \times V_{c0} \quad \rightarrow \quad \text{na flexo - compressão}$$

$$V_c = 251,55 \times \left(1 + \frac{206,96}{100,81}\right) = 767,97 \text{ kN}$$

Como $V_c = 767,97 \text{ kN} > 2 \times V_{c0} = 503,1 \text{ kN}$, utilizaremos $V_c = 503,1 \text{ kN}$

$$\left(\frac{A_s}{s}\right) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} = V_d - V_c$$

$$V_d - V_c < 0 \rightarrow \text{armadura mínima}$$

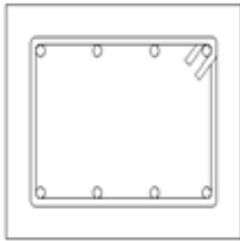
Como foi adotada armadura principal de 8 Φ 12,5 mm, o espaçamento da armadura transversal mínima será:

$$\begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b_{\text{pilar}} = 30 \text{ cm} \\ 12 \phi_{\text{barra}} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Serão adotados, portanto, estribos de 8 mm a cada 15 cm.

6.5.3.5. Detalhamento da seção

A armadura do pilar P5 na seção considerada será conforme o esquema a seguir. Foram introduzidos grampos complementares em barras longitudinais intermediárias para proteger contra a flambagem desta armadura, em casos em que estas barras distavam mais de $20 \phi_{\text{estribo}}$ (16cm) das barras do canto.



