



Universidade Federal  
do Rio de Janeiro  
Escola Politécnica

## ANÁLISE AUTOMATIZADA DE UMA EDIFICAÇÃO COM ÊNFASE NO PROJETO DE PILARES

Érica Helena da Rosa Ribeiro

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:

Maria Cascão Ferreira de Almeida

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Rio de Janeiro

Agosto de 2015

ANÁLISE AUTOMATIZADA DE UMA EDIFICAÇÃO COM ÊNFASE NO  
PROJETO DE PILARES

Érica Helena da Rosa Ribeiro

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 A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL

Examinado por:

---

Profª Maria Cascão Ferreira de Almeida  
Professor Adjunto, D Sc., EP/UFRJ (Orientadora)

---

Prof. Sergio Hampshire de Carvalho Santos  
Professor Titular, D Sc., EP/UFRJ(Orientador)

---

Profª Flávia Moll de Souza Júdice  
Professor Adjunto, D Sc., EP/UFRJ

---

Prof. Henrique Inecco Longo  
Professor Associado, D Sc., EP/UFRJ

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

AGOSTO de 2015

Ribeiro, Érica Helena da Rosa

Análise Automatizada de uma Edificação com Ênfase no Projeto de Pilares/ Érica Helena da Rosa Ribeiro. – Rio de Janeiro: UFRJ/Escola Politécnica, 2015.

XII, 99 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Maria Cascão Ferreira de Almeida e Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2015.

Referências Bibliográficas: p. 81-82

1. Análise Estrutural. 2. Dimensionamento 3. CAD/TQS 4. Pilares 5. I. Almeida, Maria Cascão Ferreira de, *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Análise Automatizada de uma Edificação com Ênfase no Projeto de Pilares

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço aos meus pais, Adalberto Marinho Ribeiro e Angela Cristina da Rosa Ribeiro, por toda a dedicação, apoio e incentivo em todos os passos da minha vida e principalmente por me darem toda força necessária para chegar até aqui. Sem vocês essa conquista não seria possível.

Ao meu irmão André pela amizade e carinho e por sempre ser uma inspiração para mim.

Ao meu noivo Fernando por todo o amor, compreensão e companheirismo em todos os momentos que estivemos juntos. A vida ao seu lado é sempre mais bonita.

Aos grandes amigos que encontrei ao longo desses seis anos, amigos que foram essenciais nos momentos de estudo para vencer cada prova.

Agradeço especialmente aos meus companheiros de projeto final, Bianca Bellas e Marcos Vinicus pelo apoio, incentivo e conhecimento que compartilhamos juntos para a conclusão deste trabalho. Foi um imenso prazer trabalhar com vocês.

Aos professores orientadores Maria Cascão e Sergio Hampshire por todo o auxílio e ensinamentos durante a elaboração deste Projeto de Graduação.

A empresa TQS Informática, pelo fornecimento das licenças do CAD/TQS, pois sem as quais o projeto não seria possível e por todo o suporte ao longo do projeto sanando eventuais dúvidas sobre o programa.

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

ANÁLISE AUTOMATIZADA DE UMA EDIFICAÇÃO COM ÊNFASE NO  
PROJETO DE PILARES

Érica Helena da Rosa Ribeiro

Agosto/2015

Orientadores: Maria Cascão Ferreira de Almeida e Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Curso: Engenharia Civil

O uso de ferramentas computacionais durante o cálculo estrutural é uma constante na vida do Engenheiro Civil. Porém, os resultados devem ser sempre verificados e utilizados com cautela. Um dos principais “softwares” utilizados no Brasil em projetos de concreto armado é o CAD/TQS. O presente trabalho tem como objetivo, analisar e verificar o dimensionamento de pilares e pilares-parede e os efeitos de estabilidade global, pelo “software” CAD/TQS, com o dimensionamento baseado nos critérios da ABNT NBR 6118:2014 – *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. O estudo é feito para um edifício hipotético de 30 pavimentos, em concreto armado.

Palavras-chave: dimensionamento, pilar, CAD/TQS

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

AUTOMATIC ANALYSIS OF A BUILDING WITH EMPHASIS IN THE PROJECT  
OF COLUMNS

Érica Helena da Rosa Ribeiro

August/2015

Advisors: Maria Cascão Ferreira de Almeida and Sergio Hampshire de Carvalho Santos  
Course: Civil Engineering

The use of computational tools for structural calculations is a constant in the life of a Civil Engineer. However, the results should always be checked and used with caution. One of the main software used in Brazil in concrete design, is the CAD/TQS. This work aims to analyze and verify the design of columns and structural walls and the effects of global stability, by the CAD/TQS software, with the design based on the criteria of ABNT NBR6118: 2014 - *Concrete Design of Structures - Procedure*. The study is made for a hypothetical building of 30 floors, in reinforced concrete

Keywords: design, column, CAD/TQS

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	1
1.1	OBJETIVO .....	1
1.2	METODOLOGIA.....	2
2	CONCEITOS FUNDAMENTAIS .....	3
2.1	PROPRIEDADES DO CONCRETO.....	3
2.1.1	CLASSES .....	3
2.1.2	MASSA ESPECÍFICA .....	3
2.1.3	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO .....	3
2.1.4	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO .....	4
2.1.5	MÓDULO DE ELASTICIDADE LONGITUDINAL .....	4
2.1.6	COEFICIENTE DE POISSON E MÓDULO DE ELASTICIDADE TRANSVERSAL .....	5
2.1.7	TENSÃO-DEFORMAÇÃO .....	5
2.1.8	FLUÊNCIA E RETRAÇÃO .....	7
2.2	PROPRIEDADES DO AÇO.....	7
2.2.1	CATEGORIA .....	7
2.2.2	ADERÊNCIA .....	8
2.2.3	MASSA ESPECÍFICA E COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA	8
2.2.4	MÓDULO DE ELASTICIDADE .....	8
2.2.5	TENSÃO-DEFORMAÇÃO .....	8
2.3	PILARES .....	9
2.3.1	MÉTODOS DE CÁLCULO.....	9
2.4	EFEITOS DE 2ª ORDEM .....	12
2.4.1	ESTRUTURAS DE NÓS FIXOS E ESTRUTURAS DE NÓS MÓVEIS	13
2.4.2	DISPENSA DA CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM	13
2.4.3	ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE NÓS FIXOS .....	14
2.4.4	ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE NÓS MÓVEIS .....	15
2.4.5	ANÁLISE DE PILARES-PAREDE.....	18
3	CRITÉRIOS DE PROJETO.....	21

3.1	CLASSE DE AGRESSIVIDADE.....	21
3.2	COBRIMENTO .....	22
3.3	DIMENSÕES MÍNIMAS .....	23
3.3.1	PILARES E PILARES-PAREDES .....	23
3.4	ARMAÇÕES MÍNIMAS E MÁXIMAS .....	23
3.5	DETALHAMENTO DA ARMAÇÃO DE PILARES.....	24
4	“SOFTWARES” UTILIZADOS .....	26
4.1	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL .....	26
4.2	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	30
4.3	DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO .....	32
4.4	EMISSÃO DE PLANTAS .....	33
5	ESTUDO DE CASO .....	34
5.1	DESCRIÇÃO .....	34
5.2	CARACTERÍSTICAS GERAIS .....	34
5.3	AÇÕES .....	35
5.3.1	AÇÕES PERMANENTES .....	35
5.3.2	AÇÕES VARIÁVEIS .....	37
6	PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....	45
6.1	LAJES .....	46
6.1.1	PAVIMENTO TIPO.....	47
6.1.2	COBERTURA .....	49
6.2	VIGAS .....	50
6.2.1	PAVIMENTO TIPO.....	51
6.2.2	COBERTURA .....	51
6.3	PILARES .....	51

6.4	PLANTA DE FORMAS.....	54
7	APRESENTAÇÃO DO MODELO .....	56
7.1	DEFINIÇÃO DOS PAVIMENTOS .....	56
7.2	DEFINIÇÃO DE CARGAS.....	58
7.3	LANÇAMENTO DAS FORMAS DA ESTRUTURA.....	58
7.4	VISUALIZAÇÃO EM 3D .....	61
8	ANÁLISE DO CAD/TQS .....	62
8.1	AVISOS E ERROS .....	62
8.2	ESTABILIDADE GLOBAL.....	66
8.2.1	ANÁLISE POR P-DELTA.....	66
8.2.2	ANÁLISE POR GAMA Z ( $\Gamma_z$ ).....	67
8.2.3	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS .....	68
8.2.4	VERIFICAÇÃO DE ARMADURA.....	69
8.2.5	VERIFICAÇÃO DO DETALHAMENTO .....	86
9	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	92
10	BIBLIOGRAFIA .....	94

## Lista de Figuras

Figura 2.1 - Valores estimados de módulo de Elasticidade em Função da Resistência Característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo).....	5
Figura 2.2 - Diagrama Tensão-Deformação Idealizado .....	6
Figura 2.3 - Diagrama tensão-deformação bilinear de tração .....	6
Figura 2.4-Valores Característicos Superiores da Deformação Específica de Retração $\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ e do coeficiente de fluência $\phi(t_{\infty}, t_0)$ .....	7
Figura 2.5 - Tabela de Valores do Coeficiente de Aderência.....	8
Figura 2.6-Diagrama Tensão-Deformação para Aços de Armaduras Passivas.....	9
Figura 2.7 - Seção de um pilar submetido à flexão composta oblíqua.....	11
Figura 2.8-Efeitos de 2ª Ordem Localizados (NBR 6118: 2014).....	13
Figura 2.9-Comprimento Equivalente $l_e$ .....	18
Figura 2.10-Avaliação Aproximada do Efeito de 2ª Ordem Localizado.....	20
Figura 3.1- Tabela de Classe de Agressividade Ambiental (CAA).....	21
Figura 3.2- Tabela de Correspondência entre a Classe de Agressividade e a Qualidade do Concreto .....	22
Figura 3.3-Tabela de Correspondência entre a Classe de Agressividade Ambiental e o Cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.....	22
Figura 3.4-Valores do Coeficiente Adicional $\gamma_n$ para pilares e pilares-parede .....	23
Figura 3.5-Proteção Contra Flambagem das Barras.....	25
Figura 4.1-Janela do Editor de Dados de Edifícios do CAD/TQS .....	26
Figura 4.2-Critérios de Projeto no Editor de Dados do Edifício do CAD/TQS .....	29
Figura 5.1-Planta de Arquitetura da Edificação .....	34
Figura 5.2 - Imperfeições Geométricas Globais.....	36
Figura 5.3 - Tabela de Valores Mínimos de Cargas Verticais.....	38
Figura 5.4 - Isopletas da Velocidade Básica do Vento $V_0$ (m/s) .....	39
Figura 5.5 - Tabela de $S_2$ .....	41
Figura 5.6 - Valores Mínimos do Fator Estatístico $S_3$ .....	42
Figura 5.7 - Coeficiente de Arrasto $C_a$ para Edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.....	43
Figura 6.1 - Lançamento da Estrutura do Pavimento Tipo.....	45
Figura 6.2 - Lançamento da Estrutura do Pavimento Cobertura .....	46
Figura 6.3 - Área de Influência da laje para o pilar P9.....	52
Figura 6.4 - Planta de Formas do Pavimento Tipo .....	54
Figura 6.5- Planta de Formas do Pavimento Cobertura .....	55
Figura 7.1 - Janela de Definição do Pavimento Fundação .....	56
Figura 7.2 - Janela de Definição do Pavimento Tipo .....	57
Figura 7.3 - Janela de Definição do Pavimento Cobertura.....	57
Figura 7.4 - Janela de Definição das cargas de vento.....	58
Figura 7.5 - Janela de Definição das Cargas de Desaprumo .....	58

Figura 7.6 - Modelo Estrutural com os carregamentos (Tipo) .....	59
Figura 7.7 - Modelo Estrutural com os carregamentos (Cobertura).....	60
Figura 7.8 – Visualização 3D do Edifício CAD/TQS .....	61
Figura 8.1 - Erro no detalhamento do Pilar 11 .....	65
Figura 8.2 - Diagramas de Deslocamento Horizontal .....	68
Figura 8.3 - Relatório Geral de Pilares do CAD/TQS (P11).....	69
Figura 8.4 - Relatório de Inicialização do CAD/TQS (P11) .....	69
Figura 8.5 - Combinação para qual o P11 é dimensionado .....	70
Figura 8.6 - Esforços Característicos para o P11.....	70
Figura 8.7 - Esforços Iniciais de Cálculo do P11 .....	70
Figura 8.8 – Forças normal no eixo local X (tf) – Caso 101 .....	71
Figura 8.9 – Momento Fletor no eixo local y (tf.m) – Caso 101.....	71
Figura 8.10 – Momento Fletor no eixo local z (tf.m) – Caso 101 .....	72
Figura 8.11- Armação da seção do P11 .....	73
Figura 8.12 - Diagrama de Interação para 84 Ø 16 mm .....	74
Figura 8.14 - Diagrama de Interação - 80 Ø 25 mm .....	75
Figura 8.16 - Diagrama de Interação - 84 Ø 16 mm (Pórtico-TQS) .....	77
Figura 8.17 - Relatório Geral de Pilares do CAD/TQS (P10).....	77
Figura 8.18 - Relatório de Inicialização do CAD/TQS (P10) .....	78
Figura 8.19 - Combinação para qual o P10 é dimensionado .....	78
Figura 8.20 - Esforços Característicos para o P10.....	78
Figura 8.21 - Esforços Iniciais de Cálculo do P10 .....	79
Figura 8.22 – Forças normal no eixo local X (tf) – Caso 17 .....	79
Figura 8.23 – Momento Fletor no eixo local y (tf.m) – Caso 17.....	80
Figura 8.24 – Momento Fletor no eixo local z (tf.m) – Caso 17.....	80
Figura 8.25 - Armação da seção do P10.....	81
Figura 8.26 - Diagrama de Interação - 22 Ø 20 mm .....	82
Figura 8.27- Diagrama de Interação - 14 Ø 25 mm.....	83
Figura 8.28- Diagrama de Interação - 22 Ø 20 mm (Relatório de Inicialização).....	84
Figura 8.29 - Diagrama de Interação - 14 Ø 25 mm (Relatório de Inicialização).....	84
Figura 8.30 - Diagrama de Interação – 22 Ø 20 mm (Pórtico Espacial) .....	85
Figura 8.31 - Diagrama de Interação - 14 Ø 25 mm (Pórtico Espacial).....	86
Figura 8.32 - Detalhamento do Primeiro Lance do P10.....	88
Figura 8.33 – Detalhamento do Primeiro Lance do P11 .....	90

## **Lista de Tabelas**

Tabela 5.2 - Velocidades Características para as alturas consideradas do Edifício .....	42
Tabela 5.3 - Forças de Arrasto nas direções e alturas consideradas do Vento .....	44
Tabela 8.1 - Parâmetros de Estabilidade Global (Modelo P-Delta) .....	66
Tabela 8.2 - Parâmetros de Estabilidade Global (Modelo Gama Z) .....	67
Tabela 8.3 - Deslocamentos Horizontais Modelo B (Gama Z) .....	68
Tabela 8.4 - Esforços no P11 por relatórios e diagramas .....	72
Tabela 8.5 - Esforços no P10 por relatórios e diagramas .....	81

# 1 Introdução

Com o passar dos anos, o avanço tecnológico dos materiais, a evolução do conhecimento científico e o grande desenvolvimento dos recursos computacionais e sistemas estruturais permitiram à Engenharia Civil viabilizar arquiteturas cada vez mais complexas. Nessa perspectiva, a engenharia estrutural acompanha este desenvolvimento de forma que seus projetos se adequem à complexidade destas novas construções. Assim, as ferramentas computacionais surgem como aliadas essenciais do profissional na concepção e detalhamento dos projetos estruturais.

Hoje em dia, os “softwares” de cálculo estrutural disponíveis no mercado são capazes de efetuar quase todas as etapas de um projeto, desde a análise, o dimensionamento até o detalhamento de uma estrutura. Entretanto, é preciso ter em mente a responsabilidade do engenheiro por trás dos cálculos, pois este deverá não somente fornecer os dados de entrada como também avaliar de forma criteriosa os resultados emitidos pelo programa. O engenheiro estrutural, como responsável pelo projeto, deve ser capaz de avaliar os resultados fornecidos pelos programas.

## 1.1 Objetivo

Este trabalho tem como objetivo avaliar o desempenho do cálculo automatizado de pilares, através da verificação da análise estrutural, métodos de cálculo e resultados obtidos pelo “software” CAD/TQS (2015), com base nas diretrizes prescritas pela Norma Brasileira 6118 – *Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento* (NBR 6118). Essa avaliação de desempenho contemplará também, uma comparação entre os métodos de consideração dos efeitos de 2ª ordem utilizados pelo “software” e as considerações desses efeitos definidas na Norma, visto que são esforços importantes no cálculo das estruturas.

Este projeto final terá ênfase no cálculo de pilares e estabilidade global, sendo as análises de lajes e vigas, complementadas respectivamente por BELLAS (2015) e AMÂNDULA (2015).

## **1.2 Metodologia**

Para o desenvolvimento deste trabalho, utilizaram-se programas computacionais e normas brasileiras, de forma a cobrir toda a análise de estruturas de concreto armado. A principal norma adotada foi a NBR 6118:2014, dando embasamento para os cálculos efetuados. Os “softwares” empregados no dimensionamento e verificação das estruturas são o CAD/TQS, enfoque principal do trabalho, e o OBLÍQUA para verificação das armações empregadas no detalhamento.

O estudo de caso é um edifício comercial localizado na cidade do Rio de Janeiro, que foi modelado no programa CAD/TQS. A arquitetura e o lançamento da estrutura da edificação foram previamente fornecidos e utilizados como base para a realização do pré-dimensionamento.

Ao todo foram analisados nove modelos no programa CAD/TQS, com o objetivo de aperfeiçoar a modelagem e eliminar a maior quantidade dos erros apresentados, tornando assim o resultado final mais próximo do comportamento real da estrutura.

Com o auxílio do programa OBLÍQUA, as armações de um pilar e de um pilar-parede foram verificadas. A disposição dessas armaduras foi feita da mesma forma seguida pelo detalhamento apresentado pelo CAD/TQS.

## **2 Conceitos Fundamentais**

### **2.1 Propriedades do Concreto**

#### **2.1.1 Classes**

O concreto divide-se em classes, de acordo com a sua resistência. Segundo o item 8.2.1 da NBR6118:2014, a classe C20 ou superior deve ser utilizada para concreto com armadura passiva, a classe C25 ou superior, para concreto com armadura ativa e a classe C15 só pode ser utilizada para concretos sem fins estruturais ou em obras provisórias.

#### **2.1.2 Massa Específica**

A NBR 6118:2014, em seu item 8.2.2, considera como concretos de massa específica normal, aqueles que depois de secos em estufa, possuem massa específica variando entre 2000 kg/m<sup>3</sup> e 2800 kg/m<sup>3</sup>. Em casos nos quais o valor real da massa específica não for conhecido, deve-se adotar para efeito de cálculo o valor de 2400 kg/m<sup>3</sup> para o concreto simples e 2500 kg/m<sup>3</sup> para o concreto armado. Para massas específicas de concreto simples conhecidas, pode-se acrescentar de 100 kg/m<sup>3</sup> a 150 kg/m<sup>3</sup> a seu valor, para se obter a do concreto armado.

Nas análises estruturais, o coeficiente de dilatação térmica pode ser considerado como igual a 10-5/°C.

#### **2.1.3 Resistência à Compressão**

A principal característica do concreto é a resistência à compressão, definida pelo item 8.2.4 da NBR6118:2014. Para se obter o valor da resistência representativa, é feita uma média dos valores resultantes dos ensaios, obtendo-se assim a resistência média à compressão. Entretanto, este valor não considera a dispersão nos resultados, logo deve-se adotar a resistência característica, cujo valor considera a média aritmética das cargas de ruptura obtidas nos ensaios e o desvio da série de valores.

Valores característicos ( $f_k$ ) das resistências, conforme definido no item 12.2 da NBR6118:2014, são aqueles nos quais, em um lote de material, há uma probabilidade de 5% de serem superados, em um sentido desfavorável para a segurança.

Quando não há indicação da idade do concreto, as resistências se referem a 28 dias.

#### 2.1.4 Resistência à tração

O concreto é um material com resistência predominantemente à compressão, sem possuir boa resistência à tração. Entretanto esta pode estar diretamente ligada à capacidade resistente da peça em diversos aspectos.

O valor médio ou característico da resistência à tração direta pode ser avaliado através das expressões (1), (2), (3) e (4) a seguir:

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ct,m} \quad (1)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3f_{ct,m} \quad (2)$$

onde para concretos com classe até C50:

$$f_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{2/3} \quad (3)$$

E para concretos com classe de C55 a C90:

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11f_{ck}) \quad (4)$$

#### 2.1.5 Módulo de Elasticidade Longitudinal

Segundo o item 8.2.8 da NBR 6118:2014, o módulo de elasticidade inicial ( $E_{ci}$ ) do concreto pode ser estimado a partir das expressões (5) e (6) abaixo.

Para  $f_{ck}$  de 20 MPa a 50 MPa:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (5)$$

Para  $f_{ck}$  de 55 MPa a 90 MPa:

$$E_{ci} = 21,3 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3} \quad (6)$$

onde os valores de  $E_{ci}$  e  $f_{ck}$  são dados em megapascal e os valores de  $\alpha_E$  são:

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

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

$\alpha_E = 0,9$  para calcário

$\alpha_E = 0,7$  para arenito

Já o módulo de deformação secante pode ser estimado pela expressão (7):

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (7)$$

onde o valor de  $\alpha_i$  é dado por (8):

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (8)$$

A tabela 8.1 da NBR 6118:2014 (Figura 2.1) apresenta valores estimados para os módulos de elasticidade em função da classe do concreto considerado.

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
$\alpha_i$	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Figura 2.1 - Valores estimados de módulo de Elasticidade em Função da Resistência Característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo)

A deformação elástica do concreto está diretamente atrelada a como é composto o traço do concreto, principalmente dos seus agregados.

O módulo de deformação secante pode ser adotado para a avaliação do comportamento do elemento estrutural tanto à tração quanto à compressão.

### 2.1.6 Coeficiente de Poisson e Módulo de Elasticidade Transversal

O coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade transversal do concreto devem ser considerados, respectivamente, com os valores de 0,2 e  $\frac{E_{cs}}{2,4}$ .

### 2.1.7 Tensão-Deformação

Em análises no Estado Limite Último, o item 8.2.10.1 da NBR 6118:2014 determina que, para o concreto à compressão, pode-se utilizar o diagrama tensão-deformação idealizado, representado na Figura 2.2.

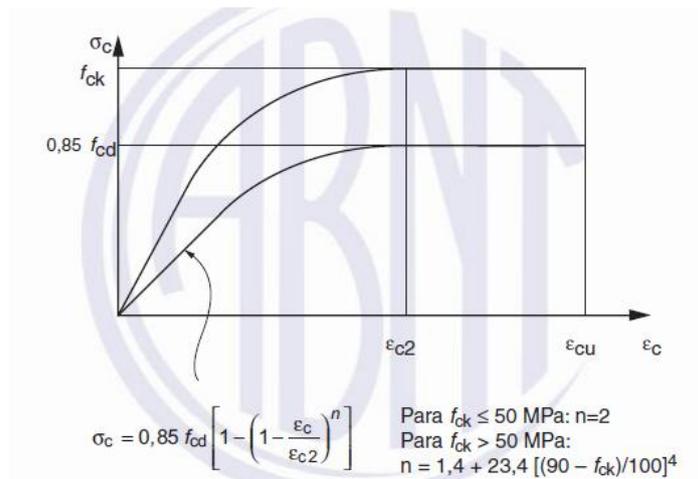


Figura 2.2 - Diagrama Tensão-Deformação Idealizado

Os valores para a deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico ( $\epsilon_{c2}$ ) e para a deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura ( $\epsilon_{cu}$ ) são definidos como:

Para concretos de classe até C50:

$$\epsilon_{c2} = 2,0\text{‰} \quad (9)$$

$$\epsilon_{cu} = 3,5\text{‰} \quad (10)$$

Para concretos de classe C55 a C90:

$$\epsilon_{c2} = 2,0\text{‰} + 0,85\text{‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad (11)$$

$$\epsilon_{cu} = 2,6\text{‰} + 35\text{‰} \cdot \left[ \frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^4 \quad (12)$$

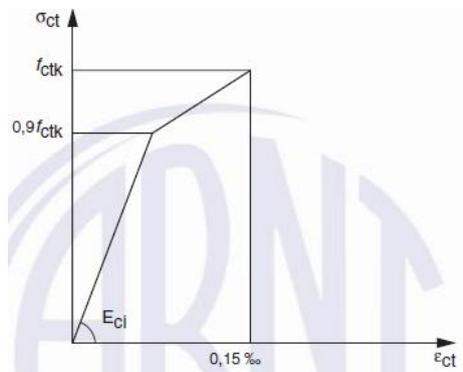


Figura 2.3 - Diagrama tensão-deformação bilinear de tração

## 2.1.8 Fluência e Retração

Os valores para os coeficientes de fluência e de deformação específica de retração estão apresentados na tabela 8.2 da NBR 6118:2014 (Figura 2.4). Os valores são obtidos em função da umidade média ambiente e da espessura fictícia, sendo eles válidos para temperaturas entre 0°C e 40°C, e para concretos plásticos, de cimento Portland comum.

Umidade média ambiente %		40		55		75		90	
Espessura fictícia $2A_c / u$ cm		20	60	20	60	20	60	20	60
$\varphi(t_\infty, t_0)$ Concreto das classes C20 a C45	$t_0$ dias	5	4,6 3,8	3,9 3,3	2,8 2,4	2,0 1,9			
		30	3,4 3,0	2,9 2,6	2,2 2,0	1,6 1,5			
		60	2,9 2,7	2,5 2,3	1,9 1,8	1,4 1,4			
$\varphi(t_\infty, t_0)$ Concreto das classes C50 a C90	$t_0$ dias	5	2,7 2,4	2,4 2,1	1,9 1,8	1,6 1,5			
		30	2,0 1,8	1,7 1,6	1,4 1,3	1,1 1,1			
		60	1,7 1,6	1,5 1,4	1,2 1,2	1,0 1,0			
$\epsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$ ‰	$t_0$ dias	5	-0,53 -0,47	-0,48 -0,43	-0,36 -0,32	-0,18 -0,15			
		30	-0,44 -0,45	-0,41 -0,41	-0,33 -0,31	-0,17 -0,15			
		60	-0,39 -0,43	-0,36 -0,40	-0,30 -0,31	-0,17 -0,15			

Figura 2.4-Valores Característicos Superiores da Deformação Específica de Retração  $\epsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$  e do coeficiente de fluência  $\varphi(t_\infty, t_0)$

Esses valores são suficientes para casos onde não é necessária grande precisão. Para valores mais precisos, faz-se necessário consultar o Anexo A da NBR 6118:2014.

## 2.2 Propriedades do Aço

### 2.2.1 Categoria

Os aços utilizados para projetos em concreto armado devem apresentar valor característico de resistência de escoamento nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60, conforme indica o item 8.3.1 da NBR 6118:2014.

### 2.2.2 Aderência

As barras e fios de aço podem ser lisos, entalhados, com saliências ou mossas. A capacidade de aderência entre o aço e o concreto está atrelado ao coeficiente  $\eta_1$ , como define a tabela 8.3 da NBR 6118:2014 (Figura 2.5).

Tipo de superfície	$\eta_1$
Lisa	1,0
Entalhada	1,4
Nervurada	2,25

Figura 2.5 - Tabela de Valores do Coeficiente de Aderência

### 2.2.3 Massa Específica e Coeficiente de Dilatação Térmica

De acordo com o item 8.3.3 da NBR 6118:2014, a massa específica do aço para armadura passiva é definida com o valor de 7850 kg/m<sup>3</sup>. O valor do coeficiente de dilatação térmica do aço, definido no item 8.3.4 da NBR 6118:2014, pode ser considerado como 10-5/°C para o intervalo de temperatura de -20°C a 150°C.

### 2.2.4 Módulo de Elasticidade

De acordo com o item 8.3.5 da NBR 6118:2014, o módulo de elasticidade do aço pode ser considerado como 210 GPa.

### 2.2.5 Tensão-Deformação

O item 8.3.6 da NBR 6118:2014 define que o valor característico da resistência ao escoamento  $f_{yk}$  para aços sem patamar de escoamento é a tensão cuja deformação permanente é de 0,2%.

Utiliza-se o diagrama simplificado para estados limite último e de serviço e para aços tanto com patamar quando sem patamar de escoamento (Figura 2.6).

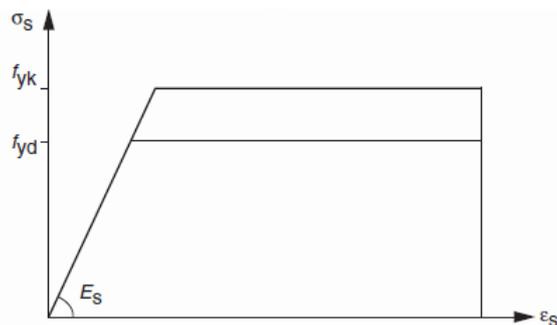


Figura 2.6-Diagrama Tensão-Deformação para Aços de Armaduras Passivas

## 2.3 Pilares

Pilares são elementos lineares de eixo reto, cuja função estrutural é resistir predominantemente a esforços normais. Apesar de normalmente serem dispostos na vertical, é possível encontrar também estruturas onde os pilares se encontram inclinados.

Os pilares-paredes também têm como principal função estrutural resistir a esforços de compressão. O item 14.4.2.4 da NBR 6118:2014 os define como sendo elementos de superfície plana e tendo uma geometria com a maior dimensão sendo pelo menos 5 vezes a menor.

### 2.3.1 Métodos de Cálculo

Nesta seção estão apresentados os tipos de dimensionamento existentes para o cálculo de pilares e pilares-parede.

#### 2.3.1.1 Cálculo através dos Gráficos de Interação Adimensionais

Quando a seção do pilar está submetida à flexão composta reta, apresentando Normal Solicitante de Cálculo ( $N_{sd}$ ) e Momento Solicitante de Cálculo ( $M_{sd}$ ), é possível dimensionar as armaduras necessárias com o auxílio dos ábacos de interação adimensionais, através de ábacos ou planilhas de cálculo. Os ábacos devem receber como entrada, os parâmetros adimensionais  $\eta$  (esforço normal adimensionalizado) e  $\mu$  (momento adimensionalizado), para então obter como resultado a percentagem mecânica de armadura,  $\omega$  conforme as expressões (13), (14) e (15).

$$\eta = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}}; \quad (13)$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}; \quad (14)$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (15)$$

onde:

$N_d$  é o esforço solicitante normal de cálculo;

$b$  é a base do pilar na direção considerada;

$h$  é a altura do pilar na direção considerada;

$f_{cd}$  é a resistência à compressão de cálculo do concreto;

$M_d$  é o momento solicitante de cálculo

$A_s$  é a armadura a ser calculada

$f_{yd}$  é a resistência ao escoamento de cálculo do aço

O ábaco a ser utilizado será definido em função das dimensões da seção do pilar em estudo e da distribuição da armadura, ao longo das faces do pilar.

### **2.3.1.2 Verificação aproximada da NBR 6118:2014**

Apesar de pilares serem definidos como elementos que trabalham principalmente à compressão, a NBR 6118:2014 define em seu item 16.3, que tais elementos não devem ser dimensionados somente para cargas centradas. Dessa forma, a seção de um pilar pode estar submetida, de forma genérica, à flexão composta oblíqua com esforços de cálculo  $N_d$ ,  $M_{xd}$  e  $M_{yd}$ , conforme mostra a Figura 2.7.

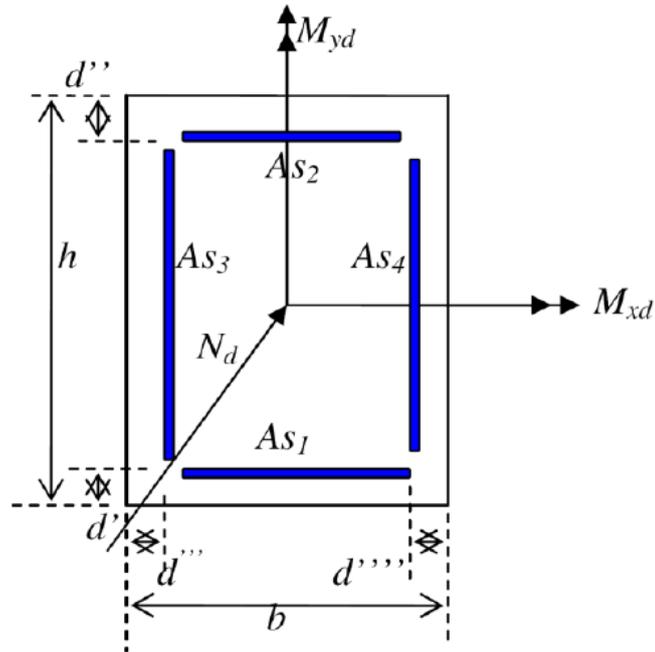


Figura 2.7 - Seção de um pilar submetido à flexão composta oblíqua

A NBR 6118, no seu item 17.2.5, apresenta um processo aproximado para a verificação à flexão composta oblíqua do pilar, utilizando a expressão de interação a seguir:

$$\left[ \frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,yy}} \right]^\alpha = 1 \quad (16)$$

onde:  $M_{Rd,x}$  e  $M_{Rd,y}$  são as componentes do momento resistente de cálculo em flexão oblíqua composta, segundo os dois eixos principais de inércia da seção bruta,  $x$  e  $y$ , com um esforço normal resistente de cálculo  $N_{Rd}$  igual ao normal solicitante  $N_{Sd}$ ;

$M_{Rd,xx}$  e  $M_{Rd,yy}$  são os momentos resistentes de cálculo, segundo cada um dos referidos eixos, em flexão composta normal com o mesmo valor de  $N_{Rd}$ . Esses valores são calculados a partir do arranjo e da quantidade de armadura em estudo.

$\alpha$  é um expoente, cujo valor depende de vários fatores, entre eles o valor da força normal, a forma da seção, o arranjo da armadura e de suas porcentagens. Em geral, pode ser adotado  $\alpha = 1$ , a favor da segurança. No caso de seções retangulares, pode-se adotar  $\alpha = 1,2$ .

## 2.4 Efeitos de 2ª Ordem

Quando se efetua a análise de equilíbrio da estrutura, considerando a sua configuração deformada, são somados aos efeitos da análise de 1ª ordem os efeitos de 2ª ordem. Existem três situações possíveis:

### A) Efeitos Globais de 2ª ordem

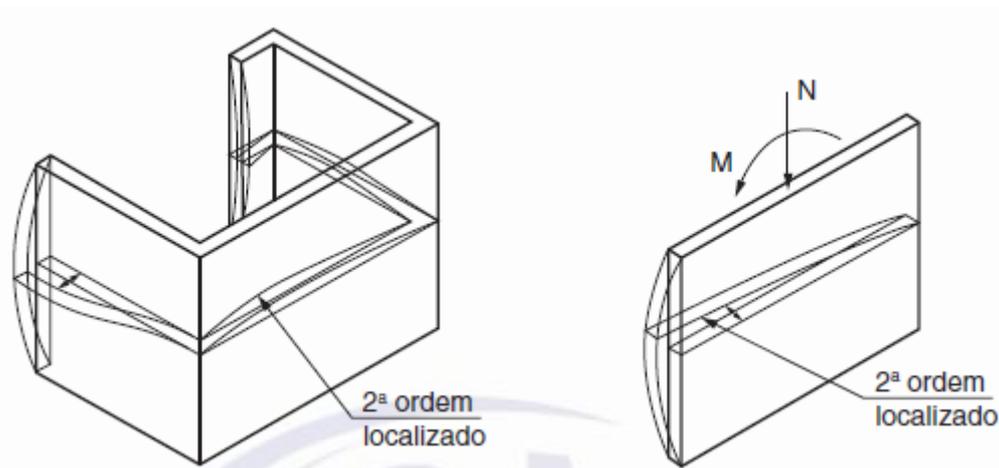
São denominados efeitos globais os esforços de 2ª ordem decorrentes do deslocamento horizontal global dos nós, causado na estrutura pela ação das cargas verticais e horizontais.

### B) Efeitos Locais de 2ª ordem

Considera-se que em um pé-direito da edificação, entre dois pavimentos, os eixos dos pilares não se mantêm retilíneos, surgindo assim os efeitos locais de 2ª ordem. Este tipo de efeito afeta principalmente os esforços solicitantes ao longo de um lance de pilar.

### C) Efeitos Localizados de 2ª ordem

Pode ocorrer em pilares parede (simples ou compostos) a existência de uma região com deformações superiores às do eixo do pilar como um todo. Em tais regiões há a ocorrência de efeitos de 2ª ordem ainda maiores, denominados efeitos de 2ª ordem localizados. (Figura 2.8)



## 2.4.1 Estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis

### A) Estruturas de Nós Fixos

Estruturas nas quais os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (menores do que 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). São considerados apenas os efeitos locais e localizados de 2ª ordem.

### B) Estruturas de Nós Móveis

Estruturas nas quais os deslocamentos horizontais dos nós geram efeitos globais de 2ª ordem superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem, todos os efeitos de 2ª ordem são levados em consideração: globais, locais e localizados (no caso de pilares-parede).

## 2.4.2 Dispensa da consideração dos efeitos globais de 2ª ordem

### A) Parâmetro de Instabilidade $\alpha$

Para uma estrutura reticulada simétrica, se o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  for menor que o valor  $\alpha_1$ , esta deve ser considerada como de nós fixos.

$$\alpha = H_{\text{tot}} \sqrt{N_K / E_{cs} I_c} \quad (17)$$

onde:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{se } n \leq 3 \quad (18)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se } n \geq 3 \quad (19)$$

sendo:

$n$  é o número de andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

$H_{\text{tot}}$  é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

$N_K$  é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de  $H_{\text{tot}}$ ).

$E_{cs}I_c$  representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso das estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor do parâmetro  $E_{cs}I_c$  de um pilar equivalente de seção constante.

O valor limite de  $\alpha_1 = 0,6$  prescrito para  $n \geq 4$  é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios.

### **B) Coeficiente $\gamma_z$**

O coeficiente  $\gamma_z$  é aplicável na avaliação da importância dos esforços de 2ª ordem globais, sendo válido para estruturas reticuladas de, no mínimo, quatro andares. Para o cálculo desse coeficiente utilizam-se, para cada caso de carregamento, os resultados de uma análise linear de 1ª ordem. O valor de  $\gamma_z$  é dado pela seguinte expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (20)$$

onde:  $M_{1,tot,d}$  é a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

$\Delta M_{tot,d}$  é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

### **2.4.3 Análise de estruturas de nós fixos**

Para as estruturas consideradas como de nós fixos, a análise pode ser realizada, levando em consideração cada elemento comprimido isoladamente, como barra vinculada nas extremidades dos elementos estruturais aos quais estão fixados. Nesses elementos aplicam-se os esforços da análise de 1ª ordem.

A estrutura deve ser sempre calculada como deslocável para a ação de forças horizontais, considerando-se os efeitos locais de 2ª ordem.

O comprimento equivalente  $l_e$  do pilar comprimido, suposto vinculado em ambas as extremidades, é definido como o menor dos valores:

$$l_e = l_0 + h \quad (21)$$

$$l_e = l \quad (22)$$

onde:

$l_0$  é a distância entre faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;

$h$  é a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

$l$  é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

## 2.4.4 Análise de estruturas de nós móveis

### 2.4.4.1 Análise de Elementos Isolados

Para a verificação dos esforços locais de 2ª ordem, os elementos isolados devem ser formados pelos pilares retirados da estrutura, com comprimento  $l_e$  conforme definido em 2.4.3. Devem ser aplicados, nas extremidades das barras, os esforços da análise global de 2ª ordem.

Em elementos isolados, os esforços locais de 2ª ordem podem ser desprezados quando o índice de esbeltez ( $\lambda$ ) for menor que o limite  $\lambda_1$ .

De acordo com o item da NBR 6118, o parâmetro  $\lambda$  é dado por:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (23)$$

$$\lambda_1 = \frac{25+12,5e_1/h}{\alpha_b} \quad (24)$$

Onde:

$$35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

O valor de  $\alpha_b$  é obtido conforme o estabelecido a seguir.

a) Para pilares biapoiados sem cargas transversais:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40 \quad (25)$$

sendo:

$$1,0 \geq \alpha_b \geq 0,40$$

onde:

$M_A$  e  $M_B$  são os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar, obtidos da análise de 1ª ordem, no caso de estruturas de nós fixos, e os momentos totais (1ª ordem + 2ª ordem global), no caso de estruturas de nós móveis. Deve ser adotado para  $M_A$  o maior

valor absoluto ao longo do pilar biapoiado e para  $M_B$  o sinal positivo, se tracionar a mesma face que  $M_A$  e negativo, em caso contrário.

- b) Para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura:

$$\alpha_b = 1,0$$

- c) Para pilares em balanço:

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85 \quad (26)$$

sendo:

$$1,0 \geq \alpha_b \geq 0,85$$

onde:

$M_A$  é o momento de 1ª ordem no engaste e  $M_C$  é o momento de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

- d) Para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que os momentos mínimos:

$$\alpha_b = 1,0$$

#### 2.4.4.2 Metodos Aproximados

Para determinar os esforços locais de 2ª ordem é possível adotar métodos aproximados, como o Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada e o Método do Pilar Padrão com Rigidez  $\kappa$  aproximada.

##### 2.4.4.2.1 Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada

Este método é válido apenas para pilares com índice de esbeltez ( $\lambda$ ) menor que 90, de seção constante e armadura simétrica e constante ao longo do seu eixo.

Deve-se considerar a não linearidade geométrica de forma aproximada e supor a deformação da barra como sendo senoidal. Já a não linearidade física, deve ser considerada a partir de uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica.

Dessa forma, o momento máximo total no pilar deve ser calculado por:

$$M_{s,tot} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d \frac{(l_e^2)}{10} \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (27)$$

sendo

$\frac{1}{r}$  a curvatura na seção crítica, definida pela expressão:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v+0,5)} \leq 0,005/h \quad (28)$$

onde:

$$v = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad (29)$$

sendo:

h é a altura da seção na direção considerada;

v é a força normal adimensional.

#### 2.4.4.2 Método do Pilar Padrão com Rigidez $\kappa$ Aproximada

Este método é válido apenas para pilares com índice de esbeltez ( $\lambda$ ) menor que 90, de seção constante e armadura simétrica e constante ao longo do seu eixo.

Deve-se considerar a não linearidade geométrica de forma aproximada e supor a deformação da barra como sendo senoidal. Já a não linearidade física deve ser considerada a partir de uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica.

Dessa forma, o momento máximo total no pilar deve ser calculado através da majoração do momento de 1ª ordem pela expressão:

$$M_{Sd,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,A}}{1 - \frac{120\kappa}{\lambda^2 v}} \geq M_{1d,A} \quad (30)$$

A rigidez adimensional  $\kappa$  pode ser aproximada pela expressão:

$$\kappa_{aprox} = 32 \left( 1 + 5 \frac{M_{Rd,tot}}{h N_d} \right) v \quad (31)$$

Para realizar o dimensionamento, define-se  $M_{Rd,tot} = M_{Sd,tot}$ , já que na execução da verificação,  $M_{Rd,tot}$  é o momento resistente calculado a partir dessa armadura, com  $N_d = N_{sd} = N_{Rd}$ .

O processo de dimensionamento descrito acima recai na formulação direta dada por:

$$a M_{Sd,tot}^2 + b M_{Sd,tot} + c = 0, \text{ onde } \left\{ \begin{array}{l} a = 5h \\ b = h^2 N_d - \frac{N_d l_e^2}{320} - 5h \alpha_b M_{1d,A} \\ c = -N_d h^{2\alpha_b} M_{1d,A} \end{array} \right\} \quad (32)$$

$$M_{Sd,tot} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (33)$$

## 2.4.5 Análise de Pilares-Parede

Os pilares-parede podem fazer parte do conjunto resistente de uma estrutura. Para esta função ser garantida, faz-se necessário que sua seção transversal tenha sua forma mantida de maneira adequada por travamentos nos diversos pavimentos. Além disso, é necessário avaliar os efeitos de 2ª ordem locais e localizados. Os efeitos locais são avaliados da mesma forma que os pilares.

### 2.4.5.1 Dispensa da análise dos efeitos localizados de 2ª ordem

A dispensa dos efeitos de 2ª ordem localizados é feita separadamente para cada uma das lâminas componentes do pilar-parede. Para isso, cada uma deverá obedecer às seguintes condições:

- A base e o topo de cada lâmina devem ser convenientemente fixados às lajes do edifício, para que confirmem ao todo o efeito de diafragma horizontal.

- A esbeltez  $\lambda_i$  de cada lâmina deve ser menor que 35, sendo a expressão que define essa esbeltez:

$$\lambda_i = 3,46 \frac{l_{ei}}{h_i} \quad (34)$$

onde:

$l_{ei}$  é o comprimento equivalente da lâmina considerada;

$h_i$  é a espessura da lâmina considerada;

O parâmetro  $l_e$  tem seu valor dependente do tipo de vinculação nas extremidades da lâmina (Figura 2.9).

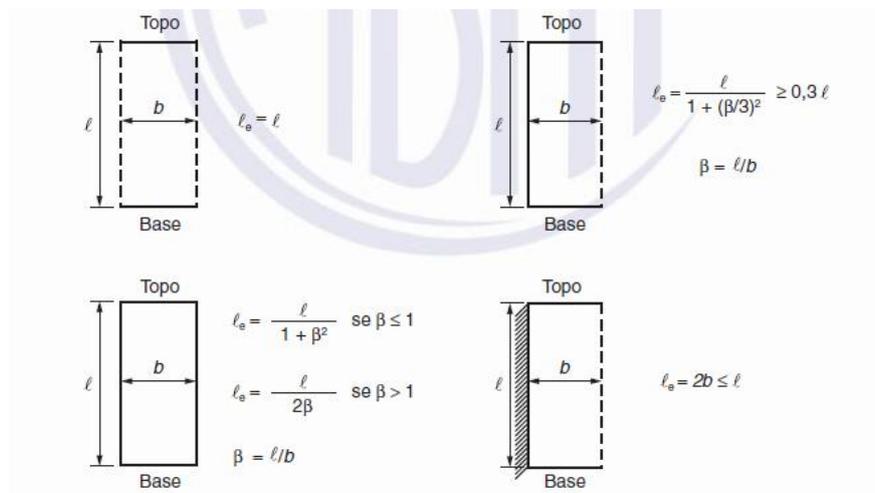


Figura 2.9-Comprimento Equivalente  $l_e$

Se o topo e a base forem engastados e  $\beta \leq 1$ , os valores de  $\lambda_1$  podem ser multiplicados por 0,85.

#### **2.4.5.2 Processo aproximado para a consideração do efeito localizado de 2ª ordem**

Se a esbeltez de um pilar-parede, composto ou simples, apresentar esbeltez de cada lâmina menor do que 90, deve-se adotar o procedimento aproximado para um pilar- parede simples.

Para um pilar-parede simples, o efeito localizado de 2ª ordem deve ser considerado a partir da decomposição do pilar- parede em faixas verticais de largura  $a_i$ . Cada faixa deve ser analisada como um pilar isolado, submetido aos esforços  $N_i$  e  $M_{yid}$ . Os valores de  $a_i$  e  $M_{yid}$  podem ser obtidos pelas expressões:

$$a_i = 3h \leq 100 \text{ cm} \quad (35)$$

$$M_{yid} = m_{1yd}a_i \quad (36)$$

Quando for adotado o momento mínimo de 1ª ordem para a consideração das imperfeições geométricas, tem-se:

$$M_{yid} \geq M_{1d,min} \quad (37)$$

onde

$a_i$  é a largura da faixa;

$N_i$  é a força normal na faixa  $i$ , calculada a partir de  $n_d(x)$ , ver Figura 2.10;

$M_{yid}$  é o momento fletor na faixa  $i$ ;

$m_{1yd}$  e  $h$  são definidos pela Figura 2.10.

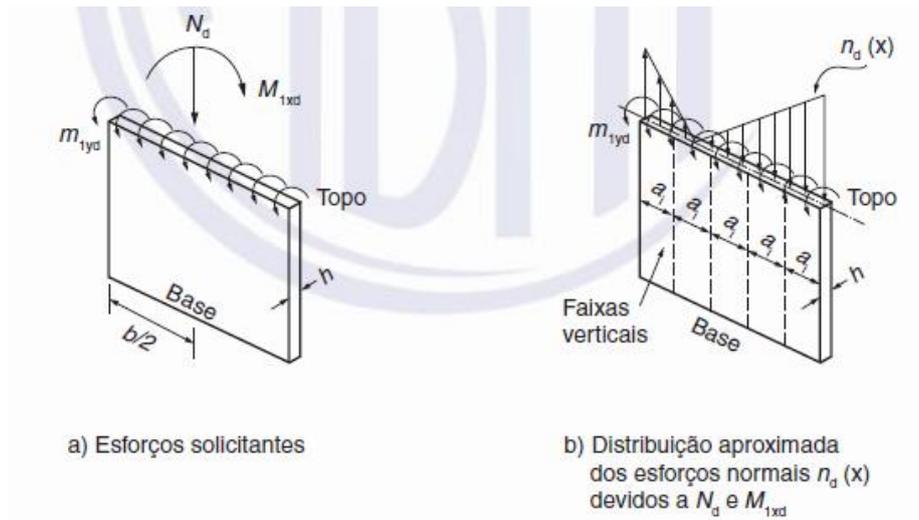


Figura 2.10-Avaliação Aproximada do Efeito de 2ª Ordem Localizado

Os efeitos localizados de 2ª ordem em torno da menor dimensão de cada faixa  $i$  é assimilado ao efeito local de 2ª ordem de um pilar isolado equivalente, não sendo necessário adotar valores de  $\alpha_p$  superiores a 0,6 nesta análise, quando  $M_{yid} < M_{1d,min}$ .

### 3 Critérios de Projeto

Antes da elaboração de um projeto, faz-se necessária a definição de critérios que serão responsáveis por guiar o cálculo estrutural, desde o pré-dimensionamento até o detalhamento da armação. Neste item são estabelecidas as dimensões mínimas dos elementos, armações mínimas, classe de agressividade e resistência do concreto, de acordo com as recomendações da NBR 6118:2014.

#### 3.1 Classe de Agressividade

A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre estruturas de concreto, independentemente de ações mecânicas, de variações volumétricas de origem térmica, de retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas. Conforme indicado no item 6.4.2 da NBR 6118:2014, para classificar a agressividade ambiental nos projetos de estruturas deve-se utilizar a tabela de Classes de Agressividade Ambiental. (Figura 3.1).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
	I	Fraca	Rural Submersa
II	Moderada	Urbana <sup>a, b</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>a</sup> Industrial <sup>a, b</sup>	Grande
IV	Muito forte	Industrial <sup>a, c</sup> Respingos de maré	Elevado

<sup>a</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

<sup>b</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Figura 3.1- Tabela de Classe de Agressividade Ambiental (CAA)

Os principais fatores responsáveis pela durabilidade das estruturas são a espessura do cobrimento e a qualidade do concreto. Por isso, a NBR 6118 determina em seu item 7.4 uma correspondência da Classe de Agressividade Ambiental com a qualidade do concreto a ser utilizado nas estruturas. Uma vez definida a Classe de Agressividade, é possível se determinar os valores mínimos da relação água/cimento e a Classe de concreto (Figura 3.2).

Concreto <sup>a</sup>	Tipo <sup>b, c</sup>	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Figura 3.2- Tabela de Correspondência entre a Classe de Agressividade e a Qualidade do Concreto

## 3.2 Cobrimento

O cobrimento pode ser definido como a distância entre a face do elemento estrutural e a face da barra mais externa da armadura, devendo ser respeitado ao longo de todo o elemento considerado. Para garantir o cobrimento mínimo, o item 7.4.6.2 da NBR 6118:2014 determina que o projeto de execução deva considerar o cobrimento nominal  $c_{nom}$ , correspondente ao cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução,  $\Delta c$ . Sendo assim, a Figura 3.3 relaciona a Classe de Agressividade Ambiental com o cobrimento nominal, sendo a tolerância de execução igual a 10 mm. O cobrimento nominal de uma armadura deve ainda ter valor igual ou superior ao diâmetro da barra ou feixe de barras e a meio diâmetro da bainha.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>c</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje <sup>b</sup>	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>d</sup>	30		40	50
Concreto protendido <sup>a</sup>	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

<sup>a</sup> Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

<sup>b</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>c</sup> Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Figura 3.3-Tabela de Correspondência entre a Classe de Agressividade Ambiental e o Cobrimento nominal para  $\Delta c = 10$  mm

### 3.3 Dimensões Mínimas

O objetivo de se definir dimensões mínimas para os elementos estruturais é garantir que a estrutura não apresente um desempenho inaceitável em serviço e possa proporcionar condições de execução adequadas.

#### 3.3.1 Pilares e Pilares-Paredes

Em pilares e pilares- paredes maciços de qualquer forma, a dimensão da seção transversal mínima deverá ser de 19 cm. Em casos excepcionais, é possível admitir como dimensão limite 14 cm; entretanto os esforços solicitantes deverão ser multiplicados por um coeficiente de majoração adicional  $\gamma_n$  conforme estabelecido pela Tabela 5.4 da NBR 6118 (Figura 3.4). É necessário ainda respeitar o limite mínimo de 360 cm<sup>2</sup> de área em qualquer caso de pilar de concreto armado.

$b$ cm	$\geq 19$	18	17	16	15	14
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

onde  
 $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$ ;  
 $b$  é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).  
NOTA O coeficiente  $\gamma_n$  deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

Figura 3.4-Valores do Coeficiente Adicional  $\gamma_n$  para pilares e pilares-parede

### 3.4 Armações Mínimas e Máximas

Os pilares são sempre armados com armaduras longitudinais, dispostas ao longo das faces de suas seções e armaduras transversais, dispostas ao longo de todo o comprimento do pilar.

Para se garantir um nível mínimo de ductilidade, os pilares devem sempre ter uma armação longitudinal mínima, e para não prejudicar o lançamento do concreto e sua vibração, é recomendado um limite máximo para a sua armação longitudinal, definidas por:

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 A_c \quad (38)$$

$$A_{s,máx} = 0,08 A_c \quad (39)$$

A máxima armadura existente é válida também para as regiões de sobreposição de armaduras (emendas).

Vale ainda ressaltar que, segundo o item 18.4.2.1 da NBR 6118, as barras longitudinais de pilares não podem ser inferiores a 10 mm, nem superiores a  $\frac{1}{8}$  da menor dimensão transversal.

As armaduras transversais, estribos e grampos, devem ser dispostos ao longo de toda altura do pilar, incluindo a região onde as vigas cruzam os pilares.

### 3.5 Detalhamento da Armação de Pilares

Para a distribuição transversal das armaduras longitudinais, é necessário que estas estejam dispostas de forma a garantir a resistência adequada do elemento estrutural. Em seções poligonais deve-se alocar pelo menos uma barra em cada vértice. O espaçamento mínimo,  $s$ , livre entre as barras longitudinais, no plano da seção transversal, fora da região de emendas é definido por:

$$s \geq \{20mm; \Phi_{long}; 1,2 \Phi_{agregado}\} \quad (40)$$

onde:

$\Phi_{long}$  é o diâmetro da barra longitudinal;

$\Phi_{agregado}$  é o diâmetro médio do agregado.

O diâmetro dos estribos em pilares não pode ser inferior a 5 mm nem a  $\frac{1}{4}$  do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal. O espaçamento longitudinal entre estribos medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem de barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deverá ser igual ou inferior a 200 mm, menor dimensão da seção,  $24\varnothing$  para CA-25 ou  $12\varnothing$  para CA-50. Pode-se adotar o valor de  $\varnothing_t < \frac{\varnothing}{4}$ , desde que as armaduras sejam constituídas do mesmo tipo de aço e o espaçamento respeite também o seguinte limite máximo ( $S_{m\acute{a}x}$ ):

$$S_{m\acute{a}x} = 90000 \left( \frac{\varnothing_t^2}{\varnothing} \right) \frac{1}{f_{yk}} \quad (41)$$

sendo:  $f_{yk}$  em megapascal (MPa).

Além disso, o item 18.2.4 da NBR 6118:2014 determina que poderá haver a necessidade de estribos suplementares para evitar a flambagem de barras situadas junto

à superfície do elemento estrutural, pois os estribos poligonais são capazes de evitar, no máximo, a flambagem das barras situadas em seus cantos e daquelas a uma distância máxima de  $20\phi_t$ , abrangendo no máximo duas barras além das situadas nos cantos (Figura 3.5).

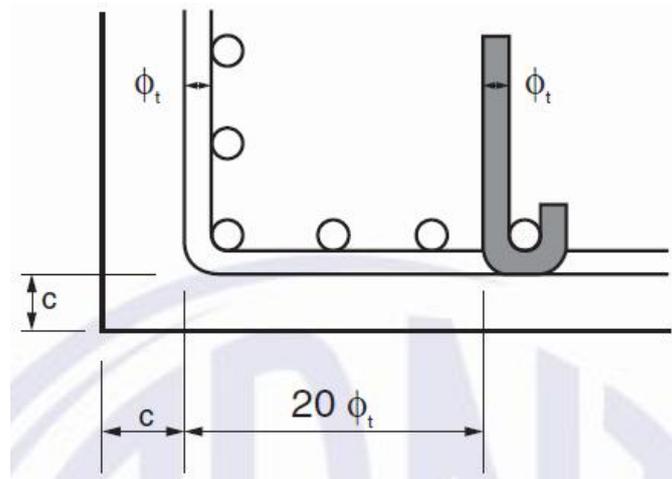


Figura 3.5-Proteção Contra Flambagem das Barras

No caso de pilares-parede, devem ser cumpridas as mesmas exigências para a armação de pilares, e a armadura transversal deverá respeitar a armadura mínima de flexão de placas, se essa flexão e a armadura correspondente forem calculadas. Caso contrário, adota-se por metro de face um mínimo de 25% da armadura longitudinal.

## 4 “Softwares” Utilizados

O CAD/TQS é um “software” criado em 1986 pela empresa TQS Informática LTDA, formado por ferramentas de cálculo, dimensionamento e detalhamento de projetos tanto em concreto armado e protendido quanto de estruturas pré-moldadas. Após muitos anos atuando nessa área, o TQS tornou-se referência nacional entre os sistemas computacionais gráficos existentes no mercado.

O programa segue as diretrizes presentes na NBR 6118:2014 e permite análises de esforços através de Pórticos Espaciais, Grelhas ou Elementos Finitos de Placa. Além do dimensionamento, a ferramenta fornece o detalhamento completo das armações de lajes, vigas, pilares, escadas, rampas, blocos e sapatas.

Durante a elaboração de um projeto, pode-se dividir o programa em quatro etapas principais de trabalho: Concepção Estrutural, Análise Estrutural, Dimensionamento e Detalhamento e Emissão de Plantas.

### 4.1 Concepção Estrutural

Este ambiente é responsável pelo lançamento dos dados necessários para o cálculo da estrutura. Ele é composto pelo Editor de Dados do Edifício (Figura 4.1), o Modelador Estrutural e o Visualizador 3D.