Pilar 30 x 30

Armadura longitudinal $\rightarrow 8 \Phi 12,5$ mm

Armadura transversal $\rightarrow \Phi 8$ c 15

Cobrimento $\rightarrow 3,5$ cm

6.5.4. Dimensionamento do pilar P6

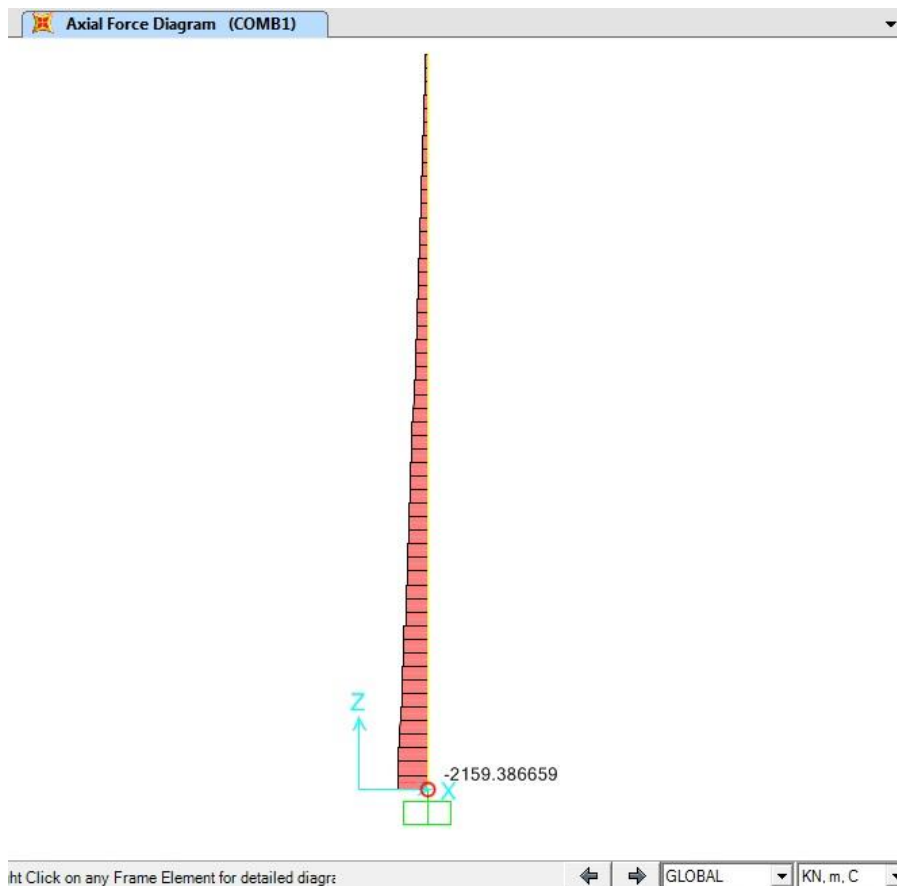


Figura 6.47 – Diagrama de esforço normal do pilar P6

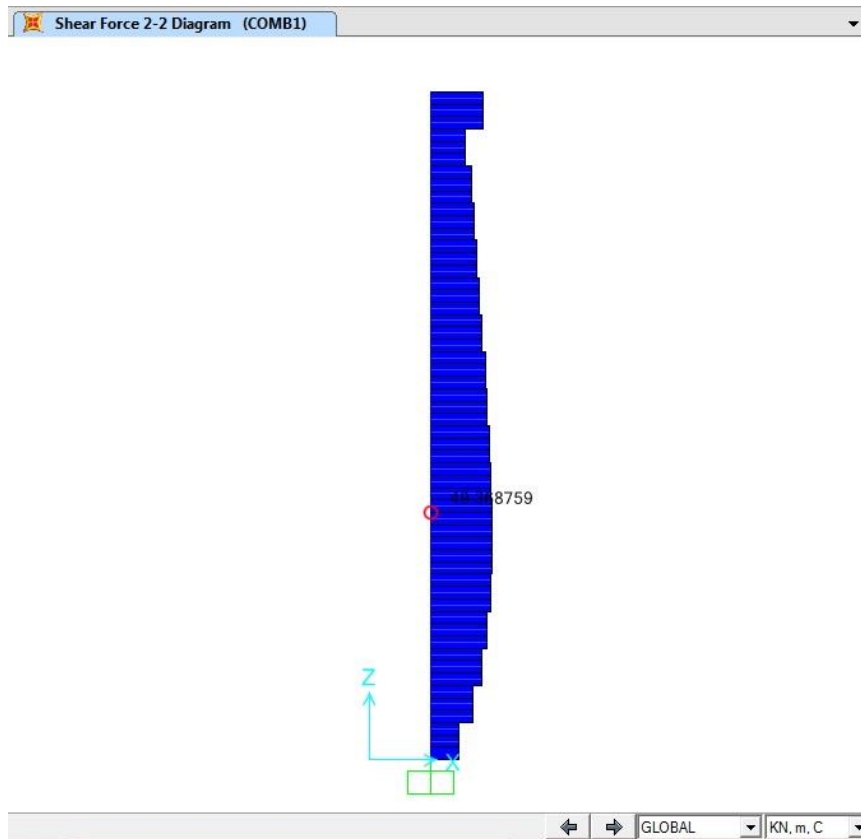


Figura 6.48 – Diagrama de esforços cortantes do pilar P6

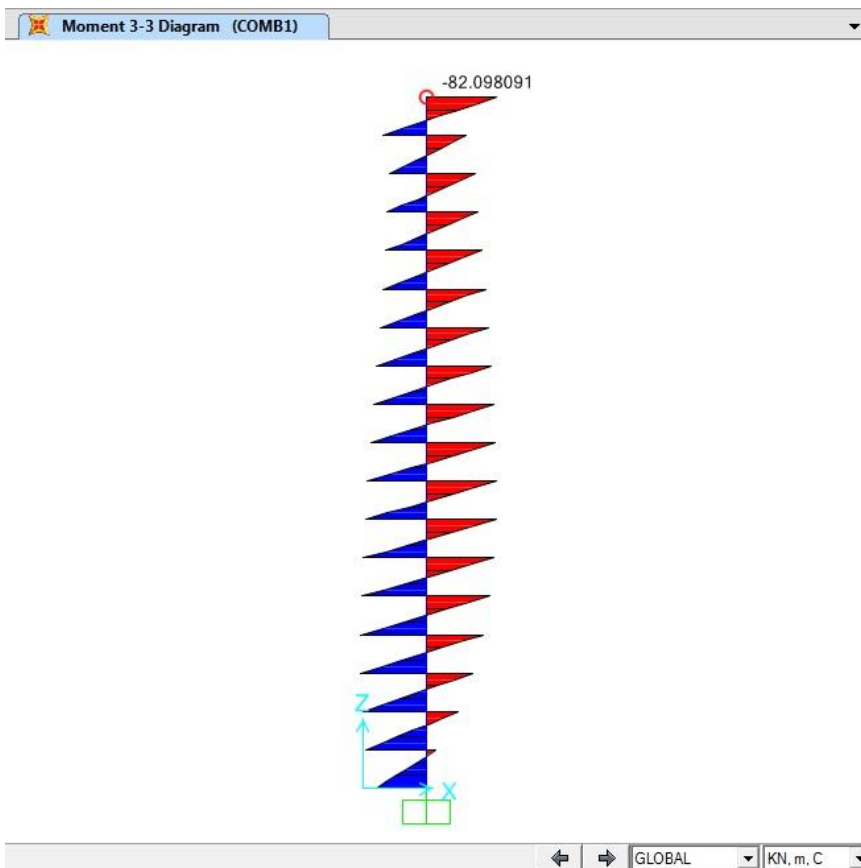


Figura 6.49 - Diagrama de momentos fletores do pilar P6 (Mxx)

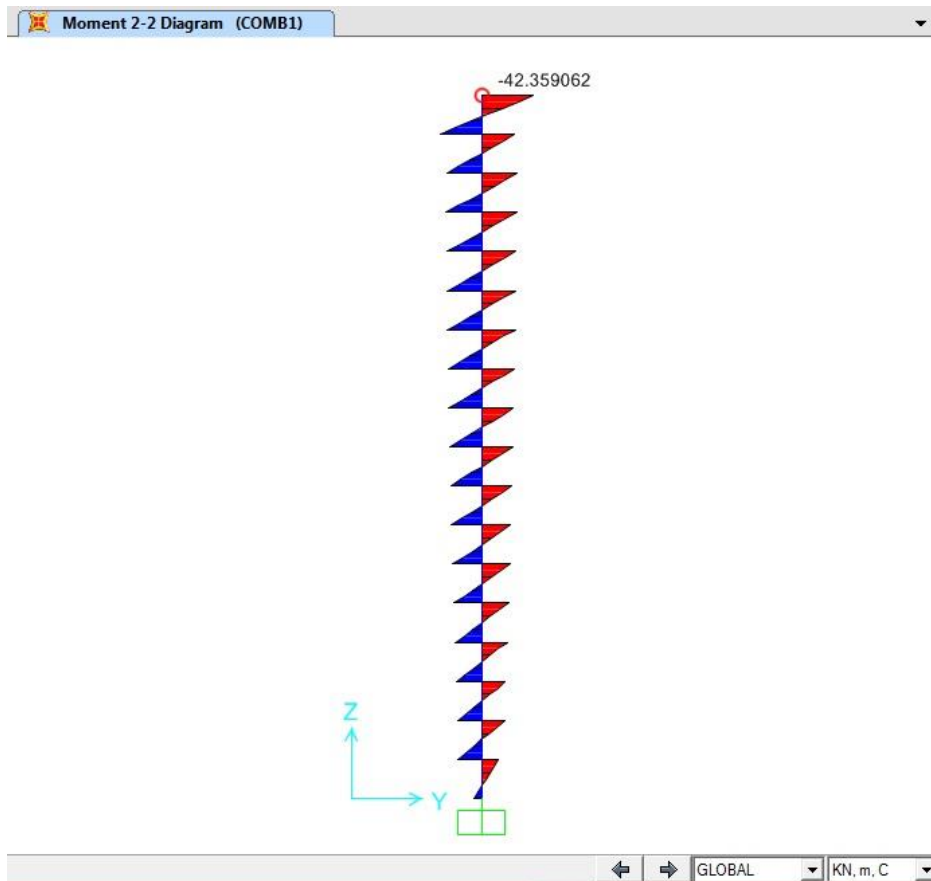


Figura 6.50 - Diagrama de momentos fletores do pilar P6 (Myy)