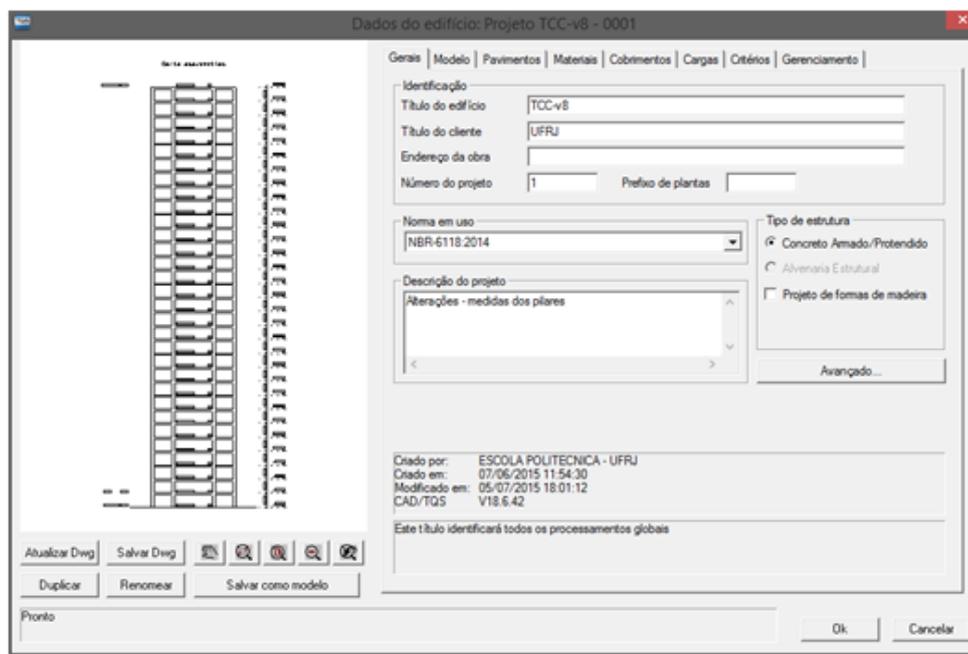


Figura 4.1-Janela do Editor de Dados de Edifícios do CAD/TQS

Ao criar um novo projeto, deve-se definir inicialmente qual norma será utilizada para que o programa siga as suas diretrizes. Normas mais antigas disponíveis podem ser utilizadas para verificar projetos realizados no passado. Nesta mesma janela, definem-se os pavimentos, seus respectivos pés-direitos e patamares intermediários das escadas. Define-se ainda qual o modelo estrutural será empregado no edifício. São seis as opções disponíveis:

- A) Modo Manual: o processamento global da estrutura não é permitido, cada etapa de cálculo deve ser iniciada manualmente. Isso inclui a transferência de esforços entre os elementos.
- B) Esforços Verticais por Vigas Contínuas ou Grelhas, sem Vento: o edifício não é modelado por pórtico espacial, dessa forma os esforços de vento serão considerados de forma simplificada. Os efeitos das ações verticais em vigas pilares e lajes são calculados por modelos selecionados para os pavimentos, para então serem acumulados piso a piso.
- C) Esforços Verticais por Vigas ou Grelha, vento por pórtico espacial: o edifício é modelado como pórtico espacial mais os modelos dos pavimentos. As vigas e pilares são representados como barras no pórtico espacial, sendo incorporados os efeitos de diafragma rígido da laje. Somente as ações horizontais, oriundas do vento, nas vigas e pilares, são calculadas com o pórtico espacial. Já os efeitos das ações verticais são calculados de acordo com os modelos selecionados para os pavimentos e então acumulados piso a piso. As cargas nas lajes são transferidas para as vigas do pórtico espacial através de quinhões de carga. Não há interação entre os modelos de grelha e do pórtico espacial. Nesse modelo não é possível efetuar a análise global pelo método P-Delta.
- D) Modelo de Vigas e Pilares Flexibilizado Conforme Critérios: o edifício é modelado como pórtico espacial mais os modelos dos pavimentos. As vigas e pilares são representados como barras no pórtico espacial, tendo incorporados os efeitos de diafragma rígido da laje. As ações horizontais e verticais nas vigas e pilares são calculadas com o pórtico espacial. Os efeitos das ações verticais, nas lajes, são calculados de acordo com o modelo selecionado para o pavimento. Nos pavimentos simulados como grelhas de

lajes, os esforços resultantes das barras de lajes sobre as vigas são transferidos como cargas para o pórtico espacial, havendo assim uma interação entre os dois modelos. Nos demais tipos de modelos por pavimentos, os esforços na laje são transferidos para as vigas por quinhões de carga;

- E) Modelo conjunto de pórtico/grelhas/vigas: As vigas e pilares são dimensionados e detalhados com os esforços horizontais e verticais do pórtico. O modelo trabalha como pórtico para esforços horizontais, compatibilizando os esforços verticais nos modelos de grelha e viga. Este modelo está desativado na criação de edifícios novos.
- F) Modelo de vigas, pilares e lajes, flexibilizado conforme critérios: o edifício é modelado como pórtico espacial com elementos que simulam as lajes, vigas e pilares. Os esforços verticais e horizontais são calculados por esse modelo. Desta forma, as lajes também resistem a parte dos esforços gerados pelo vento. Mesmo os pavimentos sendo definidos como grelhas de lajes, este modelo não é utilizado e serve apenas como base para geração do modelo espacial.

Ainda é preciso definir os materiais empregados na estrutura. O Editor de Dados do Edifício permite escolher o tipo de concreto (armado ou protendido), a resistência do concreto a ser empregada e a classe de agressividade do ambiente. Com a definição desses critérios é possível escolher os cobrimentos a serem adotados, podendo estes ser diferenciados por pavimentos.

As ações atuantes de forma global no edifício podem ser definidas também no Editor de Dados, sendo elas: cargas verticais, vento, empuxo, temperatura, retração, desaprumo, hiperestáticos de protensão, vibrações, incêndio, sismo e fluência do concreto. As combinações são efetuadas automaticamente pelo programa, podendo ser ainda criadas novas, ou alteradas as existentes.

Para cada projeto há uma gama de critérios responsáveis por controlar os procedimentos necessários para o cálculo, dimensionamento e detalhamento da estrutura. Esses critérios são também definidos pelo Editor de Dados (Figura 4.2).

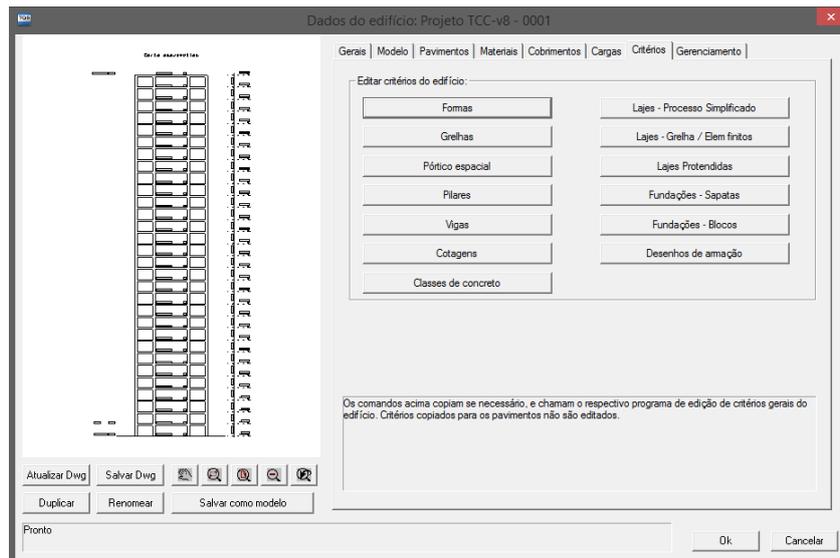


Figura 4.2-Critérios de Projeto no Editor de Dados do Edifício do CAD/TQS

No Modelador Estrutural (Figura 4.3) estão presentes todas as ferramentas necessárias para o lançamento das plantas de formas de cada pavimento, bem como a determinação das cargas atuantes (permanentes e acidentais) em cada elemento da estrutura. É possível ainda importar um arquivo .DXF para este ambiente, de forma a auxiliar no lançamento da estrutura; este arquivo funciona como um rascunho. É neste ambiente que as dimensões da estrutura são definidas para compor as plantas de formas dos pavimentos. É possível ainda verificar eventuais erros de lançamento, através de uma análise de consistência dos dados, executada pelo programa.

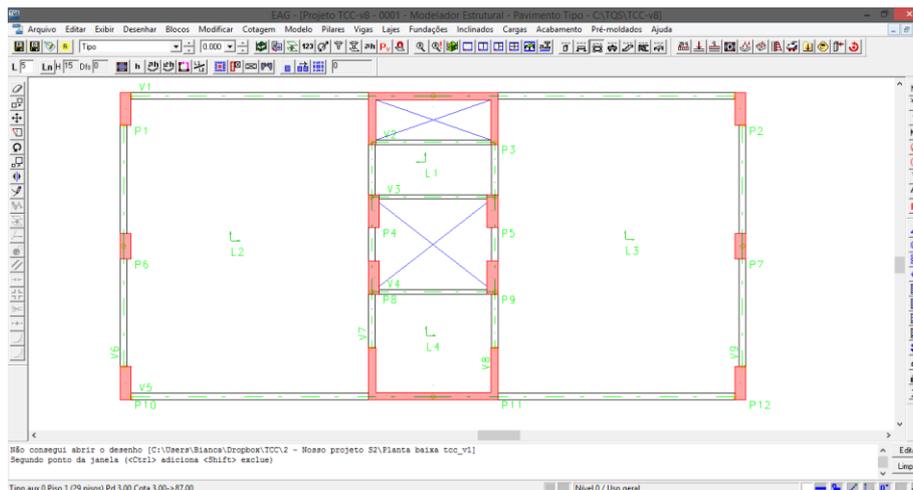


Figura 4.3-Modelador Estrutural do CAD/TQS

Durante a elaboração do projeto, é possível visualizar a estrutura, ou apenas uma parte dela, em três dimensões. É possível observar o edifício em diversas vistas, selecionar os elementos a serem visualizados e definir um plano de corte na estrutura. O visualizador 3D é muito importante para a verificação de possíveis erros no lançamento da geometria. Essa ferramenta pode ser chamada tanto a partir do Modelador Estrutural, quanto do ambiente inicial do programa. (Figura 4.4)

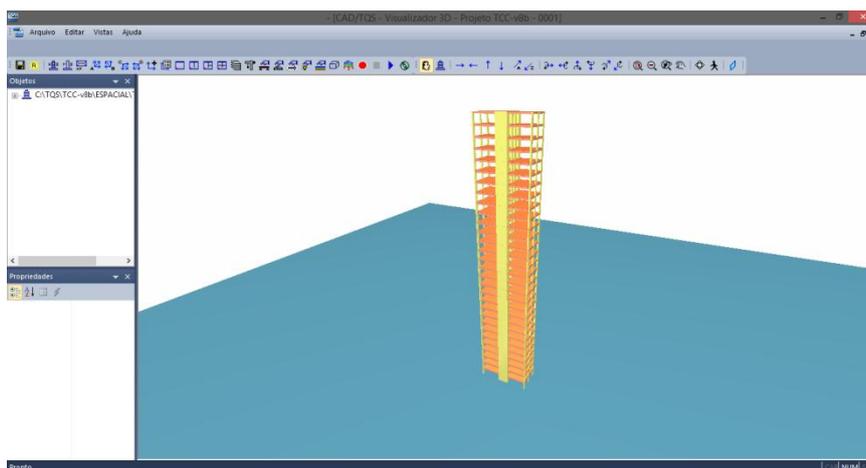


Figura 4.4-Visualizador 3D CAD/TQS

## 4.2 Análise estrutural

A análise estrutural é considerada a etapa de maior importância do projeto. Sua função é obter os esforços internos e deslocamentos da estrutura sob as cargas a ela impostas. Dessa forma, essa fase do dimensionamento é de vital importância para todas as seguintes, pois a falta de precisão do modelo ou possíveis erros na análise podem condenar o cálculo estrutural.

O “software” dispõe de um modelo integrado de grelhas e pórticos espaciais que funcionam em conjunto. A análise estrutural é iniciada a partir do Processamento Global, no qual os esforços obtidos nas barras da grelha de cada pavimento são transferidos, de forma automática, para o pórtico espacial como cargas concentradas. No processamento global é possível ainda indicar quais elementos estruturais se deseja dimensionar e detalhar. (Figura 4.5)

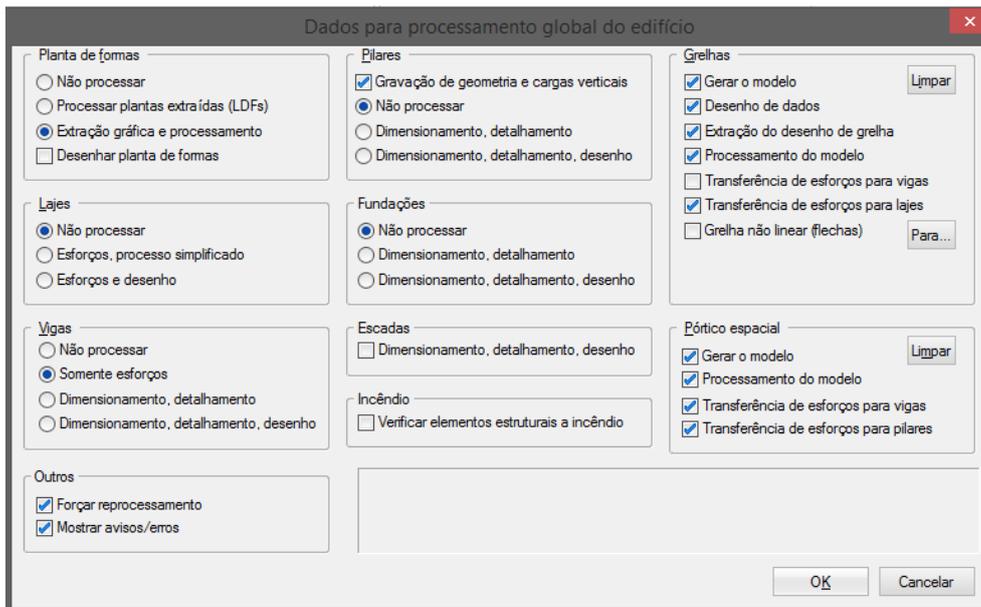


Figura 4.5-Dados do Processamento Global do Edifício CAD/TQS

Os resultados são apresentados em forma de visualizadores gráficos e relatórios, sendo possível através deles verificar a consistência dos resultados. É possível acessar os visualizadores de grelha e de pórtico espacial, que apresentam os diagramas de esforços e deslocamentos, as cargas aplicadas e as reações de apoio na estrutura. Nos relatórios encontram-se as etapas de dimensionamento consideradas, descritas desde a montagem de carregamentos, até o resultado final contendo as armações adotadas.(Figura 4.6)

EDITW - [Projeto TCC-v8b - 0001 - LISP.LIST]

ESCOLA POLITECNICA - UFRJ LISPII - Listagem dos resultados -P-A-S- por pil (V18.12.64 ) Pg 1  
 AV ATHOS SILVEIRA RAMOS,149 CT BL D/S203 RIO DE JANEIRO 21941-909 RJ 25627916 01/09/15  
 T Q S Projeto: 0001 - TCC-v8b CAD/Pilar UFRJ 16:22:35

---

AS RESULTANTE POR BITOLAS fck = .300 [tf,cm] fck(opc.) = .300

SEL - Quantidade Efetiva de Barras na Secao  
 Nb = Quantidades de Barras Dimensionadas na Secao  
 Nbs = Numero de Barras lado B  
 Nbs = Numero de Barras lado B

PILAR:PI  
 DIM. = 1

Esforo de Calculo do Dimensionamento

LANÇA B (cm)	H (cm)	ROS	SEL	BITI	BITE	Nb	Nbs	Nbs AS (cm)	RO	AShec	LEGALM	LAMBDA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)				
Cobertura .....																			
IL	30	30.0	90.0	.5	10	12.5	6.3	10	4	1	11.00	-.4	10.80	90.0	34.6	11.6	27.3	.0	
	16.0	6.3	8	4	0	16.08	-.6	10.90		CASO PÓRTICO = 17 (COMBINAÇÃO= 1)									
	20.0	6.3	8	4	0	25.13	-.9	10.90		**VER NOTA (A)**									
	25.0	8.0	8	4	0	39.27	1.5	10.90											
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																			
	Cobrimento (cm)	fck (MPa)	GamaAço	GamaConcreto	AsMax (%)	AsMin (%)	GmapN	GmapM	GmapV	GmapW									
	3.0	30.0	1.15	1.40	8.00	.40	1.40	1.40	1.40	1.40									
	TipoAço	ClasseAço	ExoMin	ExoMax	K12	K37													
	S0	A	2.0	15.0	1	1													
	Tipo	.....																	
	IL	29	30.0	90.0	.5	10	12.5	6.3	10	4	1	12.27	-.5	10.80	81.4	34.6	29.8	71.4	.0
		16.0	6.3	8	4	0	16.08	-.6	10.90		CASO PÓRTICO = 17 (COMBINAÇÃO= 1)								
		20.0	6.3	8	4	0	25.13	-.9	10.90		**VER NOTA (A)**								
		25.0	8.0	8	4	0	39.27	1.5	10.90										
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																			
	Cobrimento (cm)	fck (MPa)	GamaAço	GamaConcreto	AsMax (%)	AsMin (%)	GmapN	GmapM	GmapV	GmapW									
	3.0	30.0	1.15	1.40	8.00	.40	1.40	1.40	1.40	1.40									
	TipoAço	ClasseAço	ExoMin	ExoMax	K12	K37													
	S0	A	2.0	15.0	1	1													
	Tipo	.....																	

Pronto

Figura 4.6-Relatório Geral de Pilares do CAD/TQS

### 4.3 Dimensionamento e Detalhamento

Nessa etapa, os esforços presentes em todas as combinações, calculados durante a etapa de análise estrutural, são transferidos de forma automática para cada elemento componente da estrutura. Esses esforços são utilizados então para dimensionamento e detalhamento automático dos elementos, a partir dos critérios do projeto já definidos.

Os desenhos de armação são gerados pelo programa CAD/TQS de forma completa, porém o engenheiro pode editar todas as armações apresentadas com as ferramentas de Edição Rápida de Armaduras (Figura 4.7) ou do Editor Gráfico, sendo possível também realizar uma verificação das alterações realizadas em cada elemento. O programa também dispõe de relatórios que mostram os dados usados no dimensionamento, as armaduras adotadas e eventuais erros ocorridos durante esta etapa.

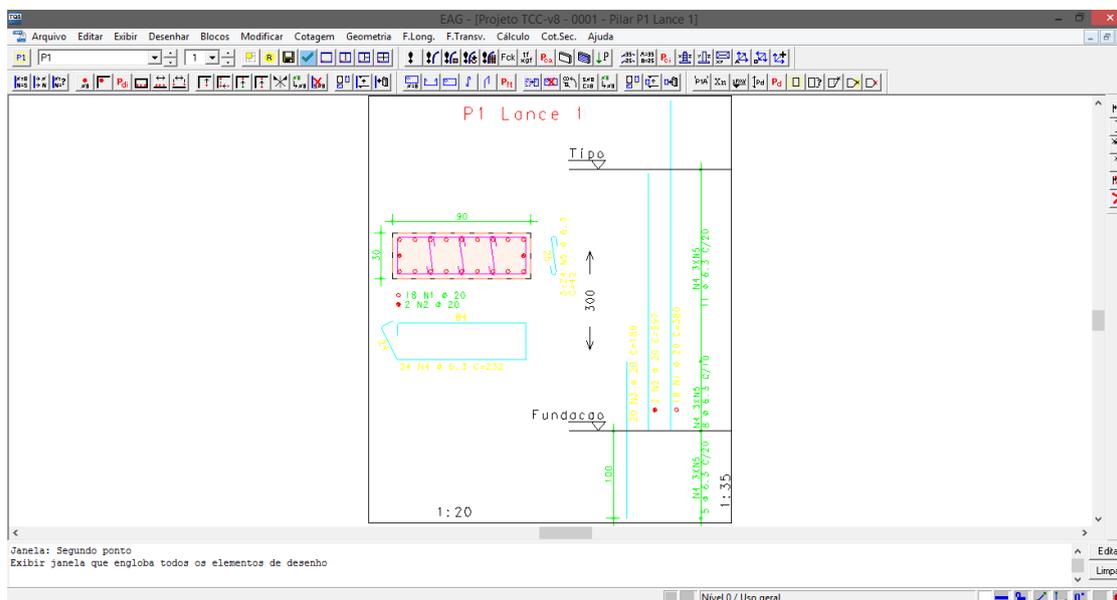


Figura 4.7 –Edição Rápida de Armaduras (Pilares) do CAD/TQS

Para acessar o dimensionamento e o detalhamento realizados, o CAD/TQS divide-se em subsistemas para cada tipo de elemento estrutural. Sendo assim, pode-se encontrar as análises e resultados de pilares ou pilares-parede no ambiente CAD/Pilar, as vigas no CAD/Vigas e as lajes no CAD/Lajes, localizados no gerenciador. (Figura 4.8)

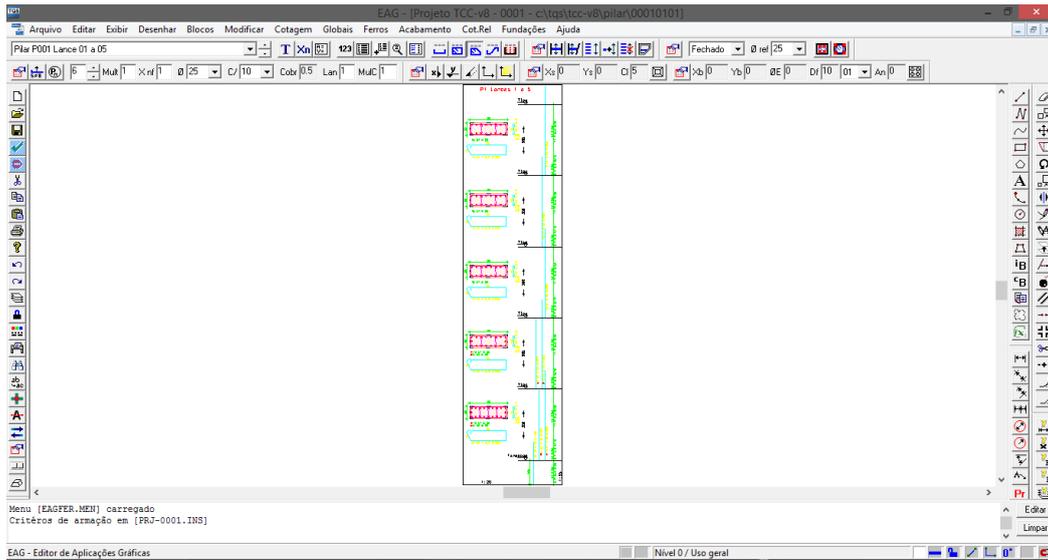


Figura 4.8 –Editor Gráfico de Armaduras (Pilares) do CAD/TQS

## 4.4 Emissão de Plantas

O sistema CAD/TQS tem, como uma de suas funções, exportar desenhos para qualquer tipo de dispositivo de impressão e permite ainda, a geração de arquivos .PLT, .DXF, .PDF e .DWF. Sendo assim, ao acessar o Editor de Plantas, pode-se montar a disposição dos desenhos juntamente com a tabela de ferros, adicionar o carimbo e ainda, finalizar os arquivos antes da plotagem. É possível também gerar plantas de formas e de locação e mapa das cargas. (Figura 4.9)

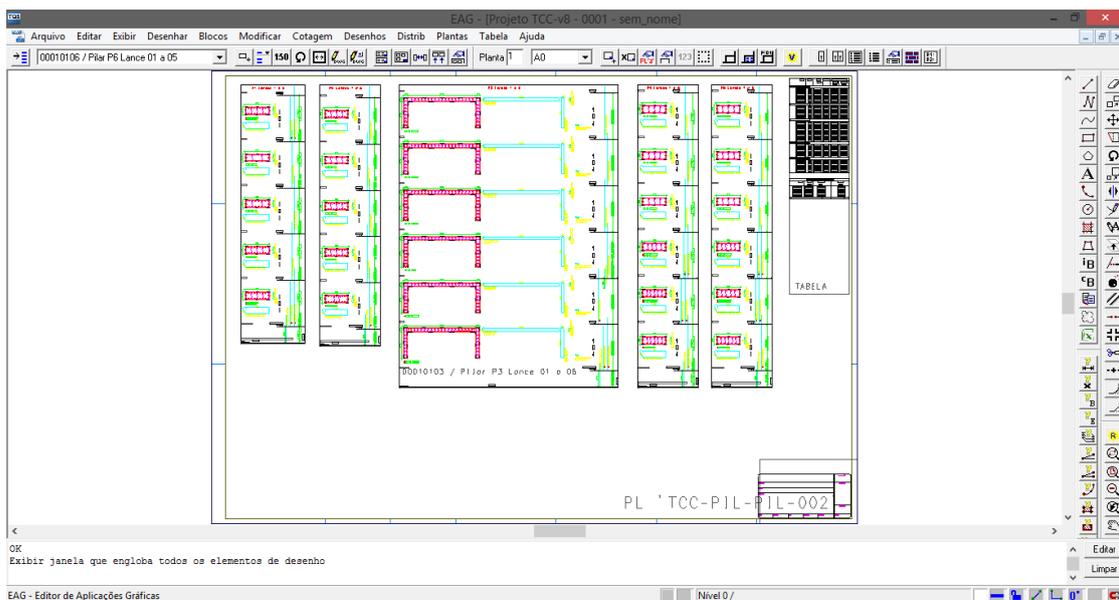


Figura 4.9 –Editor de Plantas do CAD/TQS

## 5 Estudo de Caso

### 5.1 Descrição

Para este estudo considerou-se um edifício hipotético, localizado na cidade do Rio de Janeiro, do tipo comercial, com 30 pavimentos (29 tipos e uma cobertura) com pé-direito de 3 m em cada lance. A construção se sustenta em 12 pilares, dos quais dois são pilares-parede que propiciam uma maior rigidez à estrutura. A área plana da edificação é de cerca de 145 m<sup>2</sup>.

Na figura 5.1 apresenta-se a planta de arquitetura do edifício. A estrutura lançada será apresentada no capítulo 6- Pré Dimensionamento.

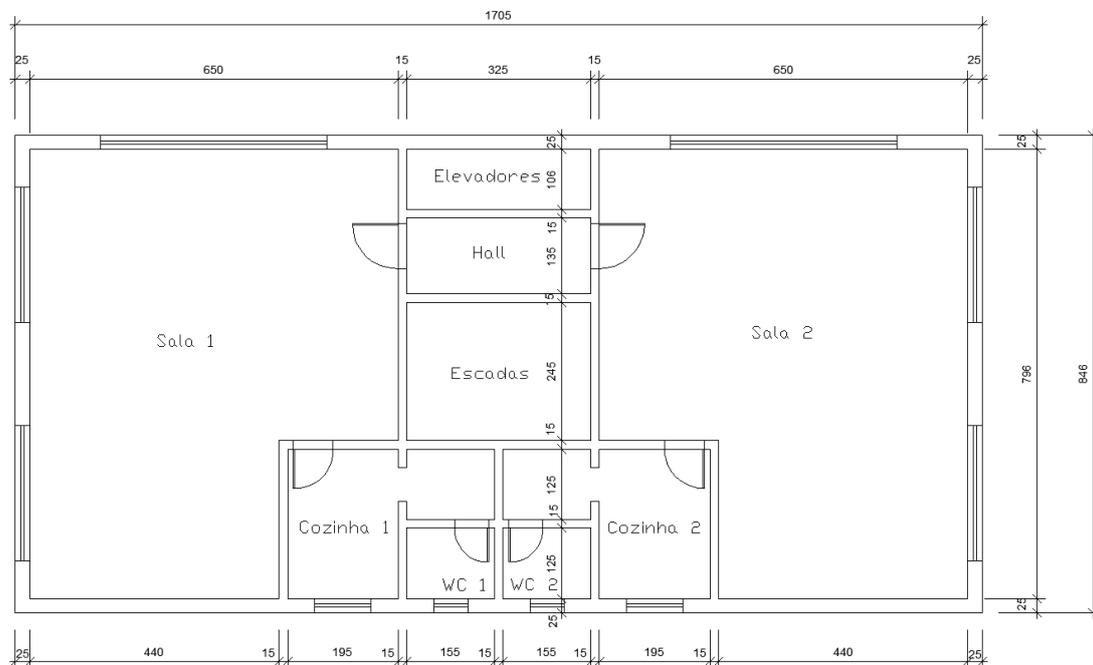


Figura 5.1-Planta de Arquitetura da Edificação

### 5.2 Características Gerais

A partir dos conceitos necessários para o dimensionamento, já definidos nos capítulos anteriores, foi possível escolher as características gerais a serem adotadas no projeto deste edifício. Em seguida se encontram definidos os valores de Classe de Agressividade Ambiental, Resistência à Compressão Característica do Concreto, a Tensão de Escoamento Característica do Aço e os Cobrimentos Nominais.

a) Classe de Agressividade II - Moderada

b)  $f_{ck} = 30$  MPa

c)  $f_{yk} = 500$  MPa

d) Cobrimentos Nominais:

Lajes – 25 mm

Vigas – 30 mm

Pilares – 30 mm

## 5.3 Ações

Para a análise estrutural deste edifício, todas as ações capazes de produzir esforços significativos para a segurança da estrutura foram consideradas. Para essa consideração, as ações foram classificadas, de acordo com a ABNT NBR 8681, como permanentes, variáveis ou excepcionais.

### 5.3.1 Ações Permanentes

Segundo a NBR 6118, item 11.3, as ações permanentes são aquelas que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. No modelo estrutural analisado, foram consideradas as cargas permanentes decorrentes dos pesos próprios dos elementos da construção, incluindo o peso dos elementos estruturais, os elementos em alvenaria e o revestimento das lajes.