Com base nos diagramas de esforços obtidos são extraídos os valores dos esforços na seção mais desfavorável deste pilar são:

$$\begin{cases} N_d = -2159,39 \times 1,4 = -3023,15 \text{ kN} \\ M_{xx} = -82,10 \times 1,4 = -114,94 \text{ kN.m} \\ M_{yy} = -42,36 \times 1,4 = -59,30 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Momento mínimo em torno do eixo x:

$$M_{\text{mín}} = 3023,15 \times (0,015 + 0,03 \times 0,3) = 72,56 \text{ kN.m (não crítico)}$$

6.5.4.1. Armadura longitudinal mínima e máxima

A percentagem mínima de armaduras nos pilares é de:

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \times \frac{3023,15}{50/1,15} = 10,43 \text{ cm}^2$$

$$0,004 \times A_c = 0,004 \times 30 \times 70 = 8,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} > 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = 10,43 \text{ cm}^2$$

A máxima armadura permitida em pilares deve considerar inclusive a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda. Logo, a percentagem máxima de armadura é de 8% da seção de concreto, resultando em:

$$A_{s,\text{máx}} = 8\% \times A_c = 0,08 \times 30 \times 70 = 168 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fora das emendas } A_{s,\text{máx}} = 4\% \times A_c = 84 \text{ cm}^2$$

A NBR impõe também limitações quanto ao espaçamento máximo e mínimo das barras:

$$\text{esp}_{\text{max}} \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 2 \times b = 60 \text{ cm} \end{cases}$$
$$\text{esp}_{\text{min}} \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \emptyset_{\text{barra}} \\ 1,2 \times D_{\text{agr}} \end{cases}$$

6.5.4.2. Armadura transversal mínima

Pela NBR 6118, a armadura transversal mínima deve seguir os seguintes critérios:

Diâmetro igual ou superior a 5 mm ou de ¼ do diâmetro da armadura principal

Espaçamento máximo que não exceda nenhum dos seguintes valores:

$$\begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b_{\text{ pilar}} \\ 12 \emptyset_{\text{ barra}} \end{cases}$$

6.5.4.3. Cálculo da armadura longitudinal

Foi adotada como base para a armadura longitudinal a armadura mínima, logo a armadura adotada foi de 10 Ø 12,5mm.

$$A_{s,\phi 12,5\text{mm}} = 1,23 \text{ cm}^2$$
$$A_{s,\text{adotado}} = 10 \times 1,23 \text{ cm}^2 = 12,3 \text{ cm}^2$$

A verificação da armadura longitudinal foi feito através do gráfico de interação da Figura 6.51.

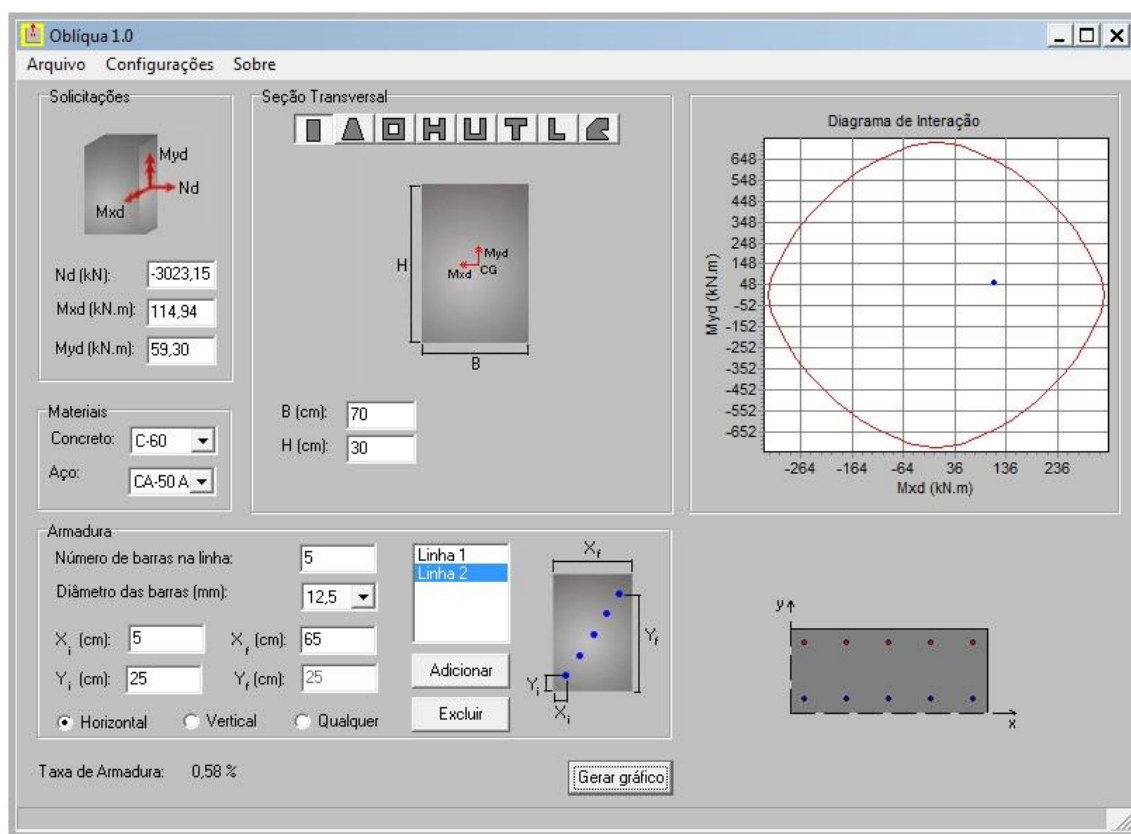


Figura 6.51 – Gráfico de interação do pilar P6

Verifica-se também que há a possibilidade da seção de concreto ser reduzida para 30 x 35 cm gerando assim o seguinte gráfico de interação da Figura 6.52.

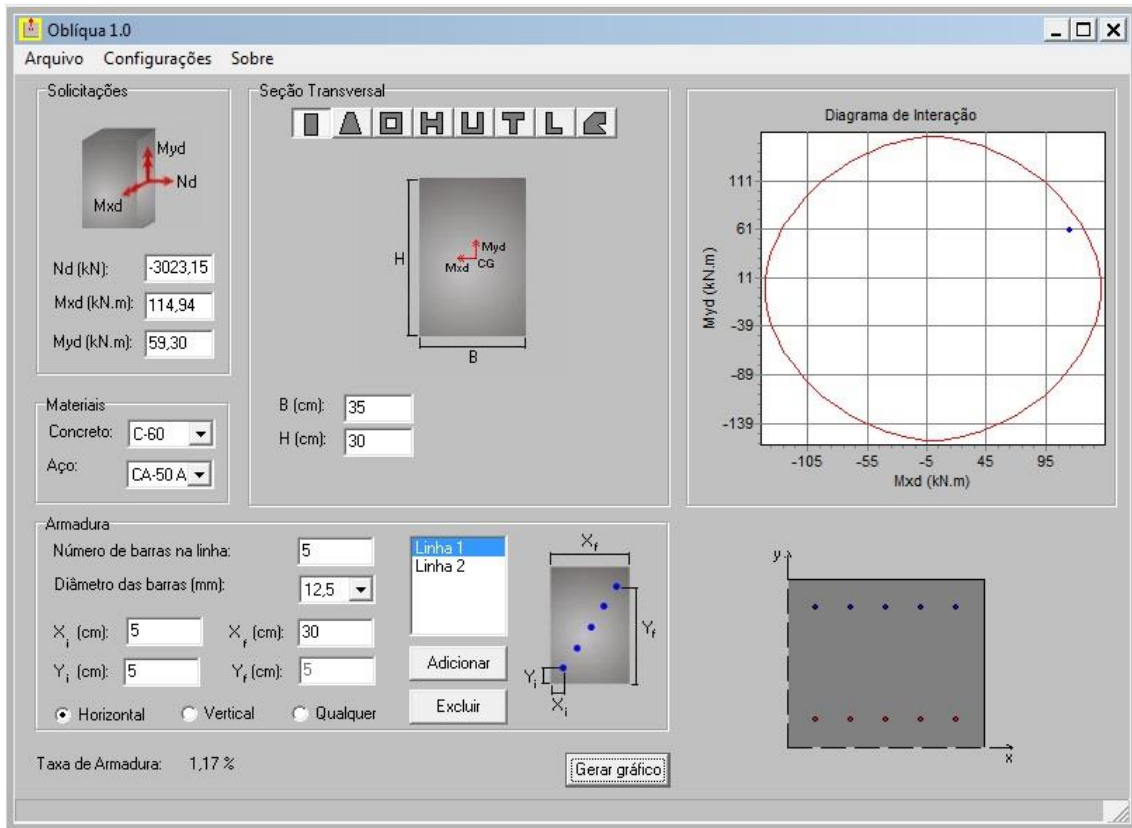


Figura 6.52 – Gráfico de interação do pilar P6 com redução da área de concreto

6.5.4.4. Estribos

A força cortante de cálculo máxima para efeito de compressão na biela é expressa por:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{60}{250}\right) \times \frac{60.000}{1,4} \times 0,3 \times 0,65$$

$$V_{Rd2} = 1714,89 > V_d = 49,37 \times 1,4 = 69,12 \text{ kN OK!}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times [2,12 \times \ln(1 + 0,11 \times f_{ck})]}{1,4} = 2,15 \text{ MPa}$$

$$V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$V_{c0} = 0,6 \times 2,15 \times 10^3 \times 0,3 \times 0,65 = 251,55 \text{ kN}$$

$$M_0 = N_k \times \frac{h}{6} = 2159,39 \times \frac{0,7}{6} = 251,93 \text{ kN.m}$$

$$V_c = V_{c0} \times \left(1 + \frac{M_0}{M_{Sd}}\right)$$

$$V_c \leq 2 \times V_{c0} \quad \rightarrow \quad \text{na flexo - compressão}$$

$$V_c = 251,55 \times \left(1 + \frac{251,93}{114,94}\right) = 802,91 \text{ kN}$$

Como $V_c = 802,91 \text{ kN} > 2 \times V_{c0} = 503,1 \text{ kN}$, utilizaremos $V_c = 503,1 \text{ kN}$

$$\left(\frac{A_s}{s}\right) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} = V_d - V_c$$

$$V_d - V_c < 0 \rightarrow \text{armadura mínima}$$

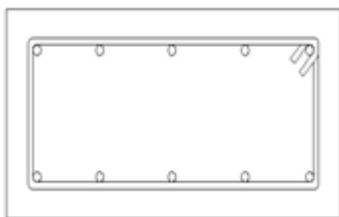
Como foi adotada armadura principal de 10 Φ 12,5 mm, o espaçamento da armadura transversal mínima será:

$$\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ b_{\text{pilar}} = 30 \text{ cm} \\ 12 \phi_{\text{barra}} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Serão adotados, portanto, estribos de 8 mm a cada 15 cm.

6.5.4.5. Detalhamento da seção

A armadura do pilar P6 na seção considerada será conforme o esquema a seguir. Foram introduzidos grampos complementares em barras longitudinais intermediárias para proteger contra a flambagem desta armadura, em casos em que estas barras distavam mais de $20 \phi_{\text{estribo}}$ (16cm) das barras do canto.