#### 5.3.1.1 Peso Próprio

O valor do peso próprio dos elementos construtivos fixos são definidos a partir do peso específico considerado em cada elemento, sendo as Lajes, Vigas e Pilares em Concreto Armado. A alvenaria adotada será de tijolos furados com revestimento em argamassa de cal, cimento e areia. O peso próprio então foi obtido multiplicando-se as dimensões das seções de cada elemento por seu respectivo peso específico. Abaixo se encontram especificados os valores considerados para cada material:

a) Concreto Armado: 25 kN/m<sup>3</sup>

b) Tijolo Furado: 13 kN/m<sup>3</sup>

c) Argamassa: 19 kN/m<sup>3</sup>

Para o caso de paredes divisórias cuja posição não esteja definida no projeto, a ABNT – NBR 6120 – *Cargas Para o Cálculo de Estruturas de Edificações* (NBR 6120) em seu item 2.1.2, determina a utilização de um valor mínimo de 1 kN/m<sup>2</sup> a ser aplicado, além dos demais carregamentos da laje. Esta consideração foi utilizada para o pré-dimensionamento a ser apresentado no item 6 deste texto.

### 5.3.1.2 Imperfeições Geométricas

Como especificado no item 11.3.3.4 da ABNT NBR 6118, devem ser ainda consideradas na verificação do estado limite último de estruturas reticuladas, as ações devidas às imperfeições geométricas, globais e locais dos eixos dos elementos estruturais da estrutura.

#### 5.3.1.2.1 Imperfeições Globais

As imperfeições geométricas globais devem ser consideradas em uma estrutura, em função de um desaprumo nominal dos elementos verticais, conforme mostra a figura 5.2 a seguir.

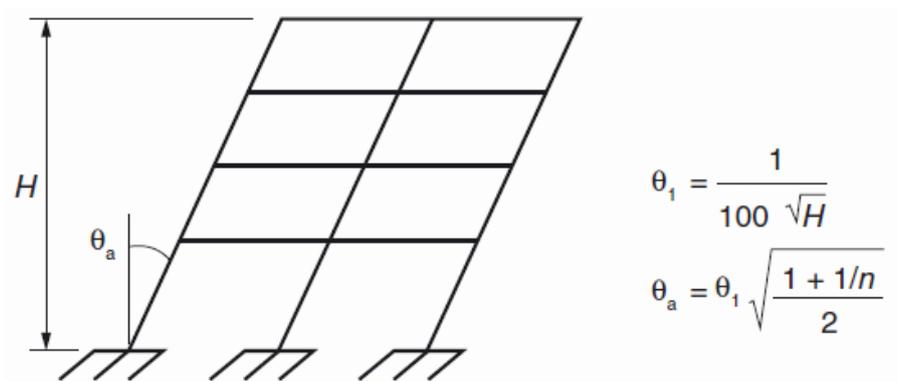


Figura 5.2 - Imperfeições Geométricas Globais

Onde:

$\theta_{1\min} = 1/300$  para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\theta_{1\max} = 1/200$ ;

H é a altura total da edificação em metros (m);

n é o número de prumadas de pilares no pórtico plano.

Para a consideração simultânea das ações de desaprumo e vento, devem ser seguidas as seguintes orientações presentes na NBR 6118:

- a) Quando 30% da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento
- b) Quando a ação do vento é inferior a 30% da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo, respeitando a consideração de  $\theta_{1min}$ , conforme definido anteriormente.
- c) Nos demais casos, combinam-se a ação do vento e do desaprumo, sem necessidade da consideração do  $\theta_{1min}$ . Nessa combinação admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

#### **5.3.1.2.1 Imperfeições Locais**

Para o dimensionamento de um lance de pilar ou de pilar-parede, deve ser considerado o efeito da falta de retilineidade do eixo do pilar ou o desaprumo. Nos casos usuais de estruturas reticuladas, a consideração apenas da falta de retilineidade ao longo do lance de um pilar é admitida como sendo suficiente.

Para o caso em estudo, conforme indica a ABNT NBR 6118:2014 em seu item 11.3.3.4.3, a verificação de um lance de pilar ou de pilar-parede pode ser feita com a substituição dos efeitos de imperfeição pela consideração de um momento mínimo de 1ª ordem atuando nos pilares:

$$M_{1d,min} = N_d(0,015 + 0,03h) \quad (42)$$

Onde:

$h$  é a espessura em metros da seção transversal na direção considerada.

#### **5.3.2 Ações Variáveis**

Segundo a ABNT NBR 8681, em seu item 3.6, as ações variáveis são definidas como ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção. As ações variáveis aplicadas neste estudo de caso foram as cargas acidentais previstas para o uso da construção e as cargas devidas à ação do vento.

### 5.3.2.1 Cargas Acidentais

A carga acidental pode ser definida como toda a carga que pode atuar sobre a estrutura devido ao seu uso. Dessa forma, a NBR 6120 define valores mínimos de cargas acidentais em função do tipo de uso que está previsto na construção. A Figura 5.3 abaixo mostra esses valores.

Local		Unid.: kN/m <sup>2</sup>
		Carga
1	Arquibancadas	4
2	Balcões	Mesma carga da peça com a qual se comunicam e as previstas em 2.2.1.5
3	Bancos	Escritórios e banheiros Salas de diretoria e de gerência
		2 1,5
4	Bibliotecas	Sala de leitura Sala para depósito de livros Sala com estantes de livros a ser determinada em cada caso ou 2,5 kN/m <sup>2</sup> por metro de altura observado, porém o valor mínimo de
		2,5 4 6
5	Casas de máquinas	(Incluindo o peso das máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de
		7,5
6	Cinemas	Platêa com assentos fixos Estúdio e platêa com assentos móveis Banheiro
		3 4 2
7	Clubes	Sala de refeições e de assembleia com assentos fixos Sala de assembleia com assentos móveis Salão de danças e salão de esportes Sala de bilhar e banheiro
		3 4 5 2
8	Corredores	Com acesso ao público Sem acesso ao público
		3 2
9	Cozinhas não residenciais	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo de
		3
10	Depósitos	A ser determinada em cada caso e na falta de valores experimentais conforme o indicado em 2.2.1.3
		-
11	Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro Dispensa, área de serviço e lavanderia
		1,5 2
12	Escadas	Com acesso ao público (ver 2.2.1.7) Sem acesso ao público
		3 2,5
13	Escolas	Anfiteatro com assentos fixos Corredor e sala de aula Outras salas
		3 2
14	Escritórios	Salas de uso geral e banheiro
		2
15	Fornos	Sem acesso a pessoas
		0,5
16	Galerias de arte	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo
		3
17	Galerias de lojas	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo
		3
18	Garagens e estacionamentos	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 kN por veículo. Valores de $\phi$ indicados em 2.2.1.6
		3
19	Ginásios de esportes	
		5

Figura 5.3 - Valores mínimos de carga vertical

Como o edifício em estudo é do tipo comercial, foi adotada a carga acidental para escritórios de 2 kN/m<sup>2</sup>

### 5.3.2.2 Ação do Vento

A ação do vento foi considerada nesta estrutura segundo as diretrizes da ABNT NBR 6123 – *Forças Devido ao Vento em Edificações*. As forças devidas ao vento devem ser determinadas de forma separada para os elementos de vedação e suas fixações, partes da estrutura e a estrutura como um todo.

#### 5.3.2.2.1 Velocidade Básica do Vento

A velocidade básica do vento é definida pela ABNT NBR 6123, item 5.1, como a máxima velocidade de uma rajada de 3s, excedida uma vez a cada 50 anos, a 10m acima do terreno, em campo aberto e plano. Essa velocidade varia de acordo com a localização da construção. O mapa do Brasil mostrado na figura 5.4 abaixo, mostra o gráfico das isopletas da velocidade básica.

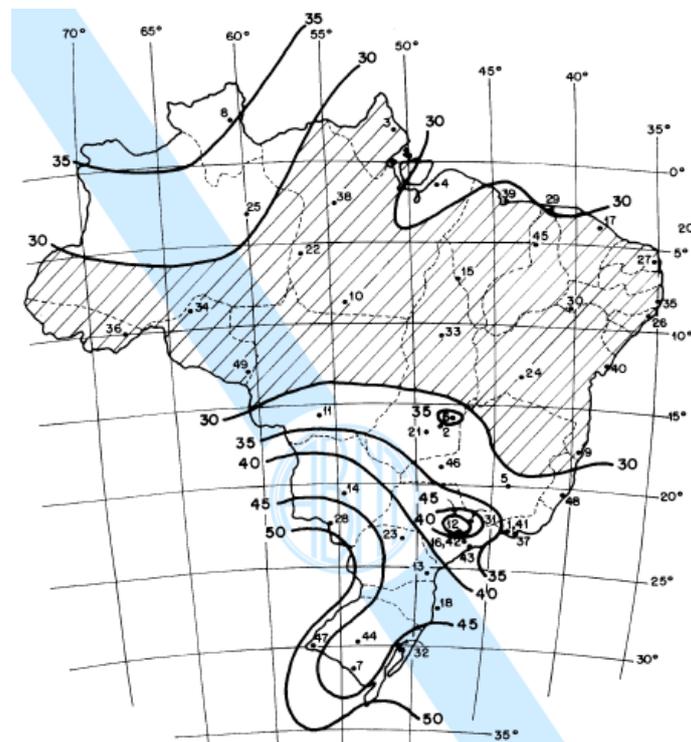


Figura 5.4 - Isopletas da Velocidade Básica do Vento  $V_0$  (m/s)

Para a cidade do Rio de Janeiro, considera-se:

$$V_0 \cong 34 \text{ m/s} \quad (43)$$

### 5.3.2.2 Velocidade Característica do Vento

Multiplicando-se a velocidade básica do vento ( $V_0$ ) pelos fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ , obtém-se a velocidade característica do vento ( $V_k$ ) para a parte da edificação em estudo:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (44)$$

$S_1$  é o fator topográfico do terreno, responsável por considerar as variações topográficas de relevo do terreno.

Considerou-se um terreno plano ou suavemente acidentado, no qual segundo a NBR 6123:

$$S_1 = 1,0 \quad (45)$$

O fator  $S_2$  é responsável por levar em consideração a rugosidade do terreno, a variação da velocidade do vento de acordo com a altura acima do terreno, além das dimensões da edificação.

Por tratar-se de um edifício comercial, adotou-se sua localização no centro da cidade do Rio de Janeiro, obtendo-se então a categoria de rugosidade V.

Segundo o item 5.3.2 da ABNT NBR 6123, a velocidade do vento varia continuamente, e seu valor médio pode ser calculado sobre qualquer intervalo de tempo. Foi verificado que o intervalo mais curto das medidas usuais (3s) corresponde a rajadas cujas dimensões envolvem convenientemente obstáculos de até 20 metros na direção do vento médio. Sendo assim, a Norma define três classes de edificações com intervalos de 3s (Classe A), 5s (Classe B) e 10s (Classe C) para o cálculo da velocidade média. Como a altura total do edifício, 90 metros, é a maior dimensão da estrutura, essa será considerada como de Classe C (maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal da edificação excedendo 50 metros).

Para facilitar a aplicação da ação do vento na estrutura, foi feita uma divisão da edificação em níveis de carga a cada 3 pavimentos. Assim o fator  $S_2$  será obtido em função da altura de cada nível. Abaixo se encontra a Figura 5.5 com os valores de  $S_2$  conforme a Categoria, a classe e a altura da estrutura.

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

Figura 5.5 - Tabela de  $S_2$

Os valores apresentados na tabela 5.1, foram obtidos para cada um dos níveis de carga, através de interpolação linear.

Tabela 5.1 - Fatores  $S_2$  para as alturas consideradas da estrutura

Z (m)	Fator $S_2$
9	0,67
18	0,744
27	0,802
36	0,844
45	0,875
54	0,902
63	0,928
72	0,95
81	0,972
90	0,99

O Fator Estatístico ( $S_3$ ), como indica seu nome, baseia-se em conceitos estatísticos que levam em consideração o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Como trata-se de um prédio comercial, o valor de  $S_3$  conforme a figura 5.6 abaixo será igual a 1,0.

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

Figura 5.6 - Valores Mínimos do Fator Estatístico  $S_3$

Uma vez determinados os valores de  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ , a Velocidade Característica do vento poderá ser calculada.

Tabela 5.2 - Velocidades Características para as alturas consideradas do Edifício

Z (m)	$V_k$ (m/s)
9	22,78
18	25,3
27	27,27
36	28,7
45	29,75
54	30,67
63	31,55
72	32,3
81	33,05
90	33,66

A força exercida no sentido do vento atuando na edificação é determinada pela força de arrasto, cuja fórmula é:

$$F_a = C_a q A_e \quad (46)$$

Onde:

$C_a$  é o coeficiente de arrasto;

$A_e$  é a área frontal efetiva

$q$  é a pressão dinâmica do vento.

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad (47)$$

O item 6.3 da NBR 6123 define os parâmetros para a obtenção do coeficiente de arrasto em edificações paralelepípedicas para vento de baixa turbulência. Para o vento que incide perpendicularmente a cada uma das fachadas de um edifício retangular, em planta, deve-se adotar a figura 5.7 apresentada abaixo.

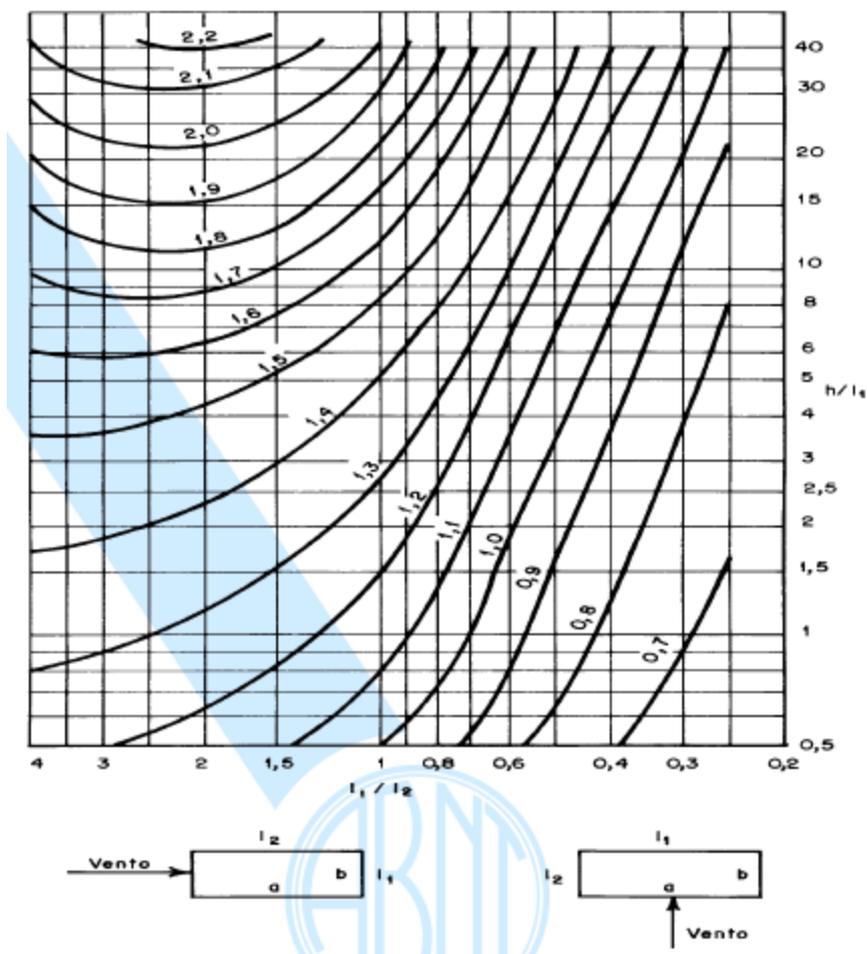


Figura 5.7 - Coeficiente de Arrasto  $C_a$  para Edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência

Caso I - Vento incidindo na fachada frontal ( $90^\circ$  e  $270^\circ$ ):

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{1705}{846} = 2,0$$

$$\frac{h}{l_1} = \frac{9000}{1705} = 5,3$$

$$C_a \cong 1,54$$

$$A_e = 9,0 \times 17,05 = 153,45 \text{ m}^2$$

Caso II - Vento incidindo na fachada lateral (0° e 180°):

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{846}{1705} = 0,5$$

$$\frac{h}{l_1} = \frac{9000}{846} = 10,6$$

$$C_a \cong 1,18$$

$$A_e = 9,0 \times 8,46 = 76,14 \text{ m}^2$$

Tabela 5.3 - Forças de Arrasto nas direções e alturas consideradas do Vento

Z (m)	q (N/m <sup>2</sup> )	A <sub>eI</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>aI</sub> (kN) (Caso I)	A <sub>eII</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>aII</sub> (kN) (Caso II)
9	318,1	153,45	75,17	76,14	28,58
18	392,25	153,45	92,69	76,14	35,24
27	455,79	153,45	107,71	76,14	40,95
36	504,78	153,45	119,29	76,14	45,35
45	542,54	153,45	128,21	76,14	48,74
54	576,54	153,45	136,24	76,14	51,80
63	610,26	153,45	144,21	76,14	54,83
72	639,54	153,45	151,13	76,14	57,46
81	669,5	153,45	158,21	76,14	60,15
90	694,53	153,45	164,13	76,14	62,40

## 6 Pré-Dimensionamento

O pré-dimensionamento se inicia com uma estimativa das cargas atuantes, de forma a obter-se as dimensões a serem utilizadas nos elementos estruturais, estando estas sempre seguras e ao mesmo tempo possibilitando um projeto econômico.

A etapa de pré-dimensionamento normalmente se baseia nas dimensões mínimas definidas no item 3.3 da NBR 6118:2014 e na experiência do profissional que efetua o projeto, pois a Norma atual não define critérios para esta etapa do projeto.

Neste estudo de caso foi adotado o pré-dimensionamento indicado em normas antigas, citadas por LONGO (2014c). No entanto, as dimensões encontradas foram sendo ajustadas conforme resultados de modelos preliminares processados pelo programa CAD/TQS.

As estruturas lançadas para o pavimento-tipo e a cobertura encontram-se representadas abaixo, nas Figuras 6.1 e 6.2, respectivamente.

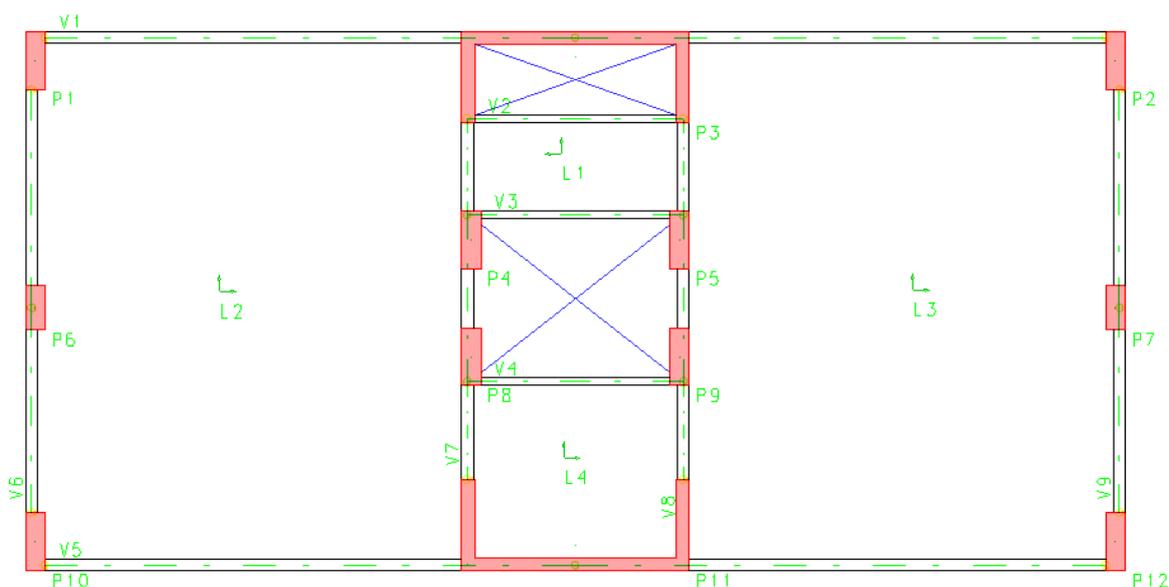


Figura 6.1 - Lançamento da Estrutura do Pavimento Tipo

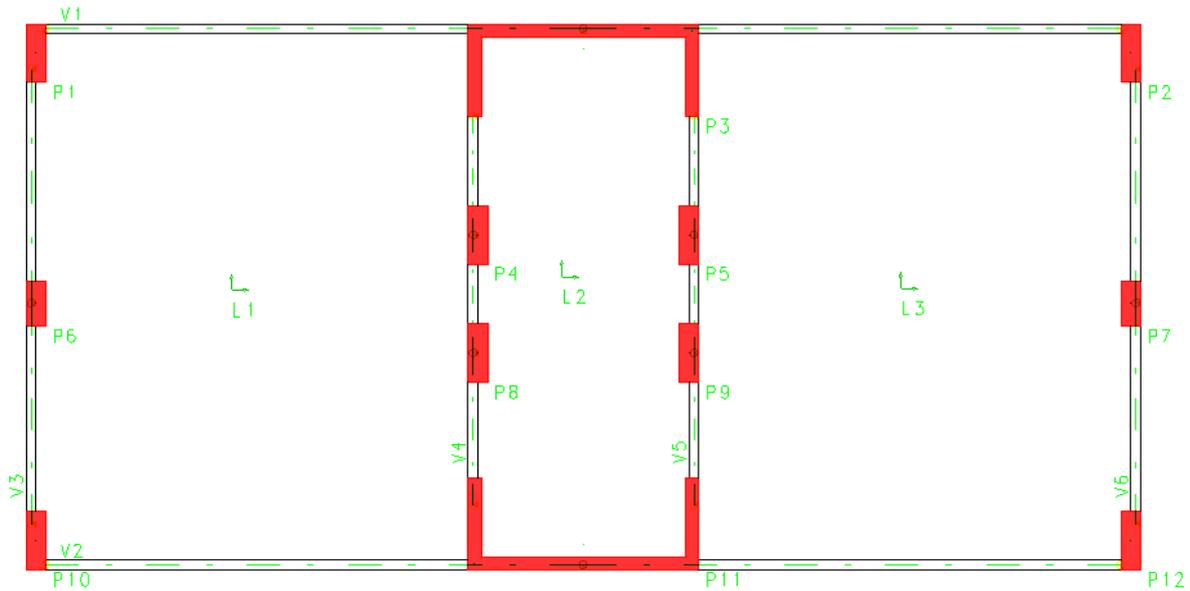


Figura 6.2 - Lançamento da Estrutura do Pavimento Cobertura

## 6.1 Lajes

Segundo LONGO (2014c), para o pré-dimensionamento de uma laje armada em duas direções, pode-se estimar sua espessura adotando-se os seguintes valores:

$$h \cong \frac{l}{40} \geq 8\text{cm} \quad (48)$$

sendo  $l$  (cm) o menor vão da laje.

No caso das lajes armadas em uma direção, suas alturas podem ser estimadas como:

a) Lajes armadas em uma direção, duplamente engastadas:  $h = l/40$  (49)

b) Lajes armadas em uma direção contínuas:  $h = l/30$  (50)

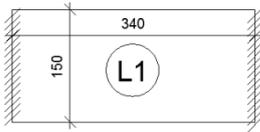
c) Lajes armadas em uma direção, simplesmente apoiadas:  $h = l/25$  (51)

d) Lajes armadas em uma direção em balanço:  $h = l/12,5$  (52)

Toda essa estimativa da altura deve obedecer aos critérios de dimensões mínimas definidos pela NBR 6118:2014.

## 6.1.1 Pavimento Tipo

### 6.1.1.1 Laje 1



$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{340}{150} = 2,27 > 2 \rightarrow \text{Laje armada em 1 direção}$$

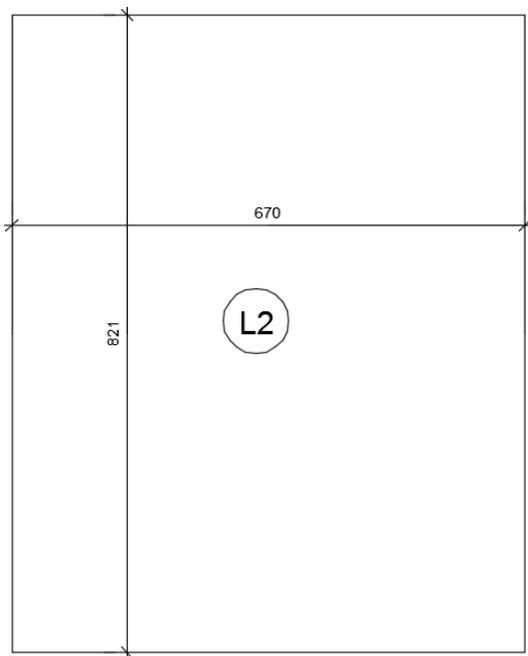
A laje 1 é armada em uma direção e simplesmente apoiada. Nesse caso a espessura estimada será:

$$h \cong \frac{l}{25} = \frac{150}{25} = 6,0 \text{ cm}$$

Entretanto a espessura mínima para esse tipo de laje deve ser de 8 cm. O valor adotado foi:

$$h_{\text{adot}} = 10 \text{ cm}$$

### 6.1.1.2 Laje 2/ Laje 3



$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{821}{670} = 1,23 < 2 \rightarrow \text{Laje armada em duas direções}$$

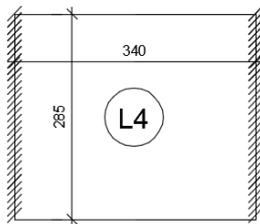
A laje 2 e a Laje 3 são iguais, ambas armadas em duas direções e simplesmente apoiadas. Nesse caso a espessura estimada será:

$$h \cong \frac{l}{40} = \frac{670}{40} = 16,75 \text{ cm}$$

Foram elaborados modelos preliminares no programa CAD/TQS de forma a ajustar a espessura dessa laje. O valor final adotado foi:

$$h_{\text{adot}} = 16 \text{ cm}$$

### 6.1.1.3 Laje 4



$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{340}{285} = 1,19 < 2 \rightarrow \text{Laje armada em duas direções}$$

A laje 4 é armada em duas direções e duplamente engastada. Nesse caso a espessura estimada será:

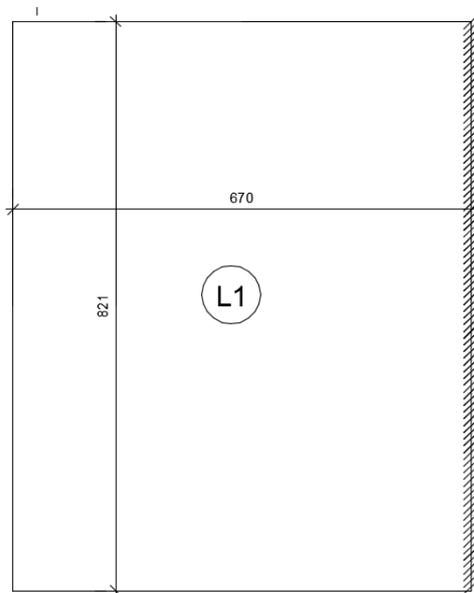
$$h \cong \frac{l}{40} = \frac{285}{40} = 7,13 \text{ cm}$$

A espessura mínima para esse tipo de laje deve ser de 8 cm. O valor adotado foi:

$$h_{\text{adot}} = 10 \text{ cm}$$

## 6.1.2 Cobertura

### 6.1.2.1 Laje 1/ Laje 3



$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{821}{670} = 1,23 < 2 \rightarrow \text{Laje armada em duas direções}$$

A Laje 1 e a Laje 3 da cobertura são iguais, ambas armadas em duas direções.

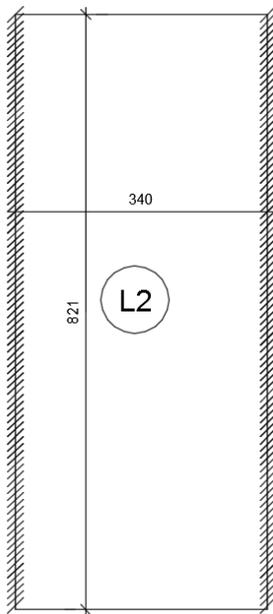
Nesse caso a espessura estimada será:

$$h \cong \frac{l}{40} = \frac{670}{40} = 16,75 \text{ cm}$$

Foram elaborados modelos preliminares no programa CAD TQS de forma a ajustar a espessura dessa laje. O valor final adotado foi:

$$h_{\text{adot}} = 16 \text{ cm}$$

### 6.1.2.2 Laje 2



$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{821}{340} = 2,41 > 2 \rightarrow \text{Laje armada em uma direção}$$

A laje 2 é armada em uma direção e duplamente engastada. Nesse caso a espessura estimada será:

$$h \cong \frac{l}{40} = \frac{340}{40} = 8,5 \text{ cm}$$

A fim de se obter uma espessura uniforme no pavimento, adotou-se para a laje 2 a mesma espessura das lajes a ela adjacentes. O valor final adotado foi:

$$h_{\text{adot}} = 16 \text{ cm}$$

## 6.2 Vigas

Segundo LONGO (2014c), para o pré-dimensionamento da estrutura, as alturas das vigas contínuas podem ser estimadas por:

$$h \approx \frac{l}{12 \text{ a } 15} \geq 30 \text{ cm} \quad (53)$$

As espessuras das vigas devem respeitar os critérios mínimos da NBR 6118, descritos no item 3.3.1 deste trabalho. Além disso, indica-se que para vigas embutidas em paredes de alvenaria, a largura da viga deva considerar a espessura da parede:

b = 12 a 13 cm (nas paredes de 15 cm)

17 a 18 cm (nas paredes de 20 cm)

### 6.2.1 Pavimento Tipo

Para o pré-dimensionamento, separamos as vigas em dois grupos de seções. As vigas com maiores vãos e carregamentos, necessitaram de dimensões mais robustas e as vigas com vãos mais curtos e menores carregamentos necessitaram de seções menores.

Para as vigas de maiores vãos, as da periferia e as duas centrais (V7 e V8), a altura é de:

$$h = \frac{670}{15} = 44,67 \text{ cm}$$

$$h_{\text{adot}} = 50 \text{ cm}$$

Num primeiro modelo processado pelo programa CAD/TQS as vigas centrais V7 e V8 (15x50 cm) não passaram no dimensionamento, pois o programa apontou erros ao dimensionar. Outros processamentos foram realizados, ajustando as dimensões até que as medidas finais da seção das vigas do contorno da estrutura ficaram com 18x50 cm, enquanto as vigas V7 e V8 com 18x60 cm.

Nas vigas de vãos mais curtos, a altura estimada é de:

$$h = \frac{340}{15} = 22,67 \text{ cm}$$

$$h_{\text{adot}} = 30 \text{ cm}$$

A largura adotada nas vigas menores foi a mínima de 12 centímetros. As dimensões finais para V2, V3 e V4 são de 12x30 cm.

### 6.2.2 Cobertura

Na cobertura todas as vigas apresentam vãos grandes. Assim, uma única dimensão foi adotada em todas as vigas deste pavimento. A estimativa de altura é de:

$$h = \frac{670}{15} = 44,67 \text{ cm}$$

$$h_{\text{adot}} = 50 \text{ cm}$$

Para a largura das vigas de cobertura foi adotado o valor de 15 centímetros. As dimensões finais são de 15x50 cm.

## 6.3 Pilares

Segundo LONGO (2014c), podemos estimar as dimensões de um pilar através do esforço normal de compressão nele atuante, calculado a partir das cargas aplicadas

nos pavimentos. Para a estimativa das cargas verticais atuantes nos pilares, foram utilizadas áreas de influência, obtidas por linhas entre os vãos vizinhos aos pilares. A estimativa da seção do pilar foi feita para aquele que apresentasse a maior área de influência e conseqüentemente maior carregamento. Usualmente o pilar que se encontra mais carregado localiza-se no meio da estrutura, no caso estudado será o P9 (Figura 6.3).

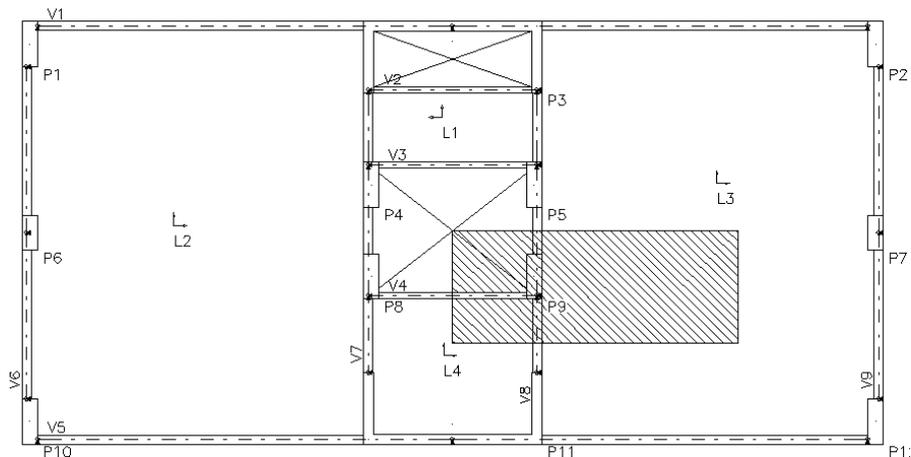


Figura 6.3 - Área de Influência da laje para o pilar P9

Conforme o item 5.3 deste trabalho, as cargas atuantes nas lajes são seu peso próprio e dos elementos construtivos nelas apoiados, além da sobrecarga de utilização e seu revestimento.

Para o pilar considerado, as cargas das lajes L3 e L4 são importantes pois atuam em sua área de influência.

### Laje 3:

Peso próprio:  $0,16 \times 25 = 4,00 \text{ kN/m}^2$

Revestimento:  $0,7 \text{ kN/m}^2$

Alvenaria:  $1,0 \text{ kN/m}^2$

Sobrecarga:  $2 \text{ kN/m}^2$

Carga Total:  $7,70 \text{ kN/m}^2$

Área:  $8,85 \text{ m}^2$

$q_{L3} = 7,70 \times 8,85 = 68,15 \text{ kN}$

#### Laje 4:

Peso próprio:  $0,10 \times 25 = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Revestimento:  $0,7 \text{ kN/m}^2$

Alvenaria:  $1,0 \text{ kN/m}^2$

Sobrecarga:  $2 \text{ kN/m}^2$

Carga Total:  $6,2 \text{ kN/m}^2$

Área:  $1,57 \text{ m}^2$

$$q_{L3} = 6,2 \times 1,57 = 9,73 \text{ kN}$$

Além disso, é necessário considerar o peso próprio das vigas que se apoiam nesse pilar, V8 e V4, e o peso das paredes de alvenaria sobre as vigas.

$$q_{v4} = (0,12 \times 0,30 \times 1,46 \times 25) + (0,1 \times 3,0 \times 1,46 \times 13) \\ + (0,05 \times 3,0 \times 1,46 \times 19)$$

$$q_{v4} = 11,17 \text{ kN}$$

$$q_{v8} = (0,18 \times 0,60 \times 1,19 \times 25) + (0,1 \times 3,0 \times 1,19 \times 13) \\ + (0,05 \times 3,0 \times 1,19 \times 19)$$

$$q_{v8} = 11,25 \text{ kN}$$

Então, para um pavimento, a carga total atuante no pilar P9 é:

$$N_{\text{pav,P9}} = 68,15 + 9,73 + 11,17 + 11,25$$

$$N_{\text{pav,P9}} = 100,30 \text{ kN}$$

Como o pré-dimensionamento é uma estimativa, pode-se considerar essa carga vertical como sendo a mesma em todos os 30 pavimentos, incluindo a cobertura. Sendo assim, a carga total atuante na fundação é aproximadamente:

$$N_{\text{TOTAL}} = 1,05 \times 100,30 \times 30 = 3159,45 \text{ kN}$$

De acordo com LONGO (2014c), pode-se estimar a área de concreto dos pilares por:

$$A_C \cong \frac{N_{\text{TOTAL}}}{12000 \text{ a } 15000} = \frac{3159,45}{15000} = 2106 \text{ cm}^2$$

Inicialmente adotou-se para todos os pilares a dimensão de 30x70 cm e para o pilar-parede, 20x143x352 cm, no entorno da caixa de elevador. Porém, o processamento preliminar executado pelo CAD/TQS acusou erro de dimensionamento para alguns pilares que não puderam ser dimensionados. Para que alguns pilares passassem no dimensionamento, suas áreas foram aumentadas para 30x90 cm. Vale lembrar que o

pré-dimensionamento só leva em consideração as cargas verticais atuantes no pilar, mas o processamento gerado pelo “software” já considerou as cargas de vento e os esforços de 2ª ordem atuantes na estrutura, justificando assim a necessidade de uma maior área de seção. Após essa alteração de área da seção, o pilar de apoio intermediário da viga V5, ainda apresentava erro de dimensionamento, assim optou-se por adotar um pilar parede (P11) com as mesmas medidas do outro pilar parede, solucionando assim os problemas de dimensionamento e conferindo à estrutura uma maior rigidez.

## 6.4 Planta de Formas

Com todas as dimensões dos elementos estruturais do edifício definidas, é possível gerar as plantas de formas dos pavimentos, tipo e cobertura. São apresentadas a seguir as plantas emitidas pelo programa CAD/TQS (Figuras 6.4 e 6.5).

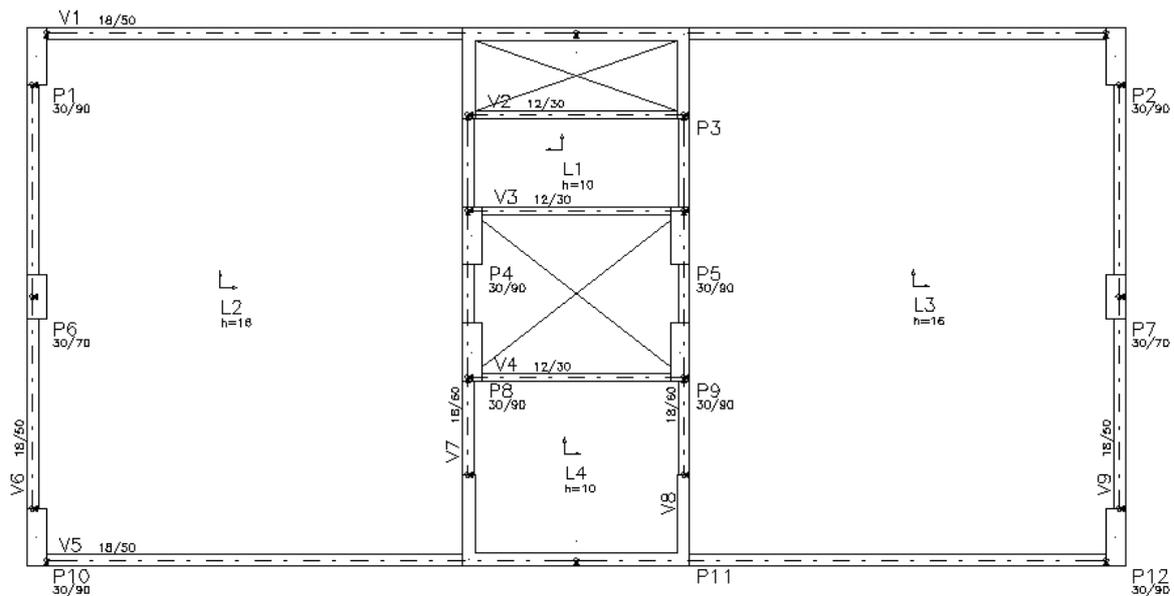


Figura 6.4 - Planta de Formas do Pavimento Tipo

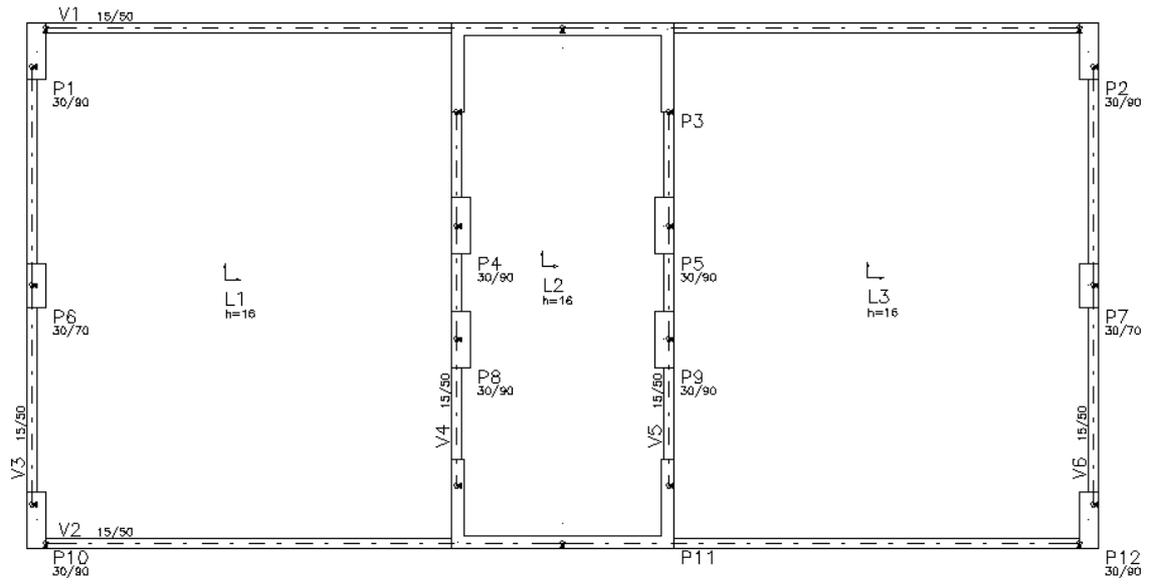


Figura 6.5- Planta de Formas do Pavimento Cobertura

## 7 Apresentação do Modelo

Neste trabalho foram elaborados dois modelos geometricamente idênticos, porém com duas considerações diferentes para os efeitos globais de 2ª ordem:

- A) Efeitos de 2ª Ordem calculados a partir do processo P-delta
- B) Efeitos de 2ª Ordem calculados a partir do coeficiente  $\gamma_z$

As dimensões do modelo foram definidas no capítulo 6- Pré-Dimensionamento.

Para esta análise, utilizou-se o Modelo de Vigas, Pilares e Lajes Flexibilizado Conforme Critérios, no qual o edifício é modelado por um pórtico espacial, composto por elementos que simularão as vigas, pilares e lajes da estrutura. Os efeitos gerados pela aplicação das ações verticais e horizontais são calculados com esse modelo. Dessa forma, além das vigas e pilares, as lajes também irão resistir a parte dos esforços gerados pelo vento. A estrutura é composta por um único corpo, sem juntas.

Não há vigas de transição ou tirantes a serem considerados na análise estrutural.

Este modelo não contemplou o cálculo das fundações. Sendo assim, o modelo foi concebido considerando os pilares vinculados ao solo, isto é, engastados na base. Não houve necessidade do uso da ferramenta “Interação Solo-Estrutura”.

### 7.1 Definição dos Pavimentos

#### A) Pavimento Fundação

Por definição, no CAD/TQS os pavimentos de classe Fundação devem ter pé-direito de zero metros. (Figura 7.1)

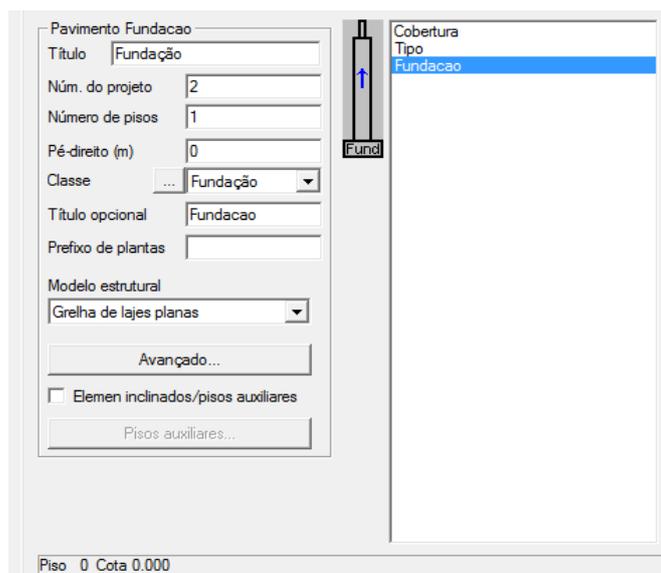


Figura 7.1 - Janela de Definição do Pavimento Fundação

## B) Pavimento Tipo

Para facilitar o lançamento da estrutura, os pavimentos-tipo foram lançados com pé direito de 3 m. (Figura 7.2).

Pavimento Tipo

Título Tipo

Núm. do projeto 3

Número de pisos 29

Pé-direito (m) 3

Classe ... Tipo

Título opcional Tipo

Prefixo de plantas

Modelo estrutural  
Grelha de lajes planas

Avançado...

Elemen inclinados/pisos auxiliares

Pisos auxiliares...

Cobertura

Tipo

Fundacao

Fundl

Piso 1 Cota 3.000

Figura 7.2 - Janela de Definição do Pavimento Tipo

## D) Pavimento Cobertura

A cobertura também teve seu pé-direito definido em 3 metros. (Figura 7.3)

Pavimento Cobertura

Título Cobertura

Núm. do projeto 4

Número de pisos 1

Pé-direito (m) 3

Classe ... Cobertura

Título opcional Cobertura

Prefixo de plantas

Modelo estrutural  
Grelha de lajes planas

Avançado...

Elemen inclinados/pisos auxiliares

Pisos auxiliares...

Cobertura

Tipo

Fundacao

Fundl

Piso 30 Cota 90.000

Figura 7.3 - Janela de Definição do Pavimento Cobertura

## 7.2 Definição de Cargas

As cargas de vento e de desaprumo foram aplicadas na estrutura pela etapa de edição do edifício. (Figuras 7.4 e 7.5, respectivamente). Ambas as ações foram calculadas automaticamente pelo “software”, nas direções 0°, 90°, 180° e 270°. As cargas de vento são calculadas pelo CAD/TQS a partir dos coeficientes de arrasto da estrutura, em função da altura do edifício.

Ângulo	C.A.	Def Cot	Cot ini	
1	90	1.55	Não	0
2	270	1.55	Não	0
3	0	1.19	Não	0
4	180	1.19	Não	0

Figura 7.4 - Janela de Definição das cargas de vento

É possível perceber que os valores do coeficiente de arrasto do vento encontram-se bem próximos dos obtidos no cálculo apresentado no ítem 5.3.2.2 deste trabalho.

Ângulo	
1	90
2	270
3	0
4	180

Figura 7.5 - Janela de Definição das Cargas de Desaprumo

## 7.3 Lançamento das Formas da Estrutura

A estrutura foi lançada pelo modelador estrutural a partir da arquitetura disponível.

As cargas adotadas nas lajes, além do seu peso próprio, foram:

A) Revestimento (carga permanente): 0,07 tf/m<sup>2</sup>

B) Sobrecarga (carga acidental): 0,2 tf/m<sup>2</sup>



Figura 7.6 - Modelo Estrutural com os carregamentos (Tipo)

Nas paredes de alvenaria, adotou-se o seu peso atuando linearmente sobre as vigas e lajes:

$$q = 0,1 \times 3,00 \times 1,3 + 0,05 \times 3,00 \times 1,9 = 0,675 \text{ tf/m}$$

A unidade adotada pelo programa é a tonelada-força. Assim as cargas calculadas anteriormente, em kilonewton, foram convertidas ao serem aplicadas ao modelo.

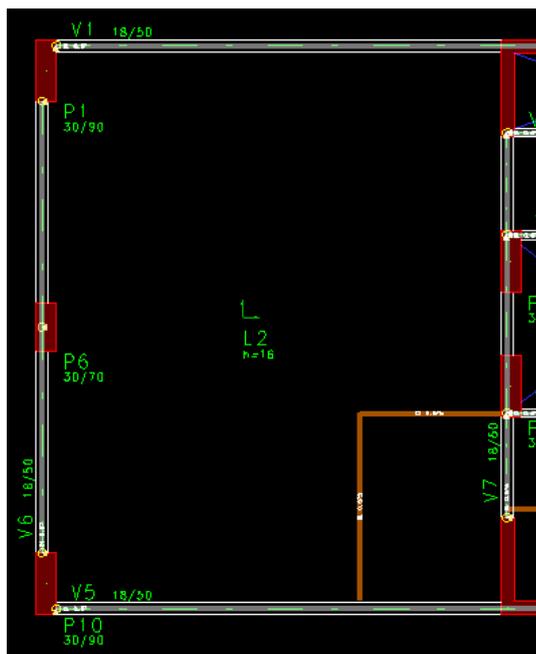


Figura 7.7 - Modelo Estrutural com os carregamentos (Cobertura)

Ao fim do lançamento da estrutura e seus respectivos carregamentos atuantes, faz-se necessário uma verificação de consistência do modelo estrutural. Os modelos finais não apresentavam mais erros de consistência das plantas de forma e todas as pendências foram sanadas até a obtenção da nona versão dos modelos.

Verificaram também erros de consistência no processamento das plantas. Essa verificação é capaz de apontar eventuais erros durante a montagem das plantas e da distribuição dos carregamentos. Nenhum erro no processamento das plantas foi encontrado para este modelo.

## 7.4 Visualização em 3D

O edifício em sua visualização 3D encontra-se apresentado na Figura 7.8

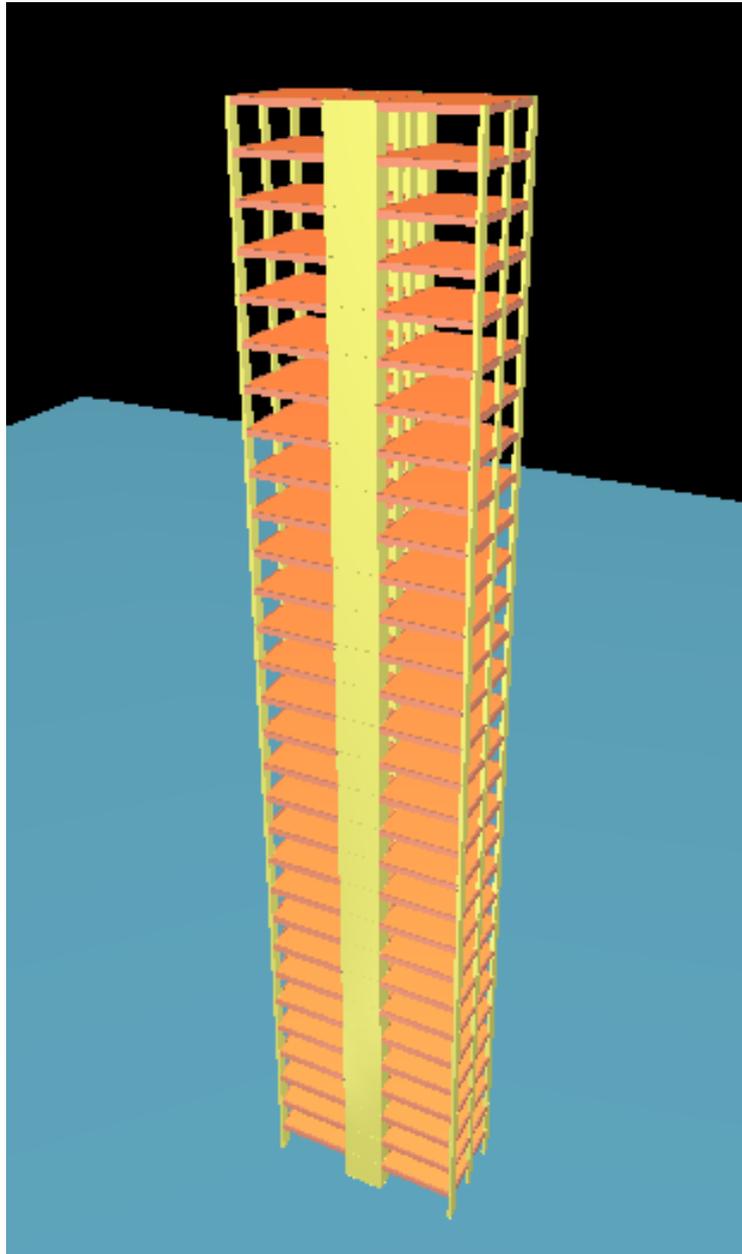


Figura 7.8 – Visualização 3D do Edifício CAD/TQS

## 8 Análise do CAD/TQS

Ao fim da modelagem, conforme descrito no capítulo 7 deste trabalho, a análise estrutural foi elaborada, automaticamente, pelo programa CAD/TQS. Este capítulo tem como finalidade verificar a análise efetuada pelo “software”. Sendo assim, serão apresentados a seguir os avisos e os erros emitidos pelo programa durante o processamento e será efetuada uma verificação do equilíbrio da estrutura. Para avaliar o equilíbrio global, será feita uma comparação entre os dois modelos gerados, P-Delta e  $\gamma_z$ . As armações obtidas pelo CAD/TQS serão verificadas através do programa OBLÍQUA.

### 8.1 Avisos e erros

#### A) Avisos Leves

- Lajes 2 e 3 – Tipo  
“Em um mesmo lado da laje L2/L3 existe um trecho engastado e outro com apoio simples. A distribuição de cargas por processo simplificado (usada no cálculo simplificado de vigas, lajes e cargas no pórtico, quando não vem de grelha) neste caso é mal comportada. Recomenda-se examinar a geometria da laje, e verificar se não ocorreram erros de lançamento, ou criar alguma situação de contorno para que as cargas distribuídas para as vigas fiquem corretas.”
- Vigas 7 e 8 – Tipo  
“Os trechos 1 e 3 da viga V7/V8 tem lajes em ambos os lados, com declarações de continuidade diferentes (bordo livre, apoio simples ou engaste). Se houver um erro na declaração de continuidade, isto afetará a distribuição de cargas, exclusivamente para processo simplificado. Verifique se este era o modelo estrutural desejado.”
- Vigas 1, 2, 3, 4, 5 e 6 – Cobertura  
“A maioria das vigas do edifício tem carga de alvenaria, mas as vigas 1 a 6 da cobertura não tem. Por via das dúvidas, verifique se esta viga não tem mesmo carga.”

- Vigas 2, 3 e 4 – Tipo  
 “No processo de cálculo do número de ferros por camada na flexão negativa, foi encontrado apenas 1 ferro por camada. Por hipótese o CAD/Vigas sempre trabalha com 2 ferros por camada. O programa assume, neste caso, o número de ferros por camada = 2 e não recalcula o baricentro da armadura.  
 Solução: aumente a largura da viga ou retire o espaçamento adicional para a passagem do vibrador ou reduza a bitola selecionada ou edite os ferros da viga para assumir apenas 1 ferro por camada.”
- Viga V1/V5 - Tipo  
 “Um ou mais ferros da V5 (tramo 2) são maiores que os ferros da usina e foram cortados”  
 “Um ou mais ferros da viga V5 foram cortados e emendados por serem maiores que o ferro da usina. As emendas só trabalharão corretamente se os ferros cortados forem devidamente detalhados. Coloque armaduras de costura, se necessário. Você precisa completar o desenho de armação de vigas.”

## **B) Avisos Médios**

- Vigas 1 e 5 - Tipo  
 “As vigas V1 vão 1 e V5 vão 2, têm largura de 18cm e são menores que a largura de 20cm calculada, segundo o item 15.10 da NBR 6118:2003 que visa garantir segurança contra a instabilidade lateral de vigas. Você deve aumentar a largura desta viga ou travá-la lateralmente para garantir sua segurança.”
- Vigas 1, 2, 4 e 5 - Cobertura  
 “As vigas V1 vão 1, V2 vão 2, V4 vão 1 e V5 vão 1 têm largura de 15 cm e são menores que a largura de 20 cm calculada, segundo o item 15.10 da NBR 6118:2003 que visa garantir segurança contra a instabilidade lateral de vigas. Você deve aumentar a largura desta viga ou travá-la lateralmente para garantir sua segurança.”
- Estrutura de nós móveis

“O parâmetro Alfa deste edifício indica que a estrutura é de nós móveis. É necessário avaliar os efeitos de 2ª ordem através do GamaZ ou P-Delta.”

- Pilares 6 (Lances 1 ao 6), 7 (Lances 1 ao 6) e 11 (Lance 1 e 2)

“O  $A_s$  calculado é inferior ao mínimo permitido pela NBR 6118:2003 em seu item 17.3.5.3.1 - Valores Mínimos.”

- V2 – Tipo

“O valor do momento fletor negativo no ponto 2 do vão de valor = 0,41 está apresentando uma anormalidade, isto é, ele está maior que os momentos negativos nos pontos próximos, formando um pico. O programa fará uma correção do momento (-) dos pontos mais próximos para que eles fiquem maiores do que o momento (-) citado.

Solução: Verifique a correta definição de vãos e apoios na forma e refaça o processamento, caso necessário. Isto é comum em vigas de pavimentos calculadas como grelha, onde não há uma clara definição do que é apoio e vão de viga. “

“O valor do momento fletor negativo no ponto 12 do vão de valor = 0,45 está apresentando uma anormalidade, isto é, ele está maior do que os momentos negativos nos pontos próximos, formando um pico. O programa fará uma correção no momento (-) dos pontos mais próximos para que eles fiquem maiores do que o momento (-) citado.

Solução: Verifique a correta definição de vãos e apoios na forma e refaça o processamento, caso necessário. Isto é comum em vigas de pavimentos calculadas como grelha, onde não há uma clara definição do que é apoio e vão de viga. ”

“O valor do momento fletor negativo no ponto 12 do vão de valor = 0,45, está apresentando uma anormalidade, isto é, ele está maior do que os momentos negativos nos extremos dos vãos. O programa fará uma correção no momento (-) do apoio mais próximo para que ele fique maior do que o momento (-) citado.

Solução: Verifique a correta definição de vãos e apoios na forma e refaça o processamento caso necessário. Isto é comum em vigas de pavimentos

calculadas como grelha, onde não há uma clara definição do que é apoio e vão de viga.”

- Vigas Tipo e Cobertura

“No dimensionamento à flexão composta normal das vigas deste pavimento, nenhuma verificação foi realizada em relação à ancoragem das armaduras. É necessário verificar essa condição manualmente. Visualize o relatório para mais detalhes”

### C) Erros Graves

- Laje do Tipo

“Existem seções de lajes nesse pavimento, onde o sistema não encontrou um arranjo de armaduras, compatível com as solicitações atuantes para dimensionamento à flexão negativa”.

Com relação aos pilares e à estabilidade global da estrutura, apenas avisos foram gerados, não interferindo no dimensionamento nem no detalhamento de nenhum dos pilares. Entretanto, o programa notifica que alguns pilares tiveram armaduras dimensionadas com valores menores que o mínimo determinado pela Norma. Porém, não apresenta automaticamente as armaduras mínimas no detalhamento dos pilares com esse aviso. O aviso de classificação do edifício como nós móveis ocorreu em ambos os modelos gerados, por  $\gamma_Z$  e por P-Delta.

Além desses erros informados pelo programa, ainda foi possível encontrar outros erros no detalhamento da estrutura. Ao tentar gerar a tabela de ferros dos pilares-parede (P3 e P11), o programa emite um erro indicando que dois ferros com a mesma posição (nome) apresentam comprimentos diferentes.( Figura 8.1).