Pilar 30x35

Armadura longitudinal \rightarrow 10 Φ 12,5 mm

Armadura transversal \rightarrow Φ 8 c 15

Cobrimento \rightarrow 3,5 cm

6.5.5. Dimensionamento do pilar P8

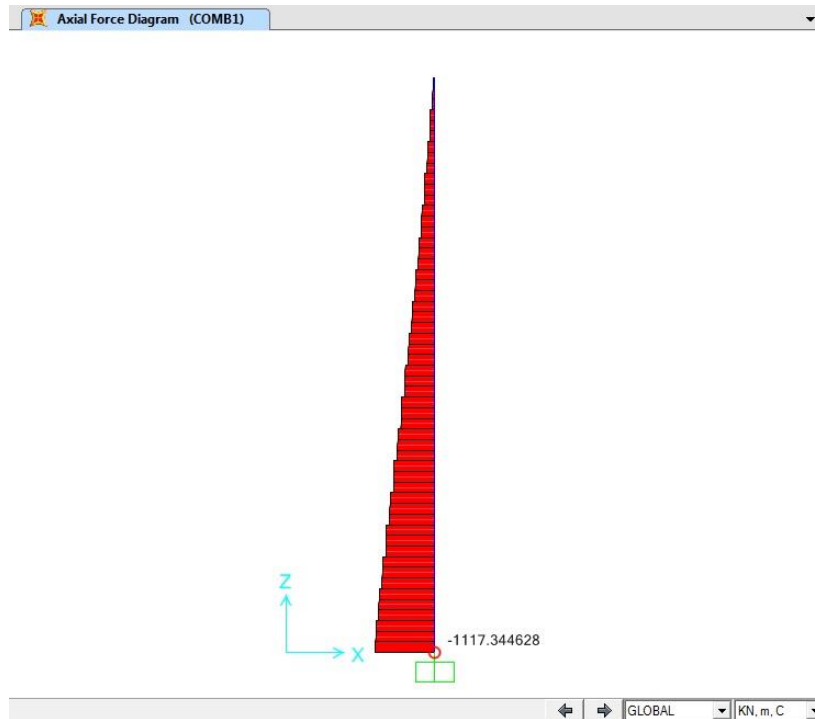


Figura 6.53 – Diagrama de esforço normal do pilar P8

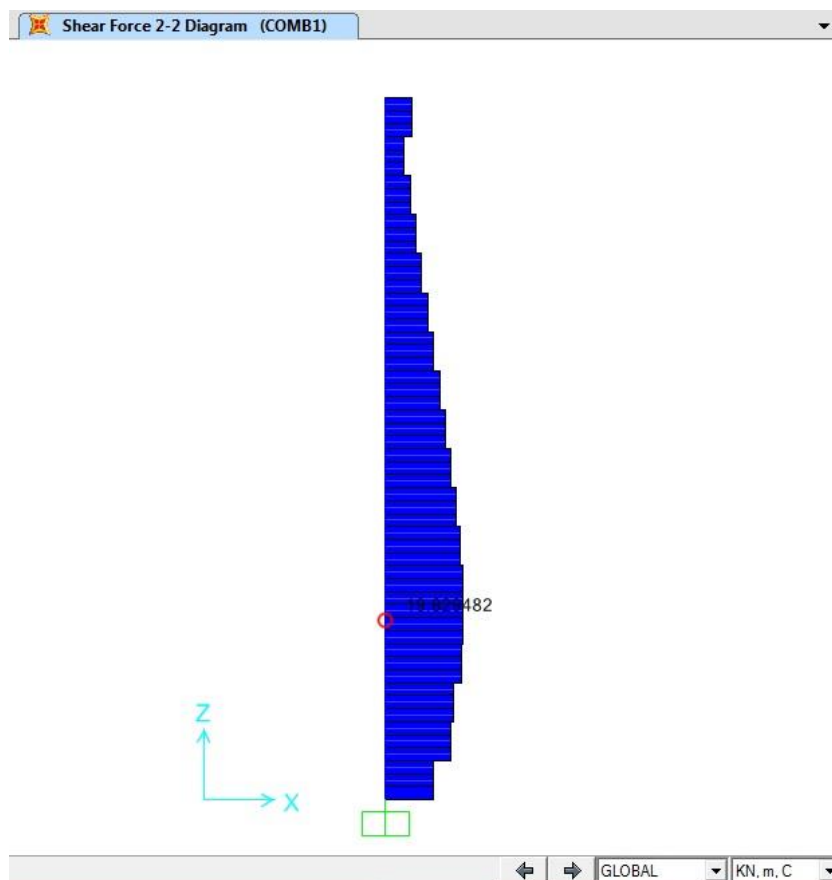


Figura 6.54 – Diagrama de esforços cortantes do pilar P8

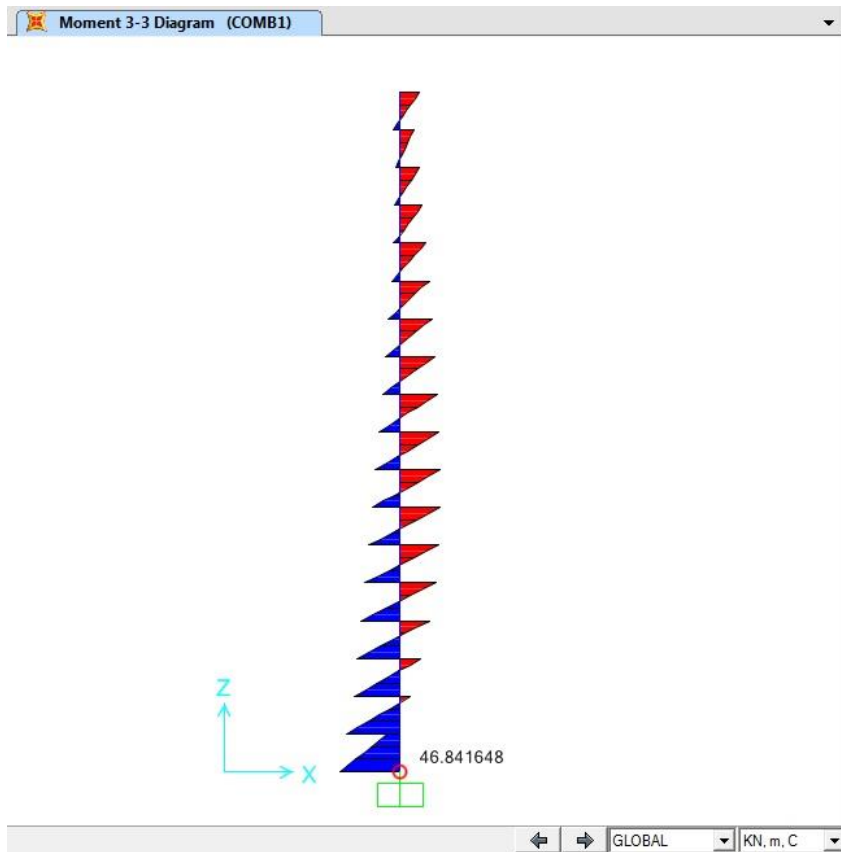


Figura 6.55 - Diagrama de momentos fletores do pilar P8 (M_{xx})

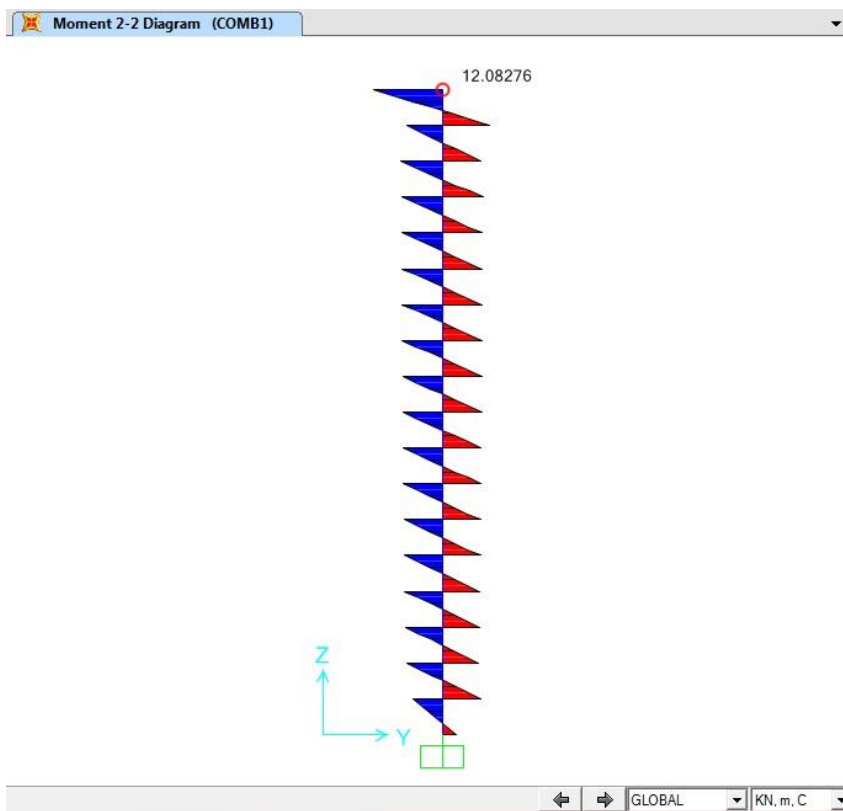


Figura 6.56 - Diagrama de momentos fletores do pilar P8 (M_{yy})

Com base nos diagramas de esforços obtidos são extraídos os valores dos esforços na seção mais desfavorável deste pilar são:

$$\begin{cases} N_d = -1117,34 \times 1,4 = -1564,27 \text{ kN} \\ M_{xx} = 46,84 \times 1,4 = 65,58 \text{ kN.m} \\ M_{yy} = 12,08 \times 1,4 = 16,91 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Momento mínimo em torno do eixo x :

$$M_{\text{mín}} = 1564,27 \times (0,015 + 0,03 \times 0,3) = 37,54 \text{ kN.m (não crítico)}$$

6.5.5.1. Armadura longitudinal mínima e máxima

A percentagem mínima de armaduras nos pilares é de:

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \times \frac{1564,27}{50/1,15} = 5,40 \text{ cm}^2$$

$$0,004 \times A_c = 0,004 \times 30 \times 70 = 8,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} < 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = 8,4 \text{ cm}^2$$