Tabela de Ferros

=====

ESCOLA POLITECNICA - UFRJ  
AV ATHOS SILVEIRA RAMOS,149 CT BL D/S205

\*\*\*\*\* ERRO: Comprimentos diferentes na posição 8: (31.7, 315.8)  
\*\*\*\*\* ERRO: Comprimentos diferentes na posição 8: (31.7, 315.8)  
Planta TABFER 15/08/15 21:59:26

Figura 8.1 - Erro no detalhamento do Pilar 11

## 8.2 Estabilidade Global

A estabilidade global será avaliada comparando-se os dois métodos para consideração dos efeitos de 2ª ordem disponíveis no programa. Lvaie ressaltar que dois modelos geométricamente idênticos foram processados: um considerou os efeitos de 2ª ordem por uma análise não linear (P-Delta) e o outro pelo método aproximado ( $\gamma_Z$ ).

### 8.2.1 Análise por P-Delta

O processo de análise dos efeitos de 2ª ordem pelo método P-Delta consiste em uma série iterativa de processamentos lineares onde, conforme a estrutura sofre deslocamentos devidos às cargas horizontais, esforços adicionais de 2ª ordem devidos às forças verticais deslocadas são adicionados. A estrutura é então reprocessada com esses esforços adicionais até que se atinja o equilíbrio.

Para o modelo A, foi selecionada a opção para cálculo dos efeitos de 2ª Ordem pelo método P-Delta. O programa CAD/TQS calcula os parâmetros de estabilidade global para classificar a estrutura quanto à sua deslocabilidade (tabela 8.1).

Tabela 8.1 - Parâmetros de Estabilidade Global (Modelo P-Delta)

Parâmetro	Valor
GamaZ	1,16
Favt	1,18
Alfa	1,11

FAVt é o fator de amplificação de esforços horizontais (vento) de 1ª ordem para a consideração simplificada de esforços de 2ª ordem. É calculado como  $\gamma_Z$ , mas leva em consideração o deslocamento horizontal das cargas verticais. Deve-se considerar que esta definição não tem respaldo na NBR 6118:2014.

Como se pode notar, o parâmetro  $\gamma_Z$  foi inferior ao valor máximo de 1,30. Sendo assim, a análise por P-Delta não seria necessária. Entretanto, por este ter sido o modelo adotado, os esforços obtidos já consideram os efeitos de 2ª ordem da estrutura e o parâmetro  $\gamma_Z$  é uma referência de quanto, aproximadamente, os esforços foram majorados em relação a uma análise linear para a consideração dos efeitos globais de 2ª ordem. Para o dimensionamento e detalhamento das vigas e pilares, os esforços devidos às cargas horizontais não são majorados pelo programa. O parâmetro “alfa”, por ser

maior que 0,6, classificou a estrutura como de nós móveis. Além disso, o CAD/TQS considera o edifício como deslocável para executar a verificação da capacidade de rotação dos elementos estruturais. No anexo I é possível visualizar os momentos de 2ª ordem, obtidos pelo processo P-Delta para cada caso de carregamento estudado.

### 8.2.2 Análise por Gama Z ( $\gamma_Z$ )

O parâmetro de estabilidade global, conforme definido no ítem 2.4.2 deste trabalho, é um coeficiente que avalia a importância dos esforços globais de 2ª ordem na estrutura. Na análise por este parâmetro, as cargas horizontais de vento devem ser multiplicadas por  $0,95 \cdot \gamma_Z$ . Dessa forma, os efeitos de 2ª ordem serão incorporados ao dimensionamento dos elementos estruturais.

No modelo B do edifício, foi selecionada a opção para cálculo dos efeitos de 2ª Ordem pelo parâmetro  $\gamma_Z$ . Para esta análise, o programa CAD/TQS obteve os seguintes parâmetros de estabilidade global (Tabela 8.2):

Tabela 8.2 - Parâmetros de Estabilidade Global (Modelo Gama Z)

Parâmetro	Valor
Gama Z	1,16
Favt	1,19
Alfa	1,02

O parâmetro “alfa” deste edifício também indica que a estrutura é de nós móveis. Entretanto, houve uma variação em relação ao valor encontrado pelo método P-Delta. No caso dos valores de  $\gamma_Z$  e “Favt” não houve variações, caracterizando uma consistência entre os dois processamentos.

Em alguns casos de combinações, o deslocamento horizontal das cargas verticais agia de modo favorável diminuindo o  $\gamma_Z$ . Dessa forma, o programa modificou o  $\gamma_Z$  considerando o valor obtido no caso de vento simples nesta direção.

Para a verificação da capacidade de rotação dos elementos estruturais, o edifício foi considerado como deslocável.

No anexo I é possível visualizar os momentos de 2ª ordem obtidos pelo processo  $\gamma_Z$  para cada caso de carregamento estudado.

### 8.2.3 Deslocamentos Horizontais

Os deslocamentos horizontais encontrados atendem ao limite de referência estabelecido pela NBR 6118:2014 (Tabela 8.3)

Tabela 8.3 - Deslocamentos Horizontais Modelo B (Gama Z)

Deslocamento	Valor Máximo	Caso	Referência	Situação
Topo do edifício (cm)	$(H/2726) = 3,30$	5	$(H/1700) = 5,29$	ok
Entre pisos (cm)	$(H_i/2318) = 0,13$	5	$(H_i/850) = 0,35$	ok

É possível verificar também os deslocamentos horizontais em cada pavimento pelo Pórtico-TQS. Porém, esse valores apresentam-se muito maiores que os descritos pelo relatório de Estabilidade Global. Nota-se, na Figura 8.2, que o deslocamento máximo para o pórtico espacial resultou em 12,96 cm, bem irreal, possivelmente por não ter sido aplicado o fator 0,3 às cargas de vento.

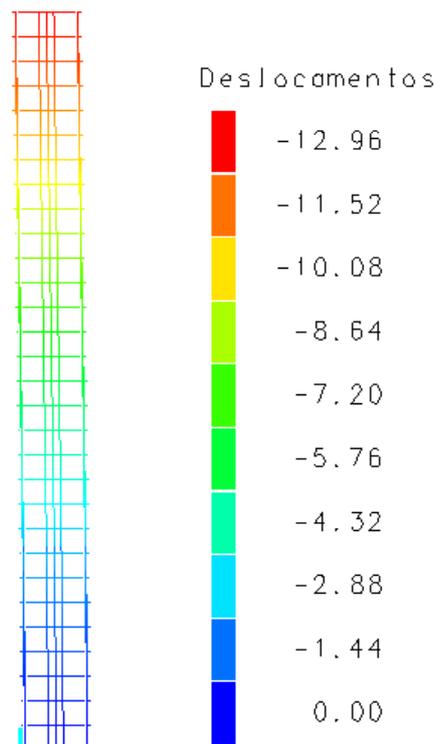


Figura 8.2 - Diagramas de Deslocamento Horizontal



```

-----
                        DETERMINACAO DOS ESFORCOS FINAIS PARA DIMENSIONAMENTO
-----
COMBINACAO DE ESFORCOS DO PORTICO ESPACIAL : 90
COMBINACAO ( 80) = CASO 101 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+0.7ACID_V+VENT2
COMBINACAO ( 81) = CASO 102 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+0.7ACID_V+VENT3
COMBINACAO ( 82) = CASO 103 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+0.7ACID_V+VENT4
COMBINACAO ( 83) = CASO 104 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+0.7ACID_V+VENT1
COMBINACAO ( 84) = CASO 105 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+0.7ACID_V+VENT2
COMBINACAO ( 85) = CASO 106 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+0.7ACID_V+VENT3
COMBINACAO ( 86) = CASO 107 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+0.7ACID_V+VENT4
COMBINACAO ( 87) = CASO 108 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+0.7ACID_V+VENT1
COMBINACAO ( 88) = CASO 109 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+0.7ACID_V+VENT2
COMBINACAO ( 89) = CASO 110 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+0.7ACID_V+VENT3
COMBINACAO ( 90) = CASO 111 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+0.7ACID_V+VENT4

COEFICIENTES DE SEGURANCA      (Definidos pelo Arq. de CRITERIOS do"CAD/Pilar")
( 1.40 = GAMaf Forca ; 1.40 = GAMaf Momento )peso proprio+sobrecarga
( 1.40 = GAMaf Forca ; 1.40 = GAMaf Momento )esforcos devido_vento,acidental
-----

```

Figura 8.5 - Combinação para qual o P11 é dimensionado

```

PILAR:P11
LANCE: 1

ESFORCOS CARACTERISTICOS ( Eixos XYZ no Sistema Global )
                FZ base      MX(topo/base)      MY(topo/base)
CASO 101      1832.74      6547.70      -.10
                15032.80      -9.00
CASO 102      1182.46      -88.10      42650.40
                139.80      49167.20
CASO 103      1182.24      -90.20      -42706.00
                137.00      -49240.90

```

Figura 8.6 - Esforços Característicos para o P11

```

ESFORCOS INICIAIS DE CALCULO - ANG = .0 ( Entre eixos X,x )
----- Eixos XYZ Global ----- / ----- Eixos xyz Local -----
COMB  FICt z  MIC X  MIC Y  FICt z  MIC x  Alfby  MIC y  Alfby  COMB.LOC  Midminx  Midminy
( 80)  2565.8  9166.8  -.1  2565.8  9166.8  -.1  TOPO
( 80)  2565.8  18539.2  -12.6  2565.8  18539.2*  -12.6*  MEIO  14779.2  30943.9
( 80)  2565.8  21045.9  -12.6  2565.8  21045.9  .881  -12.6  1.000  BASE
( 81)  1655.4  -123.3  59710.6  1655.4  -123.3  59710.6  TOPO
( 81)  1655.4  195.7  65184.7  1655.4  195.7*  65184.7*  MEIO  9535.3  19964.6
( 81)  1655.4  195.7  68834.1  1655.4  195.7  1.000  68834.1  .947  BASE
( 82)  1655.1  -126.3  -59788.4  1655.1  -126.3  -59788.4  TOPO
( 82)  1655.1  191.8  -65277.7  1655.1  191.8*  -65277.7*  MEIO  9533.6  19960.9
( 82)  1655.1  191.8  -68937.3  1655.1  191.8  1.000  -68937.3  .947  BASE

```

Figura 8.7 - Esforços Iniciais de Cálculo do P11

Para a combinação indicada nos relatórios como sendo a adotada no dimensionamento (Figura 8.5), obteve-se o diagrama de esforços normal, momento fletor em y e momento fletor em z a partir do pórtico espacial.

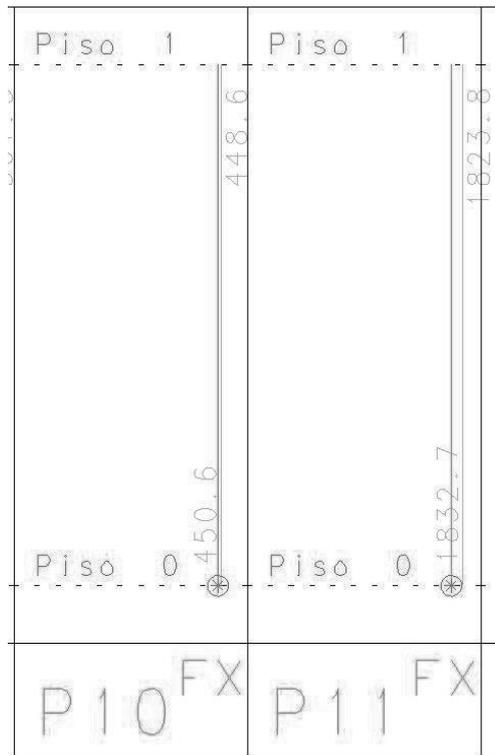


Figura 8.8 – Forças normal no eixo local X (tf) – Caso 101

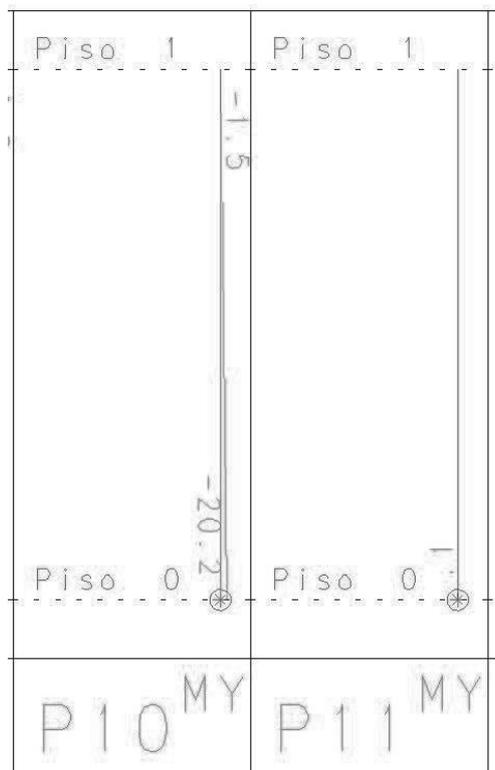


Figura 8.9 – Momento Fletor no eixo local y (tf.m) – Caso 101

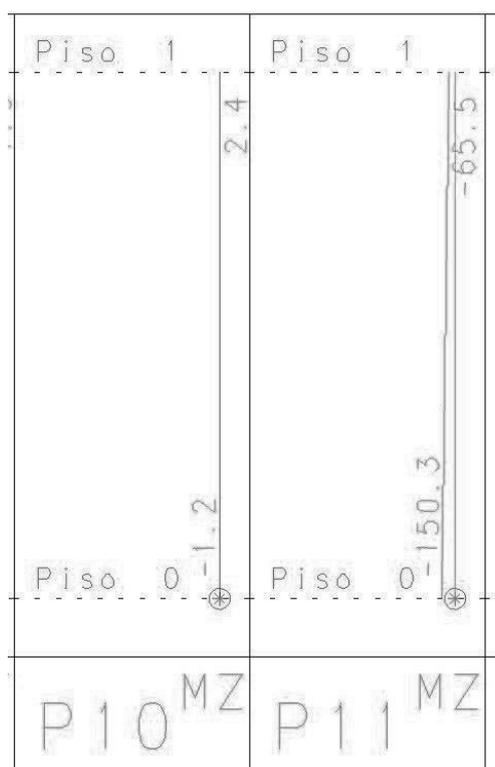


Figura 8.10 – Momento Fletor no eixo local z (tf.m) – Caso 101

Foi possível notar nos diagramas de esforços dos pilares como os valores de momento no Pórtico Espacial podem estar em uma unidade diferente da tf.cm e sim tf.m, além disso os valores estão representados pelos eixos locais de cada pilar, o que justificaria a mudança nos sinais. Assim é possível resumir na tabela 8.1 os valores que serão então comparados na verificação do dimensionamento.

Tabela 8.4 - Esforços no P11 por relatórios e diagramas

P11			
Origem	N (tf)	Mx (tf.cm)	My (tf.cm)
Relatório Geral	2565,80	21045,9	-30943,9
Inicialização	2404,86	-2217,07	-5,84
Montagem de Carregamentos *	1832,74	15032,8	-9
Pórtico Espacial *	1832,70	-15030,0	10

\*Valores característicos

### 8.2.4.1.1 Verificação via OBLÍQUA.

Após analisar as diferenças entre os esforços apresentados, será efetuada uma verificação das armações sugeridas para o pilar-parede P11. O detalhamento sugerido pelo CAD/TQS encontra-se representado na figura 8.11.

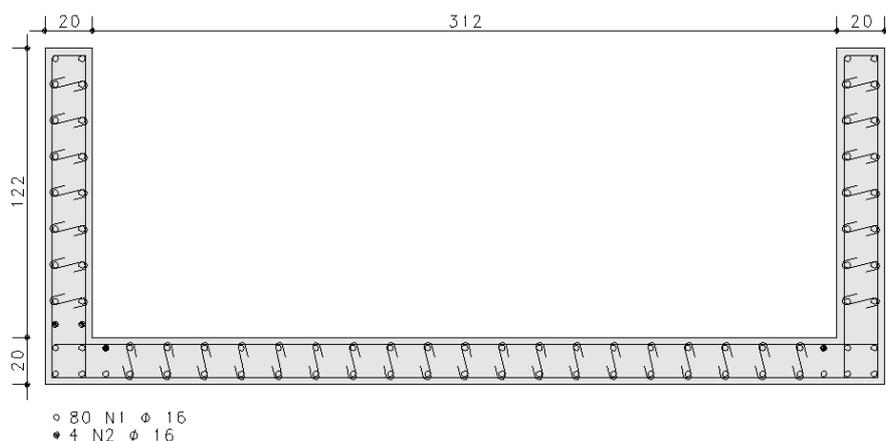


Figura 8.11- Armação da seção do P11

#### A) Relatório Geral

Pode-se observar no relatório geral que o CAD/TQS sugere outros arranjos de armadura para o pilar em estudo. Aplicou-se os esforços de cálculo no programa OBLÍQUA utilizando os três arranjos (Figuras 8.12, 8.13 e 8.14) sugeridos, de forma a verificar o detalhamento.

$$N_d = 25658 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 2104,59 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd} = -3094,39 \text{ kN.m}$$

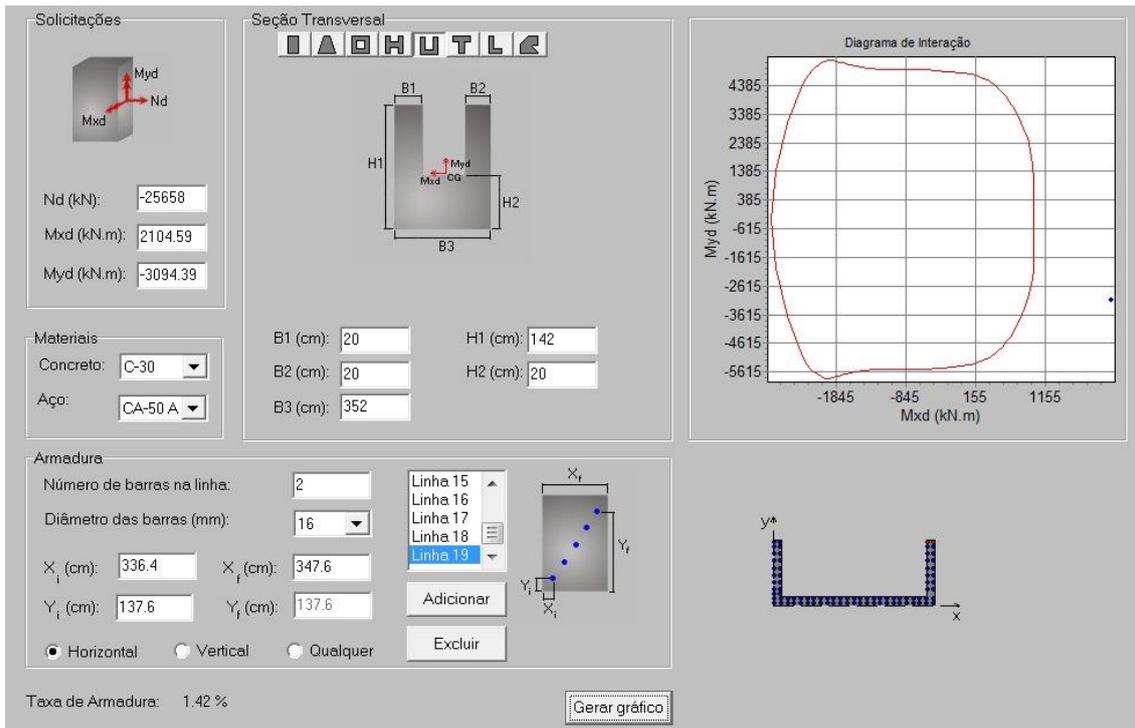


Figura 8.12 - Diagrama de Interação para 84 Ø 16 mm

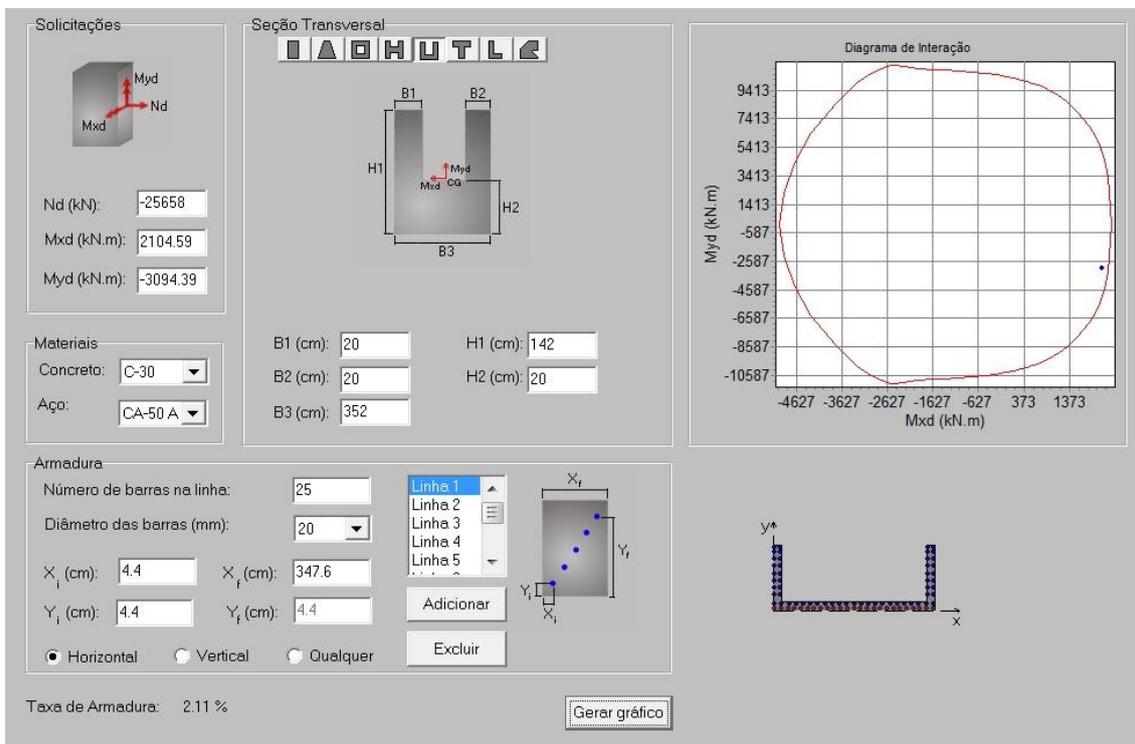


Figura 8.13 - Diagrama de Interação - 80 Ø 20 mm

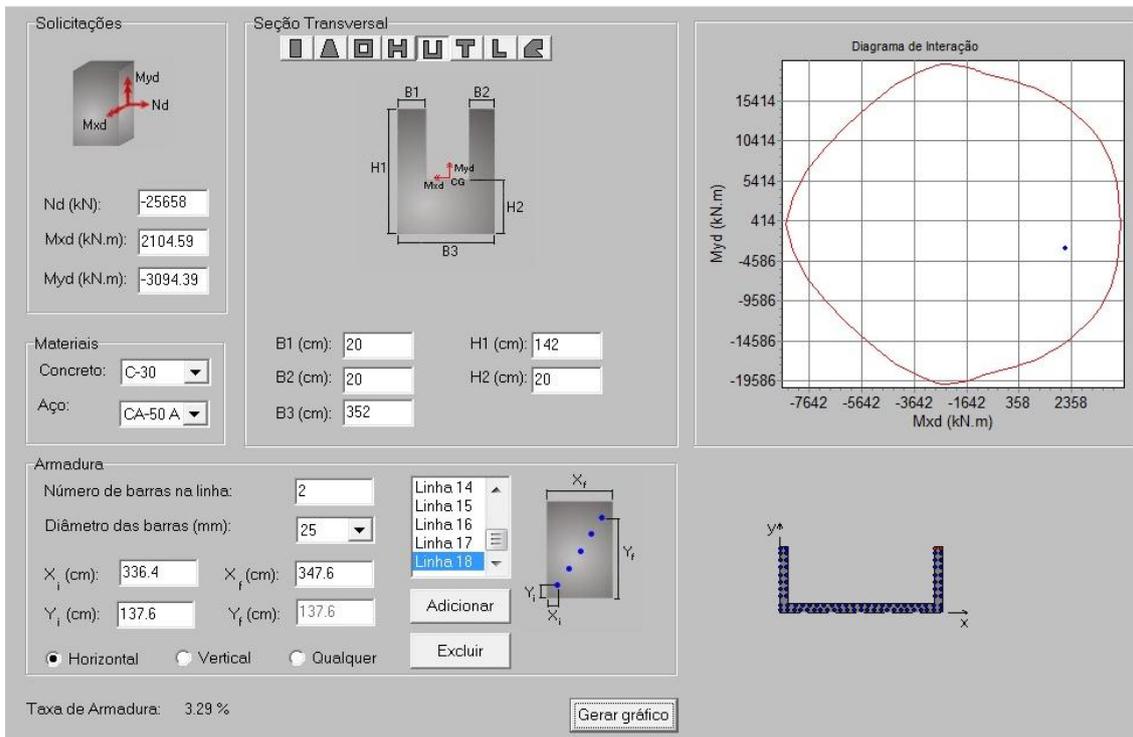


Figura 8.14 - Diagrama de Interação - 80 Ø 25 mm

Foi possível observar que, para o primeiro arranjo de armaduras sugerido pelo programa (84 Ø 16), a armação não é suficiente para resistir aos esforços. O ponto se encontra fora do gráfico de interação.

### B) Relatório de Inicialização

Os esforços do Relatório de Inicialização também foram aplicados no programa OBLÍQUA com as armações sugeridas.

$$N_d = 24048,6 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = -221,707 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd} = -0,584 \text{ kN.m}$$

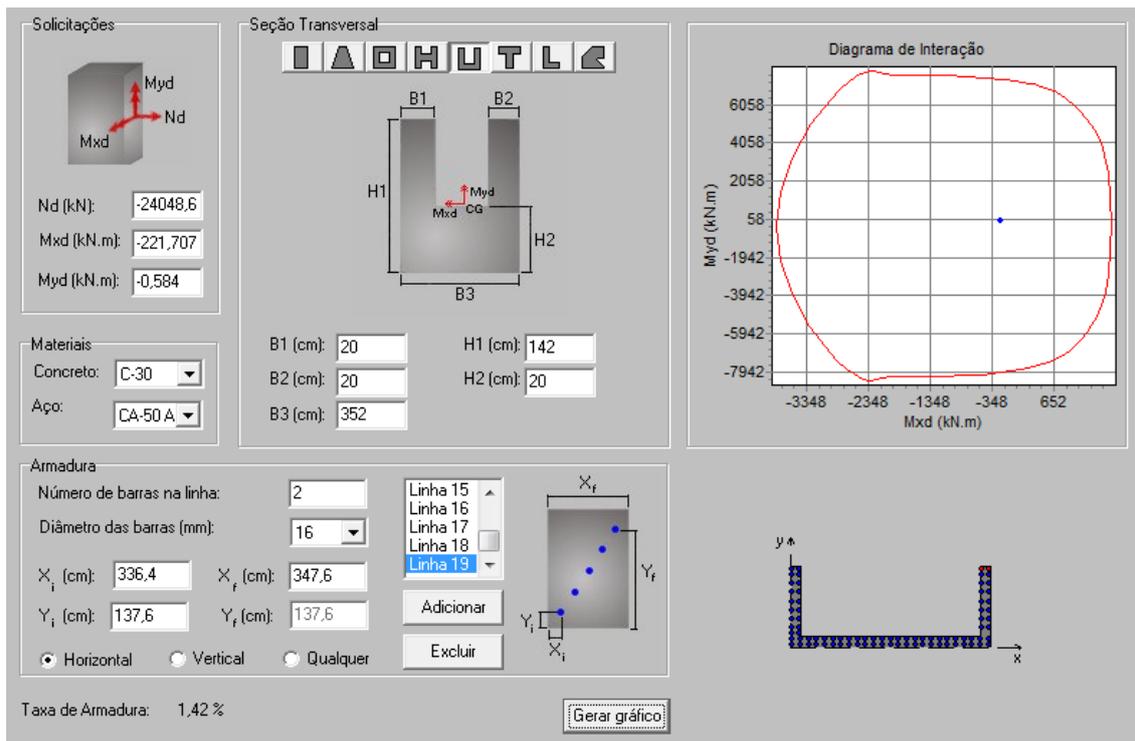


Figura 8.15 - Diagrama de Interação - 84 Ø 16 mm (Relatório de Inicialização)

Nota-se na figura 8.15 que já na primeira sugestão de armadura a verificação foi atendida para estes esforços.

### C) Pórtico Espacial

Considerando os momentos fletores do pórtico espacial representados na unidade de tf.m e aplicando o coeficiente de majoração de 1,4, obtêm-se os seguintes esforços:

$$N_d = 1,4 \times 1832,7 \times 10 = 25657,8 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 1,4 \times (-150,3) \times 10 = -2104,2 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd} = 1,4 \times 0,1 \times 10 = 1,4 \text{ kN.m}$$

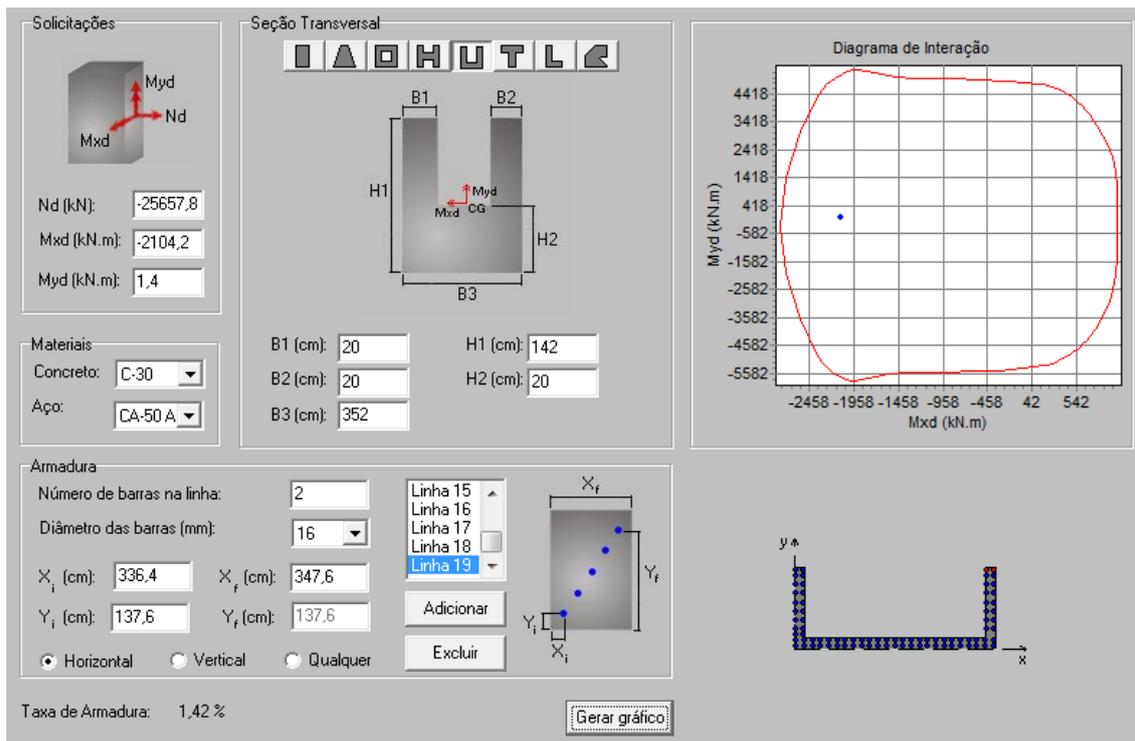


Figura 8.16 - Diagrama de Interação - 84 Ø 16 mm (Pórtico-TQS)

Nota-se na **figura** 8.16 que a primeira sugestão de armadura também já foi suficiente para atender a estes esforços.

### 8.2.4.2 Pilar (P10)

Para verificar o dimensionamento do pilar P10, também foram retiradas informações dos relatórios Geral, de Inicialização e de Montagem de Carregamentos (Figuras 8.17, 8.18, 8.20 e 8.21) além dos esforços do pórtico-TQS (Figuras 8.22, 8.23 e 8.24).

PILAR:P10														Esforço de Cálculo do Dimensionamento			
num. 10																	
LANCE	B (cm)	H (cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS (cm)	RO	ASnec	LBDA	LAMBDA	FNd (tf)	Mxd (tf.cm)	Myd (tf.cm)
L. 1	30.0	90.02	2.6	22	20.0	6.3	22	10	1	69.12	2.6	69.12	35.0	31.8	630.9	1514.2	.0
														CASO PÓRTICO = 17 (COMBINAÇÃO= 1)			
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																	
Cobrimento [cm]		fck [MPa]	GamaAço	GamaConcreto	AsMax [%]	AsMin [%]	GmapN	GmapM	GmapV	GmapV							
3.0		30.0	1.15	1.40	8.00	.40	1.40	1.40	1.40	1.40							
TipoAço	ClasseAço	ExcMin	ExcMax	K12	K37												
50	A	2.0	15.0	1	1												
Fundacao																	

Figura 8.17 - Relatório Geral de Pilares do CAD/TQS (P10)

Observa-se que a força normal é dada em tf e os momentos atuantes em tf.cm.

PILAR : P10														num. 10			
LANC	B[cm]	H[cm]	dx[cm]	dy[cm]	ANG	SECAO	JX[m4] /JY	DFSP[cm]	PD[m]	HVx[cm] /HVy	DFSx[cm] /DFSy	V[tf]	MX[tf,cm]	MY[tf,cm]	FLAMB	COEFM x/y	
Tipol	L 2	30.00	90.00	.00	.00	90.00	RETG	.018225	.000	3.000	50.00	.00	444.50	-46.76	-32.27	1.000	1.000
Tipol	L 1	30.00	90.00	.00	.00	90.00	RETG	.018225	.000	3.000	50.00	.00	460.07	-31.18	-21.51	.917	1.000
Fundl	Fundl																
Altura da Fundacao: 1.000 [m]														Desnivel do Piso : .00[cm]			
Altura da VigaHVx, PISO 0 : .00 [cm]														Desnivel da VigaHVx, PISO 0: .00[cm]			
Altura da VigaHVy, PISO 0 : .00 [cm]														Desnivel da VigaHVy, PISO 0: .00[cm]			
Deslocabilidade - Momento no eixo X: Indeslocavel Momento no eixo Y: Indeslocavel																	

Figura 8.18 - Relatório de Inicialização do CAD/TQS (P10)

DETERMINACAO DOS ESFORCOS FINAIS PARA DIMENSIONAMENTO	
COMBINACAO DE ESFORCOS DO PORTICO ESPACIAL : 90	
COMBINACAO ( 1 )	= CASO 17 "ELU1/PERMACID/PP+PERM+DESA1+ACID
COMBINACAO ( 2 )	= CASO 18 "ELU1/PERMACID/PP+PERM+ACID
COMBINACAO ( 3 )	= CASO 19 "ELU1/PERMACID/PP+PERM+DESA2+ACID
COMBINACAO ( 4 )	= CASO 20 "ELU1/PERMACID/PP+PERM+DESA3+ACID
COMBINACAO ( 5 )	= CASO 21 "ELU1/PERMACID/PP+PERM+DESA4+ACID
COMBINACAO ( 6 )	= CASO 22 "ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+ACID+0.6VENT1
COMBINACAO ( 7 )	= CASO 23 "ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+ACID+0.6VENT2
COMBINACAO ( 8 )	= CASO 24 "ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+ACID+0.6VENT3
COMBINACAO ( 9 )	= CASO 25 "ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+ACID+0.6VENT4
COMBINACAO ( 10 )	= CASO 26 "ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1
COMBINACAO ( 11 )	= CASO 27 "ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2

Figura 8.19 - Combinação para qual o P10 é dimensionado

PILAR: P10			
LANCE: 1			
ESFORCOS CARACTERISTICOS ( Eixos XYZ no Sistema Global )			
	FZ base	MX (topo/base)	MY (topo/base)
CASO 17	354.22	-47.00	242.70
		6.20	-118.50
CASO 18	374.82	-27.90	236.90
		41.00	-121.20
CASO 19	362.00	-28.70	243.20
		22.50	-118.80
CASO 20	354.17	-37.90	244.60
		14.40	-116.60
CASO 21	362.06	-37.80	241.30
		14.30	-120.60
CASO 22	299.84	-158.30	239.70
		-1191.10	-114.60

Figura 8.20 - Esforços Característicos para o P10

ESFORÇOS INICIAIS DE CALCULO - ANG = 90.0 ( Entre eixos X,x )											
---- Eixos XYZ Global ---- /						---- Eixos xyz Local -----					
COMB	FICT z	MIC X	MIC Y	FICT z	MIC x	Alfbx	MIC y	Alfby	COMB.LOC	Mldminx	Mldminy
( 1 )	495.9	-65.8	339.8	495.9	339.8	1.000	65.8	1.000	TOPO		
( 1 )	495.9	-65.8	339.8	495.9	339.8*		65.8*		MEIO	1190.2	2082.8
( 1 )	495.9	8.7	-165.9	495.9	-165.9		-8.7		BASE		
( 2 )	524.8	-39.1	331.7	524.8	331.7	1.000	39.1		TOPO		
( 2 )	524.8	57.4	331.7	524.8	331.7*		-57.4*		MEIO	1259.4	2204.0
( 2 )	524.8	57.4	-169.7	524.8	-169.7		-57.4	1.000	BASE		

Figura 8.21 - Esforços Iniciais de Cálculo do P10

Para a combinação indicada nos relatórios como sendo a adotada no dimensionamento do pilar P10 (Figura 8.22), obteve-se os diagramas de esforço normal, momento fletor em y e momento fletor em z a partir do pórtico espacial.

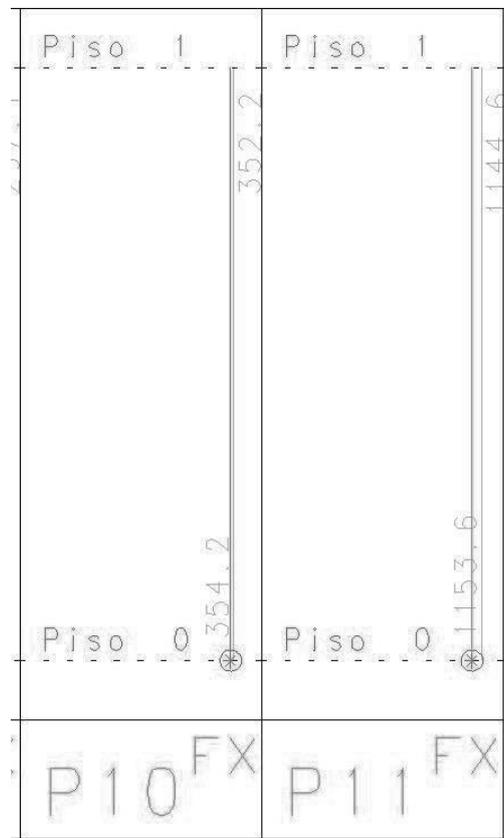


Figura 8.22 – Forças normal no eixo local X (tf) – Caso 17

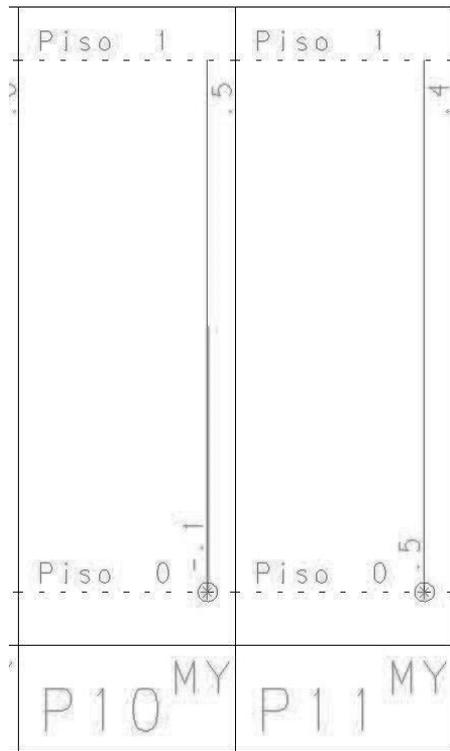


Figura 8.23 – Momento Fletor no eixo local y (tf.m) – Caso 17

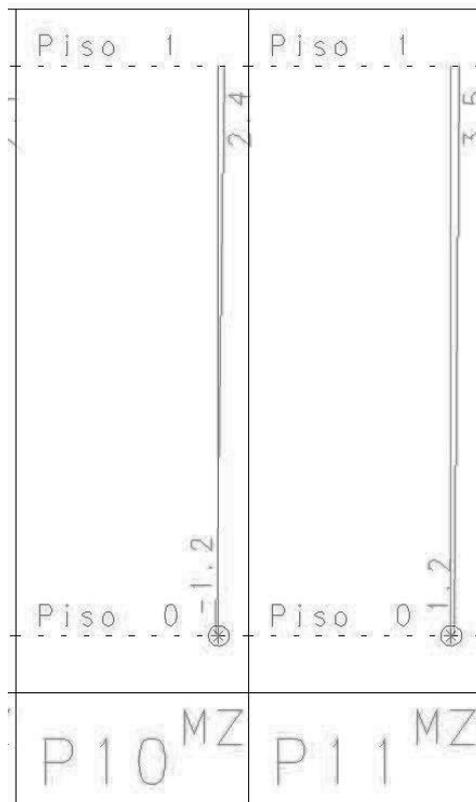


Figura 8.24 – Momento Fletor no eixo local z (tf.m) – Caso 17

É possível notar nos diagramas de esforços dos pilares como os valores de momento no Pórtico Espacial podem estar em uma unidade diferente de tf.cm e sim em tf.m. Além disso os valores estão representados pelos eixos locais, o que justificaria a mudança nos sinais. O programa rotacionou em 90° a orientação do pilar 10 durante o dimensionamento, sendo assim os momentos se encontram invertidos nos relatórios. Assim é possível resumir na tabela os valores que serão então comparados na verificação do dimensionamento.

Tabela 8.5 - Esforços no P10 por relatórios e diagramas

P10			
Origem	N (tf)	Mx (tf.cm)	My (tf.cm)
Relatório Geral	630,90	0	1514,2
Inicialização	460,07	-21,51	-31,18
Montagem de Carregamentos *	354,22	-47,00	242,70
Pórtico Espacial*	354,20	50,00	240,00

\*Valores característicos

#### 8.2.4.2.1 Verificação via OBLÍQUA.

Após analisar as diferenças entre os esforços apresentados, será efetuada uma verificação das armações sugeridas para o pilar P10. O detalhamento seccional sugerido pelo CAD/TQS encontra-se representado na figura 8.25.

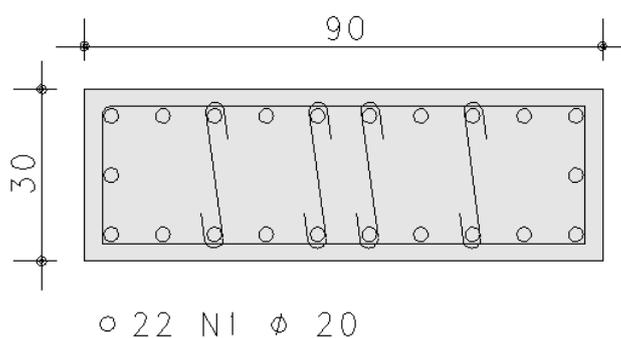


Figura 8.25 - Armação da seção do P10

## A) Relatório Geral

Para o pilar P10 o CAD/TQS sugeriu também outro arranjo de armadura para o pilar. Sendo assim, aplicou-se os esforços de cálculo no programa OBLÍQUA utilizando os dois arranjos (Figuras 8.26, 8.27) sugeridos, de forma a verificar o detalhamento.

$$N_d = 6309 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 151,42 \text{ kN.m}$$

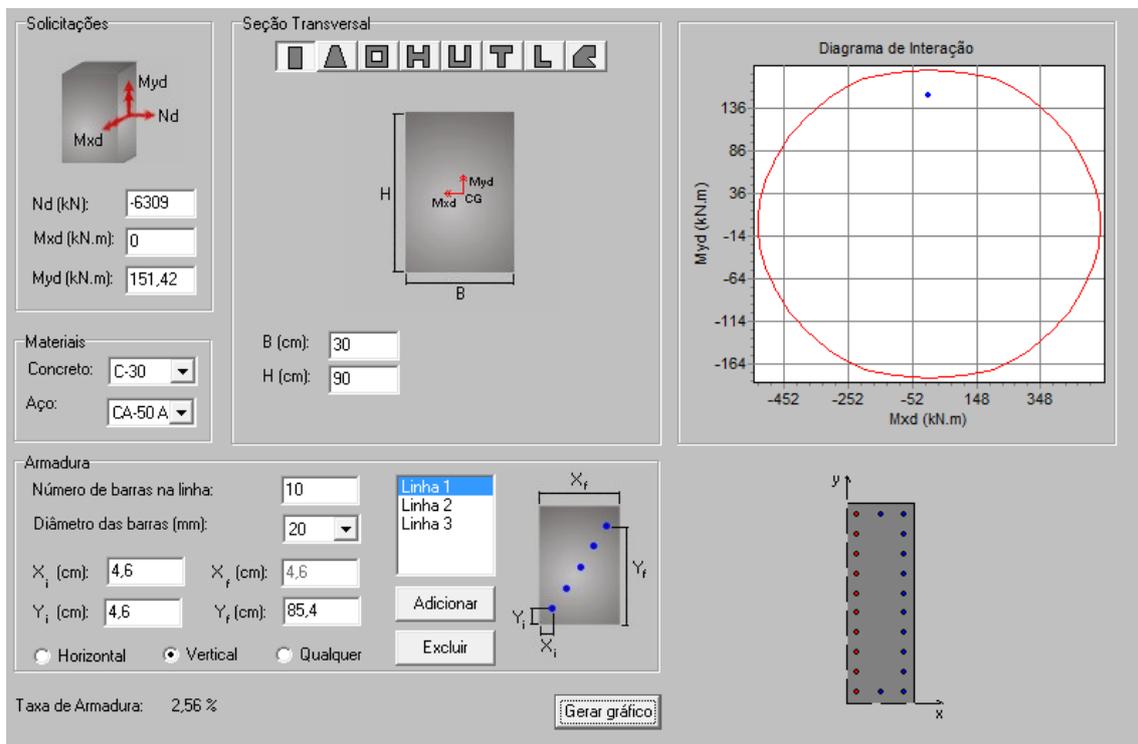


Figura 8.26 - Diagrama de Interação - 22 Ø 20 mm

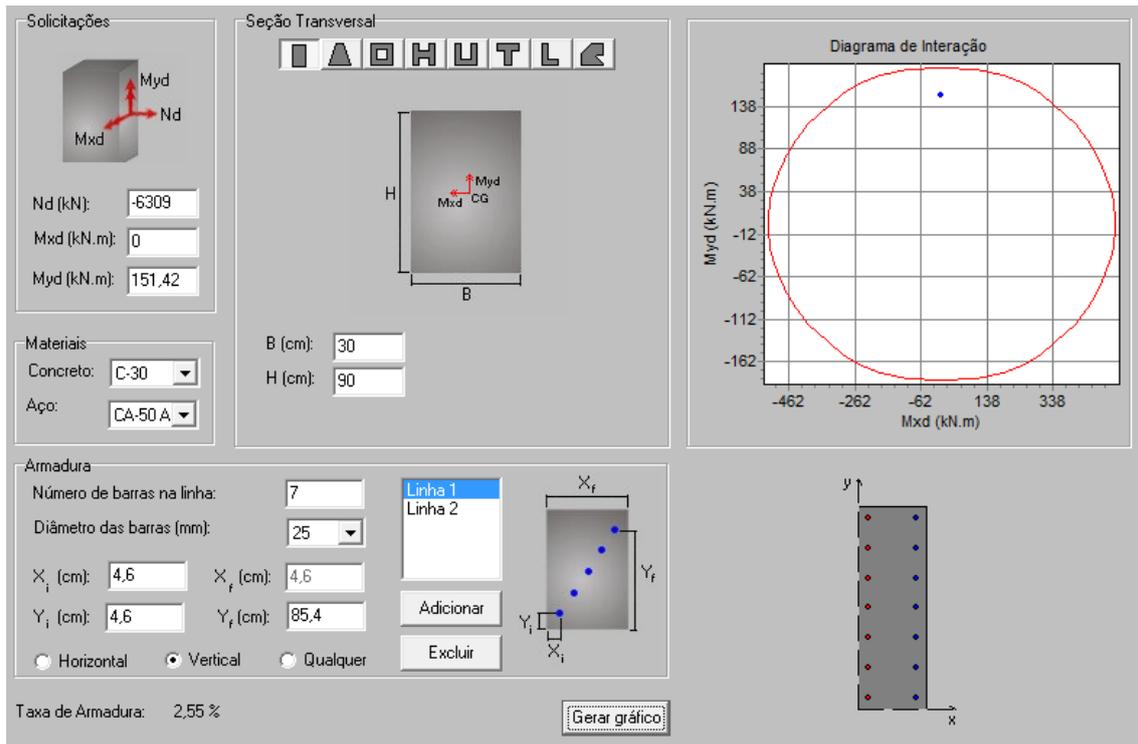


Figura 8.27- Diagrama de Interação - 14 Ø 25 mm

Ambos os arranjos de armadura sugeridos pelo programa atendem à verificação executada pelo programa OBLÍQUA.

## B) Relatório de Inicialização

Os esforços do Relatório de Inicialização também foram aplicados no programa OBLÍQUA com as armações sugeridas.

$$N_d = 4600,7 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = -2,151 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd} = -3,118 \text{ kN.m}$$

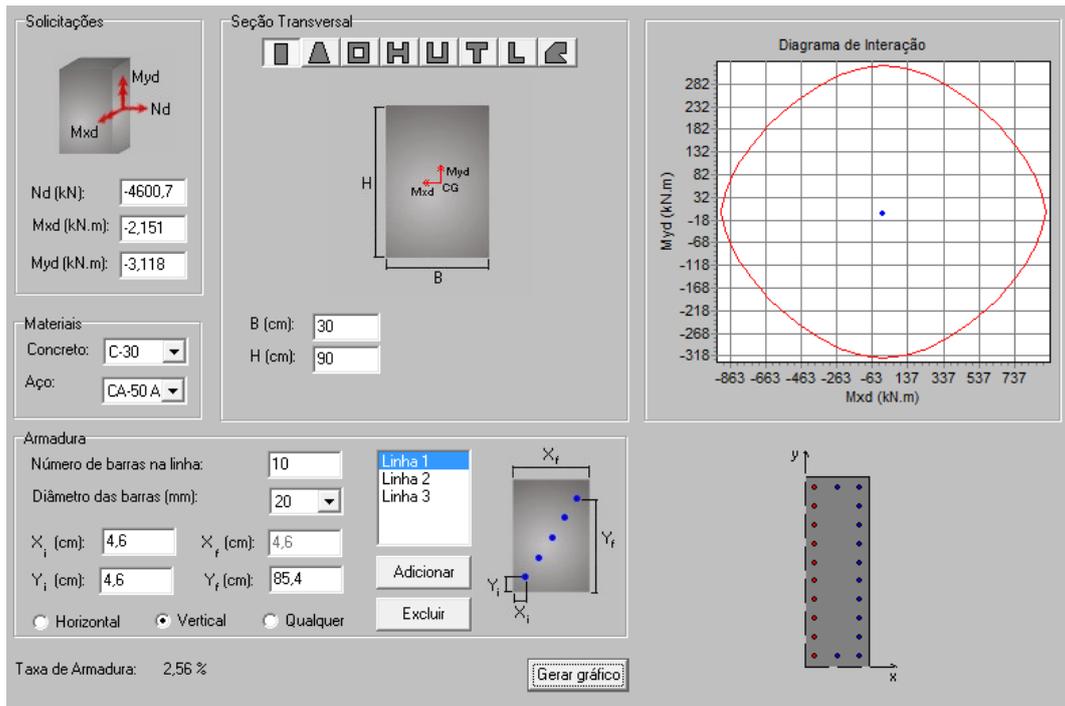


Figura 8.28- Diagrama de Interação - 22 Ø 20 mm (Relatório de Inicialização)

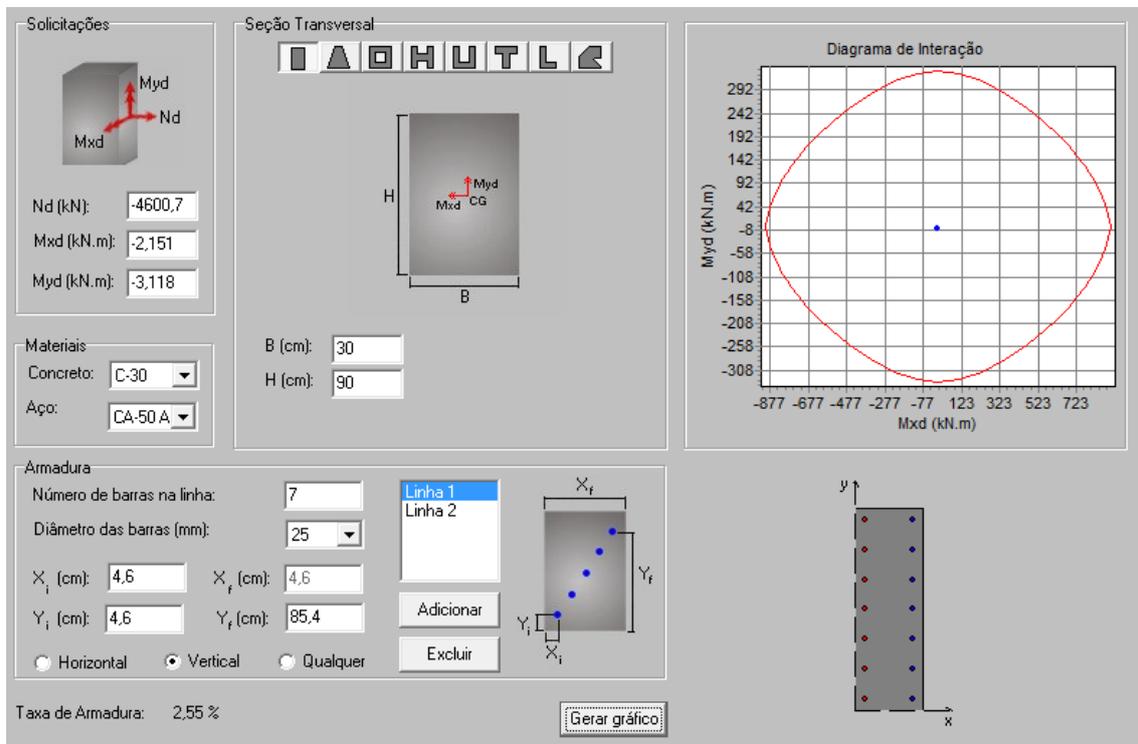


Figura 8.29 - Diagrama de Interação - 14 Ø 25 mm (Relatório de Inicialização)

Foi possível observar nas figura 8.28 e 8.29 que ambas as sugestões de armação foram suficientes para atender a estes esforços.

### C) Pórtico Espacial

Considerando os momentos fletores do pórtico espacial representados na unidade de tf.m e aplicando o coeficiente de majoração de 1,4, obtém-se os seguintes esforços:

$$N_d = 1,4 \times 354,2 \times 10 = 4958,8 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 1,4 \times (0,5) \times 10 = 7,00 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd} = 1,4 \times 2,40 \times 10 = 33,60 \text{ kN.m}$$

Aplicando-os nas duas configurações de detalhamento do CAD/TQS chegam-se aos resultados ilustrados nas figuras 8.30 e 8.31.

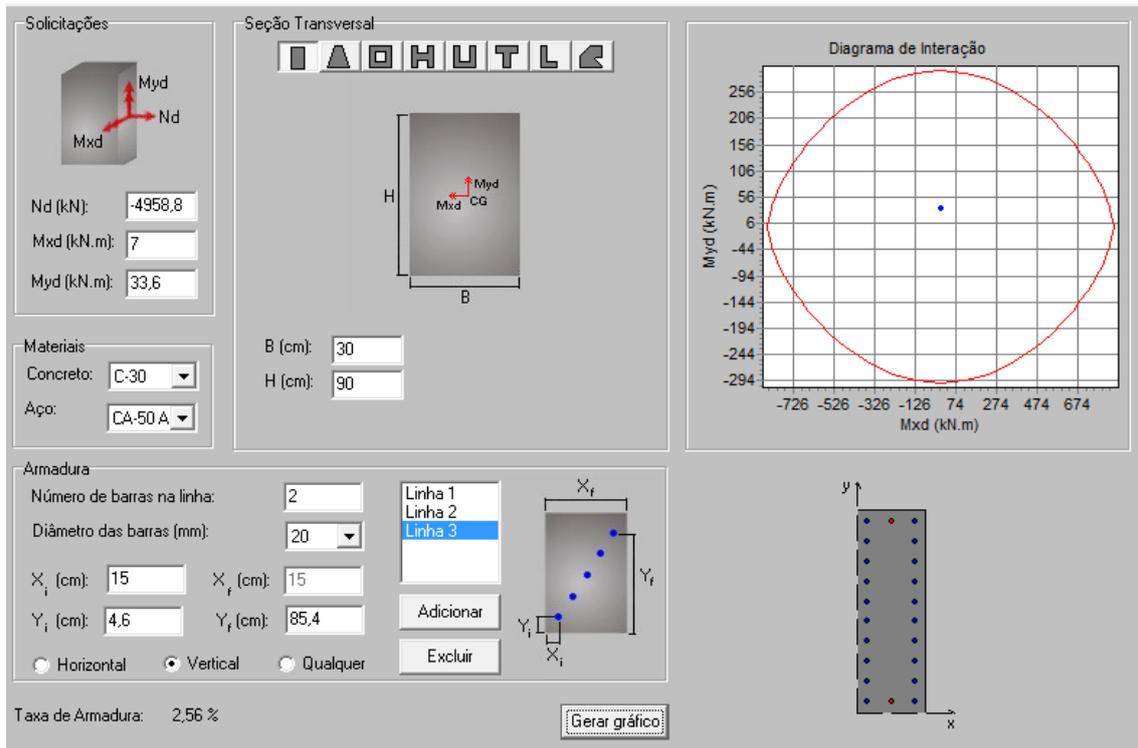


Figura 8.30 - Diagrama de Interação – 22 Ø 20 mm (Pórtico Espacial)

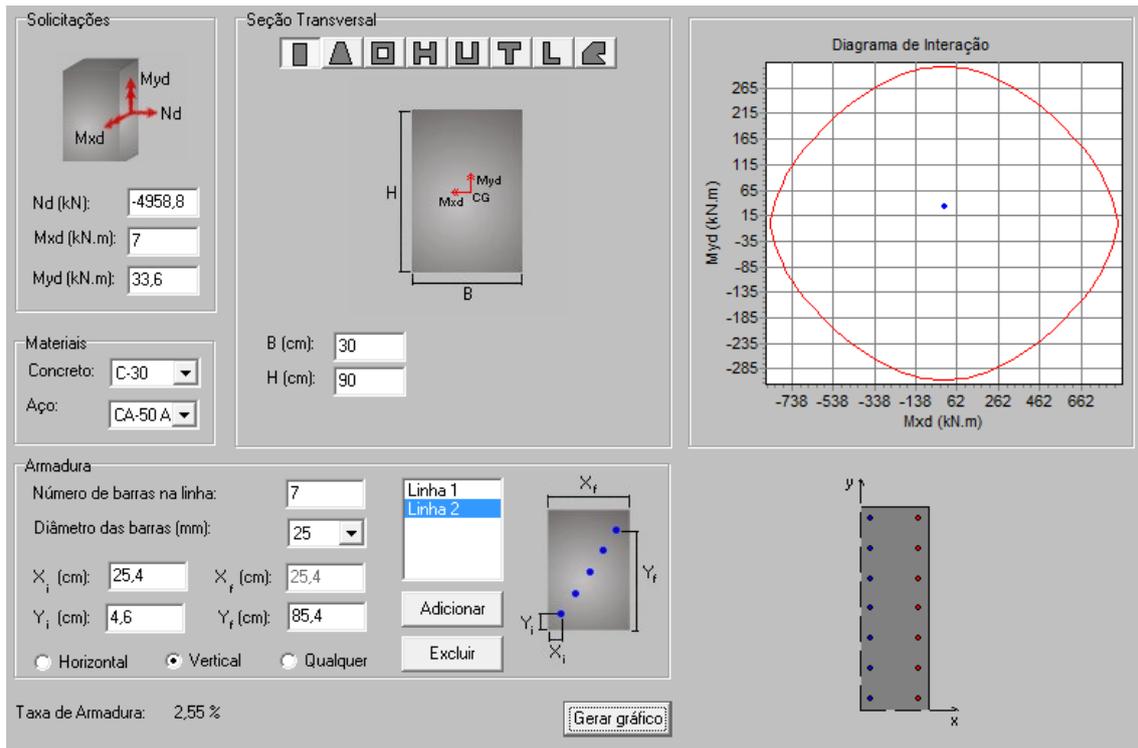


Figura 8.31 - Diagrama de Interação - 14 Ø 25 mm (Pórtico Espacial)

Ambas as armaduras também foram suficientes para resistir a esses esforços presentes no pórtico espacial.