A máxima armadura permitida em pilares deve considerar inclusive a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda. Logo, a percentagem máxima de armadura é de 8% da seção de concreto, resultando em:

$$A_{s,\text{máx}} = 8\% \times A_c = 0,08 \times 30 \times 70 = 168 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fora das emendas } A_{s,\text{máx}} = 4\% \times A_c = 84 \text{ cm}^2$$

A NBR impõe também limitações quanto ao espaçamento máximo e mínimo das barras:

$$\text{esp}_{\text{max}} \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 2 \times b = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{esp}_{\min} \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_{\text{barra}} \\ 1,2 \times D_{\text{agr}} \end{cases}$$

6.5.5.2. Armadura transversal mínima

Pela NBR 6118, a armadura transversal mínima deve seguir os seguintes critérios:

Diâmetro igual ou superior a 5 mm ou de $\frac{1}{4}$ do diâmetro da armadura principal

Espaçamento máximo que não exceda nenhum dos seguintes valores:

$$\begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b_{\text{pilar}} \\ 12 \phi_{\text{barra}} \end{cases}$$

6.5.5.3. Cálculo da armadura longitudinal

Foi adotada como base para a armadura longitudinal a armadura mínima, logo a armadura adotada foi de 8 Ø 12,5mm.

$$A_{s,\phi 12,5\text{mm}} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{adotado}} = 8 \times 1,23 \text{ cm}^2 = 9,84 \text{ cm}^2$$

A verificação da armadura longitudinal foi feito através do gráfico de interação da Figura 6.57.

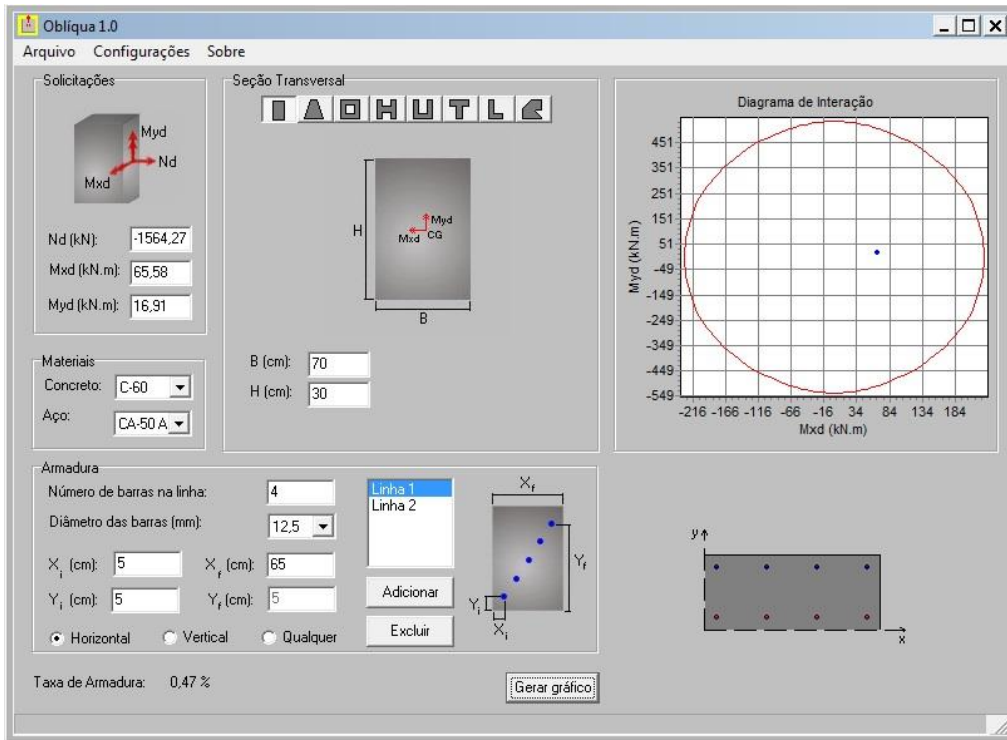


Figura 6.57 – Gráfico de interação do pilar P8

Verifica-se também que há a possibilidade da seção de concreto e a armadura serem reduzidas para 30 x 30 cm e 4 Ø 12,5mm, respectivamente, gerando assim o seguinte gráfico de interação da Figura 6.58.

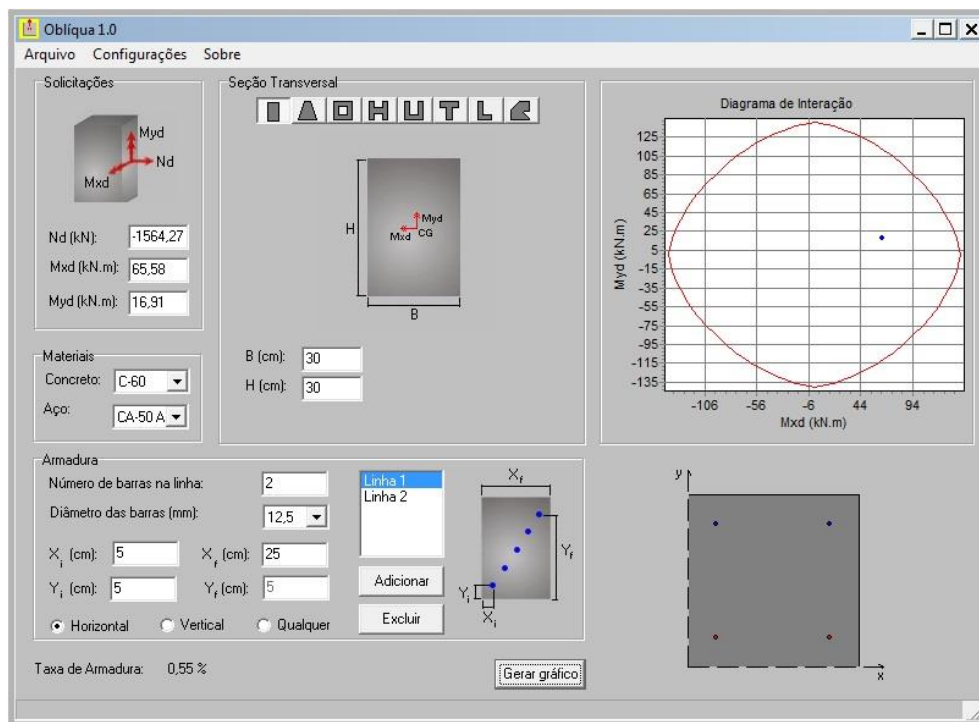


Figura 6.58 – Gráfico de interação do pilar P8 com redução da área de concreto

6.5.5.4. Estribos

A força cortante de cálculo máxima para efeito de compressão na biela é expressa por:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{60}{250}\right) \times \frac{60.000}{1,4} \times 0,3 \times 0,65$$

$$V_{Rd2} = 1714,89 > V_d = 19,83 \times 1,4 = 27,76 \text{ kN OK!}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times [2,12 \times \ln(1 + 0,11 \times f_{ck})]}{1,4} = 2,15 \text{ MPa}$$

$$V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$V_{c0} = 0,6 \times 2,15 \times 10^3 \times 0,3 \times 0,65 = 251,55 \text{ kN}$$

$$M_0 = N_k \times \frac{h}{6} = 1117,34 \times \frac{0,7}{6} = 130,36 \text{ kN.m}$$

$$V_c = V_{c0} \times \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd}}\right)$$

$$V_c \leq 2 \times V_{c0} \quad \rightarrow \quad \text{na flexo - compressão}$$

$$V_c = 251,55 \times \left(1 + \frac{130,36}{65,58}\right) = 751,58 \text{ kN}$$

Como $V_c = 751,58 \text{ kN} > 2 \times V_{c0} = 503,1 \text{ kN}$, utilizaremos $V_c = 503,1 \text{ kN}$

$$\left(\frac{A_s}{s}\right) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} = V_d - V_c$$

$$V_d - V_c < 0 \rightarrow \text{armadura mínima}$$

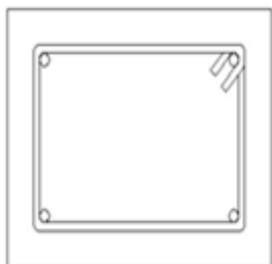
Como foi adotada armadura principal de 8 Φ 12,5 mm, o espaçamento da armadura transversal mínima será:

$$\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ b_{\text{pilar}} = 30 \text{ cm} \\ 12 \phi_{\text{barra}} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Serão adotados, portanto, estribos de 8 mm a cada 15 cm.

6.5.5.5. Detalhamento da seção

A armadura do pilar P8 na seção considerada será conforme o esquema a seguir. Foram introduzidos grampos complementares em barras longitudinais intermediárias para proteger contra a flambagem desta armadura, em casos em que estas barras distavam mais de $20 \varnothing_{\text{estribo}}$ (16cm) das barras do canto.



Pilar 30x30

Armadura longitudinal $\rightarrow 4 \Phi 12,5 \text{ mm}$

Armadura transversal $\rightarrow \Phi 8 \text{ c } 15$

Cobrimento $\rightarrow 3,5 \text{ cm}$

6.6. Resumo dos dimensionamentos

Como para todos os pilares foi adotada a armadura mínima prescrita na norma NBR 6118 como base para as armaduras utilizadas no dimensionamento, temos que a redução da área de concreto possibilitou a redução da armadura mínima nos pilares P1 e P8 e conseqüentemente a redução dessas armaduras utilizadas nesses pilares. Logo, a Tabela 6.5 apresenta um resumo dos dimensionamentos dos pilares selecionados.

Tabela 6.5 – Resumo e comparação dos dimensionamentos com concreto C40 e C60

	P1	P5	P6	P8
C40	30x30 cm 8 $\Phi 12,5 \text{ mm}$	30x45 cm 8 $\Phi 12,5 \text{ mm}$	30x50 cm 10 $\Phi 12,5 \text{ mm}$	30x30 cm 8 $\Phi 12,5 \text{ mm}$
C60	30 x 30 cm 4 $\Phi 12,5 \text{ mm}$	30 x 30 cm 8 $\Phi 12,5 \text{ mm}$	30 x 35 cm 10 $\Phi 12,5 \text{ mm}$	30 x 30 cm 4 $\Phi 12,5 \text{ mm}$

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com os casos analisados neste trabalho, pode-se concluir que com o aumento do f_{ck} do concreto utilizado na construção dos pilares do edifício em questão, há um aumento na capacidade de resistência à compressão dos mesmos.

Dos pilares selecionados para o dimensionamento, foi observado que em todos os casos usando os concretos C40 e C60, as dimensões encontradas no pré-dimensionamento puderam ser reduzidas, sendo que para o C60 a redução pôde ser um pouco maior.

No caso dos pilares P1 e P8 essa redução na área de concreto permitiu reduzir também o valor permitido pela norma NBR 6118 para armadura mínima, o que resultou numa possibilidade de redução também das armaduras de cada pilar.

Uma vez que a redução na área de concreto não resulta numa vantagem significativa do ponto de vista financeiro já que o custo do m^3 (metro cúbico) do concreto C60 é um pouco maior que o do concreto C40, a possibilidade de redução da armadura se torna muito satisfatória, dado que o custo do aço representa uma parcela mais expressiva no custo total da construção.

Observar que não foi aqui reanalisada a estabilidade global do edifício com as dimensões reduzidas dos pilares, o que caracterizaria um problema de otimização estrutural, que transcende o objetivo deste trabalho.

Logo, o uso dos concretos de alto desempenho na construção de edifícios pode ser vantajoso tanto financeiramente quanto esteticamente por permitir elementos estruturais mais esbeltos e também por proporcionar um aumento da vida útil da estrutura da edificação.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ÉBOLI, C.R – *Apostila de vigas em Concreto Armado*. Rio de Janeiro (s.d.).
- LONGO, H.I – *Ação do Vento em Estruturas de Edificações*, Escola Politécnica, UFRJ, 2008
- LONGO, H.I – *Carregamentos atuantes em Estruturas de Edificações*, Escola Politécnica, UFRJ, 2008.
- LONGO, H.I – *Fundamentos do Concreto Armado*, Escola Politécnica, UFRJ, 2009.
- LONGO, H.I – *Lançamento das Estruturas de Edificações*, Escola Politécnica, UFRJ, 2008.
- LONGO, H.I – *Modelagem das Estruturas de Edificações*, Escola Politécnica, UFRJ, 2008.
- LONGO, H.I – *Pré-Dimensionamento das Estruturas de Edificações*, Escola Politécnica, UFRJ, 2008.
- LONGO, H.I – *Pré-Dimensionamento e Verificação de Estruturas Submetidas à Ação do Vento*, Escola Politécnica, UFRJ, 2012.
- NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos*. Rio de Janeiro. 2013.
- NBR 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro. 1978.
- NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro. 2000.
- NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro. 1988.
- NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*. Rio de Janeiro. 2004.
- NBR 8953: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência*. Rio de Janeiro. 2011.
- SANTOS, S.H.C – *Apostila de Concreto Armado I*. Rio de Janeiro. 2013.
- SANTOS, S.H.C – *Apostila de Concreto Armado III*. Rio de Janeiro. 2013.