### 8.2.5 Verificação do Detalhamento

Faz-se necessária a verificação do detalhamento gerado pelo CAD/TQS, para assegurar que o desenho de armação respeite todas as diretrizes definidas no item 3.5 deste trabalho. Serão apresentados, nas figuras 8.16 e 8.17, respectivamente, os detalhamentos sugeridos inicialmente pelo programa para o primeiro lance do pilar 10 e do pilar-parede 11.

#### A) Pilar P10 (Lance I)

$$A_{s \min} = 0,15 \times \frac{5013,5}{1,15} = 17,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = 0,04 \times 30 \times 90 = 108 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 22 \times 3,14 = 69,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} < 69,11 < A_{s \max} \rightarrow \text{ok}$$

$$10 \text{ mm} < \phi_{long} = 20 \text{ mm} < 37,5 \text{ mm}$$

$$e < 40 \text{ cm}$$

$$e_x = \frac{90 - 3 \times 2 - 0,63 \times 2 - 2,0}{9} = 8,97 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{30 - 3 \times 2 - 0,63 \times 2 - 2,0}{2} = 10,37 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

$$e_{livre} \geq 3,0 \text{ cm}$$

$$e_{livre} = e - 2\phi$$

$$e_{livre x} = 8,97 - 2 \times 2,0 = 4,97 \text{ cm}$$

$$e_{livre y} = 10,37 - 2 \times 2,0 = 6,97 \text{ cm}$$

A figura 8.32 mostra o detalhamento longitudinal e seccional da armação do primeiro lance do P10.

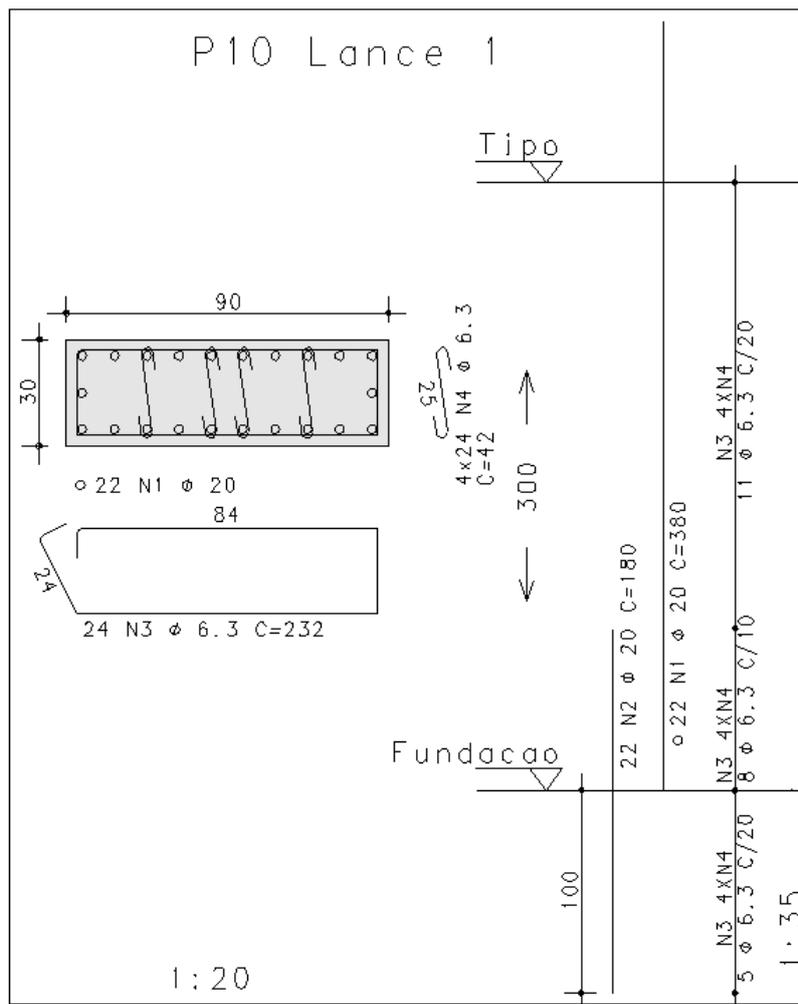


Figura 8.32 - Detalhamento do Primeiro Lance do P10

$$\phi_{estribo} = 6,3 \text{ mm} > 5 \text{ mm}$$

$$s = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

Foram adotados grampos nas barras longitudinais cujo estribo não as protege contra a flambagem, conforme especificado em 3.5. Porém, deve ser observada a falta de grampos em algumas posições intermediárias, o que é exigido pela Norma.

### B) Pilar P11 (Lance I)

$$A_{s \text{ min}} = 0,15 \times \frac{16457}{\frac{50}{1,15}} = 56,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\ max} = 0,04 \times (20 \times 352 + 2 \times 20 \times 122) = 476,8\text{cm}^2$$

$$A_s = 84 \times 2,01 = 168,84\ \text{cm}^2$$

$$A_{s\ min} < 168,84 < A_{s\ max} \rightarrow \mathbf{ok}$$

$$10\ \text{mm} < \phi_{long} = 16\ \text{mm} < 25\ \text{mm}$$

$$e < 40\ \text{cm}$$

$$e_x = \frac{352 - 3 \times 2 - 0,63 \times 2 - 1,6}{24} = 14,30\ \text{cm}$$

$$e_y = \frac{142 - 3 \times 2 - 0,63 \times 2 - 1,6}{10} = 13,31\ \text{cm}$$

$$e_{livre} \geq 3,0\ \text{cm}$$

$$e_{livre} = e - 2\phi$$

$$e_{livre\ x} = 14,30 - 2 \times 1,6 = 11,10\ \text{cm}$$

$$e_{livre\ y} = 13,31 - 2 \times 1,6 = 10,11\ \text{cm}$$

A figura 8.33 mostra o detalhamento longitudinal e seccional da armação do primeiro lance do P11.

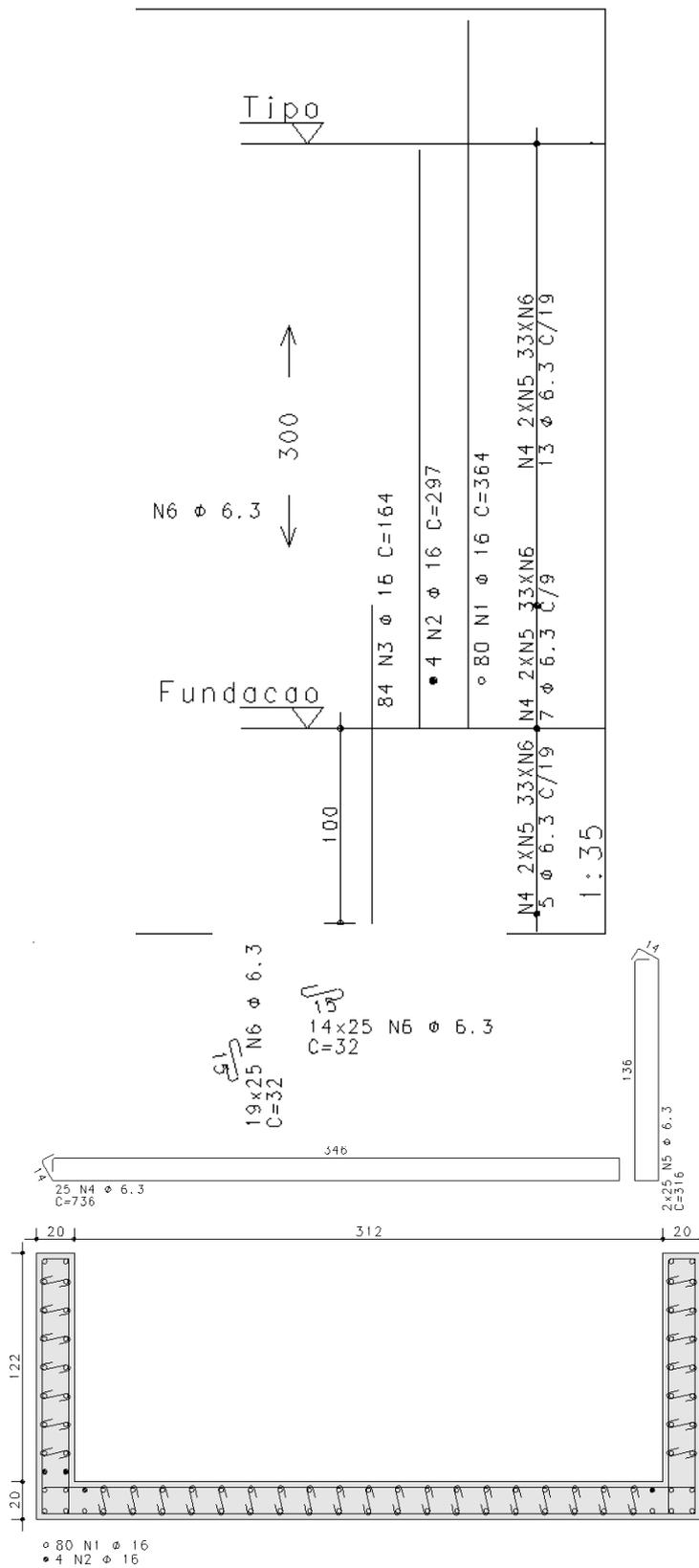


Figura 8.33 – Detalhamento do Primeiro Lance do P11

$$\varnothing_{estribo} = 6,3 \text{ mm} > 5\text{mm}$$

$$s = 19 \text{ cm} \leq 19,2 \text{ cm}$$

Foram adotados grampos nas barras longitudinais cujo estribo não as protege contra a flambagem, conforme especificado em 3.5.

## 9 Considerações Finais

Ao concluir as análises, para o caso em estudo, pode-se notar o quanto o CAD/TQS é uma ferramenta importante na elaboração de um projeto estrutural. Entretanto, algumas limitações se tornaram evidentes no cálculo de pilares do edifício estudado. A seguir mostram-se os pontos favoráveis e desfavoráveis dessa ferramenta, encontrados no decorrer deste projeto.

O CAD/TQS mostrou ser um programa um pouco restrito, com limitações durante a modelagem. Uma das principais deficiências do programa é a não possibilidade de escolha das unidades a serem utilizadas no projeto. O programa trabalha apenas com a tonelada-força, unidade que não faz parte do Sistema Internacional.

Foi possível notar fortes divergências entre os valores dos esforços apresentados nos diagramas e os dos relatórios de dimensionamento, gerando dúvidas de quais são os valores exatos e quais valores o “software” adotou para o dimensionamento. Ao avaliar todos os relatórios apresentados no item 8 notamos que apesar dos momentos pequenos no pórtico espacial, o dimensionamento foi feito para os momentos mínimos. Além disso, nos relatórios os momentos fletores se apresentam em tf.cm enquanto no pórtico espacial estão tf.m. Os dados de saída do programa quando não emitidos de forma clara, pode, gerar grandes erros nas futuras verificações executadas pelo engenheiro.

Um dos casos de armadura fornecido pelo programa não atendeu à verificação feita pela ferramenta OBLÍQUA. Esse resultado denota um erro grave no dimensionamento efetuado pelo CAD/TQS. Porém, o detalhamento da armadura seguiu as diretrizes presentes na NBR 6118.

Apesar das inúmeras combinações de carregamentos geradas pelo programa, nenhuma delas se apresenta com valores de cálculo. Sendo assim, todos os esforços apresentados ao Engenheiro Civil, no “Pórtico Espacial”, não estão majorados, detalhe este muito importante durante a verificação estrutural, pois ao assumir os valores característicos emitidos pelo programa como sendo de cálculo, o resultado se torna discrepante do valor correto, gerando erros graves.

O cálculo e avaliação da estabilidade global foram de grande valia para o dimensionamento da estrutura. Por se tratar de uma edificação muito alta, a consideração dos efeitos de 2ª ordem é de vital importância no dimensionamento dos

elementos estruturais. A adoção de ambos os métodos, P-Delta e  $\gamma_z$  foi válida, pois ambos apresentaram valores muito semelhantes sem divergência de resultados.

Vale ainda ressaltar que muitos relatórios ainda mencionam itens de normas já ultrapassadas, apesar da norma adotada para o dimensionamento estar de acordo com a mais atualizada.

Todos os resultados obtidos no decorrer da elaboração deste trabalho reafirmam a importância da verificação e da análise crítica de todos os resultados emitidos por uma ferramenta computacional capaz de elaborar projetos estruturais. O Engenheiro Civil é totalmente responsável pelo projeto que está emitindo e seu papel não pode ser descartado devido à presença do “software”.

## 10 Bibliografia

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118 –*Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT:2014.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6120 – *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro: ABNT:1980.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6123 – *Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro: ABNT:1988.

AMÂNDULA, M.V.D. *Análise Automatizada de uma Edificação com Ênfase no Projeto de Vigas*. 2015. Projeto de Graduação do Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

BELLAS, B.F. *Análise Automatizada de uma Edificação com Ênfase no Projeto de Lajes*. 2015. Projeto de Graduação do Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

BENZECRY, R.J. *Análise de Lajes e Vigas de um Edifício Usando o Sistema CAD/TQS*. 2014. Projeto de Graduação do Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

LONGO, H.I., *Ação do Vento em Estruturas de Edificações*, Apostila da disciplina Estruturas de Concreto Armado II do curso de Engenharia Civil da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2014. (a)

LONGO, H.I., *Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de Edificações*, Apostila da disciplina Estruturas de Concreto Armado II do curso de Engenharia Civil da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2014. (b)

LONGO, H.I., *Pré-Dimensionamento das Estruturas de Edificações*, Apostila da disciplina Estruturas de Concreto Armado I do curso de Engenharia Civil da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2014. (c)

PIMENTEL, F.R. *Verificação dos Resultados do Sistema CAD/TQS para Pilares e Estabilidade Global*. 2014. Projeto de Graduação do Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

SANTOS, S.H.C., *Concreto Armado III*, Apostila da disciplina Concreto Armado III do curso de Engenharia Civil da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2014.

SANTOS, S.H.C., *Detalhamento de Estruturas de Concreto Armado*, Apostila da disciplina Detalhamento de Estruturas de Concreto Armado do curso de Engenharia Civil da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2015.

TQS Informática. Sistema CAD/TQS, versão Plena 18.12. São Paulo: 2015.

SCHEER, S, MARINO, M.A, OLIVEIRA, M.F.F, ZANDONÁ, C.A.W. Oblíqua 1.0. Paraná: 2001.

#### **“SITES” ACESSADOS**

<http://www.tqs.com.br/conheca-os-sistemas-cadtqs/concepcao-estrutural>. Acesso em 2 de agosto de 2015

<http://www.tqs.com.br/conheca-os-sistemas-cadtqs/analise-estrutural> Acesso em 2 de agosto de 2015

<http://www.tqs.com.br/conheca-os-sistemas-cadtqs/dimensionamento-e-detalhamento>  
Acesso em 2 de agosto de 2015

<http://www.tqs.com.br/conheca-os-sistemas-cadtqs/emissao-de-plantas> Acesso em 2 de agosto de 2015

# Anexo I

## A) Análise por P-Delta

Parâmetro de estabilidade (RM2M1) para combinações de ELU - pilares e fundações

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	MultH	RM2M1	Alfa
22	90.	5512.4	249.7	76.0	3867.9	1.000	1.082	.722
23	270.	5512.4	229.2	76.0	3867.9	1.000	1.075	.683
24	0.	5512.4	185.8	28.9	1468.9	1.000	1.161	1.021
25	180.	5512.4	185.4	28.9	1468.9	1.000	1.161	1.020
26	90.	5512.4	236.3	76.0	3867.9	1.000	1.078	.697
27	270.	5512.4	242.6	76.0	3867.9	1.000	1.080	.709
28	0.	5512.4	185.8	28.9	1468.9	1.000	1.161	1.021
29	180.	5512.4	185.4	28.9	1468.9	1.000	1.161	1.020
30	90.	5512.4	222.8	76.0	3867.9	1.000	1.073	.671
31	270.	5512.4	256.0	76.0	3867.9	1.000	1.084	.734
32	0.	5512.4	185.8	28.9	1468.9	1.000	1.161	1.021
33	180.	5512.4	185.4	28.9	1468.9	1.000	1.161	1.019
34	90.	5512.4	236.2	76.0	3867.9	1.000	1.078	.697
35	270.	5512.4	242.6	76.0	3867.9	1.000	1.080	.709
36	0.	5512.4	213.2	28.9	1468.9	1.000	1.185	1.111
37	180.	5512.4	158.0	28.9	1468.9	1.000	1.137	.920
38	90.	5512.4	236.3	76.0	3867.9	1.000	1.078	.697
39	270.	5512.4	242.6	76.0	3867.9	1.000	1.080	.709
40	0.	5512.4	158.4	28.9	1468.9	1.000	1.137	.922
41	180.	5512.4	212.8	28.9	1468.9	1.000	1.184	1.110
42	90.	5512.4	408.0	126.7	6446.5	1.000	1.081	.714
43	270.	5512.4	387.4	126.7	6446.5	1.000	1.076	.690
44	0.	5512.4	307.3	48.1	2448.2	1.000	1.160	1.017
45	180.	5512.4	306.9	48.1	2448.2	1.000	1.160	1.016
46	90.	5512.4	394.7	126.7	6446.5	1.000	1.078	.698
47	270.	5512.4	400.8	126.7	6446.5	1.000	1.079	.705
48	0.	5512.4	307.4	48.1	2448.2	1.000	1.160	1.017
49	180.	5512.4	306.9	48.1	2448.2	1.000	1.160	1.016
50	90.	5512.4	381.3	126.7	6446.5	1.000	1.075	.683
51	270.	5512.4	414.2	126.7	6446.5	1.000	1.082	.720
52	0.	5512.4	307.4	48.1	2448.2	1.000	1.160	1.017
53	180.	5512.4	306.9	48.1	2448.2	1.000	1.160	1.016
54	90.	5512.4	394.6	126.7	6446.5	1.000	1.078	.698
55	270.	5512.4	400.8	126.7	6446.5	1.000	1.079	.705
56	0.	5512.4	334.6	48.1	2448.2	1.000	1.174	1.072
57	180.	5512.4	279.7	48.1	2448.2	1.000	1.145	.958
58	90.	5512.4	394.7	126.7	6446.5	1.000	1.078	.698
59	270.	5512.4	400.8	126.7	6446.5	1.000	1.079	.705
60	0.	5512.4	280.2	48.1	2448.2	1.000	1.146	.959
61	180.	5512.4	334.1	48.1	2448.2	1.000	1.174	1.071
72	90.	5512.4	242.8	76.0	3867.9	1.000	1.080	.710
73	270.	5512.4	236.1	76.0	3867.9	1.000	1.078	.695
74	0.	5512.4	185.8	28.9	1468.9	1.000	1.161	1.021
75	180.	5512.4	185.4	28.9	1468.9	1.000	1.161	1.020
76	90.	5512.4	229.4	76.0	3867.9	1.000	1.075	.684
77	270.	5512.4	249.5	76.0	3867.9	1.000	1.082	.721
78	0.	5512.4	185.8	28.9	1468.9	1.000	1.161	1.021
79	180.	5512.4	185.4	28.9	1468.9	1.000	1.161	1.020
80	90.	5512.4	216.0	76.0	3867.9	1.000	1.071	.657
81	270.	5512.4	262.9	76.0	3867.9	1.000	1.086	.746
82	0.	5512.4	185.9	28.9	1468.9	1.000	1.161	1.021

83	180.	5512.4	185.3	28.9	1468.9	1.000	1.161	1.019
84	90.	5512.4	229.4	76.0	3867.9	1.000	1.075	.684
85	270.	5512.4	249.5	76.0	3867.9	1.000	1.082	.721
86	0.	5512.4	213.2	28.9	1468.9	1.000	1.185	1.111
87	180.	5512.4	158.0	28.9	1468.9	1.000	1.137	.920
88	90.	5512.4	229.4	76.0	3867.9	1.000	1.075	.684
89	270.	5512.4	249.5	76.0	3867.9	1.000	1.082	.721
90	0.	5512.4	158.4	28.9	1468.9	1.000	1.137	.922
91	180.	5512.4	212.8	28.9	1468.9	1.000	1.184	1.110
92	90.	5512.4	401.4	126.7	6446.5	1.000	1.079	.706
93	270.	5512.4	394.1	126.7	6446.5	1.000	1.078	.697
94	0.	5512.4	307.3	48.1	2448.2	1.000	1.160	1.017
95	180.	5512.4	306.9	48.1	2448.2	1.000	1.160	1.016
96	90.	5512.4	388.0	126.7	6446.5	1.000	1.077	.691
97	270.	5512.4	407.4	126.7	6446.5	1.000	1.080	.712
98	0.	5512.4	307.4	48.1	2448.2	1.000	1.160	1.017
99	180.	5512.4	306.9	48.1	2448.2	1.000	1.160	1.016
100	90.	5512.4	374.6	126.7	6446.5	1.000	1.074	.675
101	270.	5512.4	420.8	126.7	6446.5	1.000	1.083	.727
102	0.	5512.4	307.4	48.1	2448.2	1.000	1.160	1.017
103	180.	5512.4	306.9	48.1	2448.2	1.000	1.160	1.016
104	90.	5512.4	388.0	126.7	6446.5	1.000	1.077	.691
105	270.	5512.4	407.4	126.7	6446.5	1.000	1.080	.712
106	0.	5512.4	334.6	48.1	2448.2	1.000	1.174	1.072
107	180.	5512.4	279.7	48.1	2448.2	1.000	1.145	.958
108	90.	5512.4	388.0	126.7	6446.5	1.000	1.077	.691
109	270.	5512.4	407.4	126.7	6446.5	1.000	1.080	.712
110	0.	5512.4	280.2	48.1	2448.2	1.000	1.146	.959
111	180.	5512.4	334.1	48.1	2448.2	1.000	1.174	1.071

## B) Análise por Gama Z

Parâmetro de estabilidade (FAVt ) para combinações de ELU - pilares e fundações

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	MultH	FAVt	Alfa
22	90.	5512.4	231.3	76.0	3867.9	1.000	1.082	.695
23	270.	5512.4	211.2	76.0	3867.9	1.000	1.079	.654
24	0.	5512.4	157.8	28.9	1468.9	1.100	1.158	.939
25	180.	5512.4	157.5	28.9	1468.9	1.100	1.158	.938
26	90.	5512.4	218.9	76.0	3867.9	1.000	1.078	.671
27	270.	5512.4	223.6	76.0	3867.9	1.000	1.079	.680
28	0.	5512.4	157.8	28.9	1468.9	1.100	1.158	.939
29	180.	5512.4	157.5	28.9	1468.9	1.100	1.158	.938
30	90.	5512.4	206.6	76.0	3867.9	1.000	1.079	.645
31	270.	5512.4	235.9	76.0	3867.9	1.000	1.084	.704
32	0.	5512.4	157.8	28.9	1468.9	1.100	1.158	.939
33	180.	5512.4	157.5	28.9	1468.9	1.100	1.158	.938
34	90.	5512.4	218.9	76.0	3867.9	1.000	1.078	.671
35	270.	5512.4	223.6	76.0	3867.9	1.000	1.079	.680
36	0.	5512.4	180.9	28.9	1468.9	1.127	1.186	1.024
37	180.	5512.4	134.4	28.9	1468.9	1.100	1.158	.845
38	90.	5512.4	218.9	76.0	3867.9	1.000	1.078	.671
39	270.	5512.4	223.6	76.0	3867.9	1.000	1.079	.680
40	0.	5512.4	134.7	28.9	1468.9	1.100	1.158	.846
41	180.	5512.4	180.6	28.9	1468.9	1.126	1.186	1.023
42	90.	5512.4	378.9	126.7	6446.5	1.000	1.081	.687

43	270.	5512.4	358.6	126.7	6446.5	1.000	1.079	.663
44	0.	5512.4	262.8	48.1	2448.2	1.100	1.158	.939
45	180.	5512.4	262.6	48.1	2448.2	1.100	1.158	.939
46	90.	5512.4	366.5	126.7	6446.5	1.000	1.078	.673
47	270.	5512.4	371.0	126.7	6446.5	1.000	1.079	.678
48	0.	5512.4	262.9	48.1	2448.2	1.100	1.158	.939
49	180.	5512.4	262.6	48.1	2448.2	1.100	1.158	.939
50	90.	5512.4	354.2	126.7	6446.5	1.000	1.079	.657
51	270.	5512.4	383.3	126.7	6446.5	1.000	1.082	.692
52	0.	5512.4	262.9	48.1	2448.2	1.100	1.158	.939
53	180.	5512.4	262.6	48.1	2448.2	1.100	1.158	.939
54	90.	5512.4	366.5	126.7	6446.5	1.000	1.078	.673
55	270.	5512.4	371.0	126.7	6446.5	1.000	1.079	.678
56	0.	5512.4	286.0	48.1	2448.2	1.116	1.175	.991
57	180.	5512.4	239.5	48.1	2448.2	1.100	1.158	.884
58	90.	5512.4	366.5	126.7	6446.5	1.000	1.078	.673
59	270.	5512.4	371.0	126.7	6446.5	1.000	1.079	.678
60	0.	5512.4	239.8	48.1	2448.2	1.100	1.158	.884
61	180.	5512.4	285.7	48.1	2448.2	1.116	1.174	.990
72	90.	5512.4	226.1	76.0	3867.9	1.000	1.080	.686
73	270.	5512.4	216.4	76.0	3867.9	1.000	1.079	.664
74	0.	5512.4	157.8	28.9	1468.9	1.100	1.158	.939
75	180.	5512.4	157.5	28.9	1468.9	1.100	1.158	.938
76	90.	5512.4	213.8	76.0	3867.9	1.000	1.079	.661
77	270.	5512.4	228.7	76.0	3867.9	1.000	1.081	.689
78	0.	5512.4	157.8	28.9	1468.9	1.100	1.158	.939
79	180.	5512.4	157.5	28.9	1468.9	1.100	1.158	.938
80	90.	5512.4	201.4	76.0	3867.9	1.000	1.079	.635
81	270.	5512.4	241.1	76.0	3867.9	1.000	1.086	.713
82	0.	5512.4	157.8	28.9	1468.9	1.100	1.158	.939
83	180.	5512.4	157.5	28.9	1468.9	1.100	1.158	.938
84	90.	5512.4	213.8	76.0	3867.9	1.000	1.079	.661
85	270.	5512.4	228.7	76.0	3867.9	1.000	1.081	.689
86	0.	5512.4	180.9	28.9	1468.9	1.127	1.186	1.024
87	180.	5512.4	134.4	28.9	1468.9	1.100	1.158	.845
88	90.	5512.4	213.8	76.0	3867.9	1.000	1.079	.661
89	270.	5512.4	228.7	76.0	3867.9	1.000	1.081	.689
90	0.	5512.4	134.7	28.9	1468.9	1.100	1.158	.846
91	180.	5512.4	180.6	28.9	1468.9	1.126	1.186	1.023
92	90.	5512.4	374.0	126.7	6446.5	1.000	1.080	.682
93	270.	5512.4	363.6	126.7	6446.5	1.000	1.079	.668
94	0.	5512.4	262.8	48.1	2448.2	1.100	1.158	.939
95	180.	5512.4	262.6	48.1	2448.2	1.100	1.158	.939
96	90.	5512.4	361.6	126.7	6446.5	1.000	1.079	.667
97	270.	5512.4	375.9	126.7	6446.5	1.000	1.080	.683
98	0.	5512.4	262.9	48.1	2448.2	1.100	1.158	.939
99	180.	5512.4	262.6	48.1	2448.2	1.100	1.158	.939
100	90.	5512.4	349.3	126.7	6446.5	1.000	1.079	.652
101	270.	5512.4	388.3	126.7	6446.5	1.000	1.083	.698
102	0.	5512.4	262.9	48.1	2448.2	1.100	1.158	.939
103	180.	5512.4	262.6	48.1	2448.2	1.100	1.158	.939
104	90.	5512.4	361.6	126.7	6446.5	1.000	1.079	.667
105	270.	5512.4	375.9	126.7	6446.5	1.000	1.080	.683
106	0.	5512.4	286.0	48.1	2448.2	1.116	1.175	.991
107	180.	5512.4	239.5	48.1	2448.2	1.100	1.158	.884
108	90.	5512.4	361.6	126.7	6446.5	1.000	1.079	.667
109	270.	5512.4	375.9	126.7	6446.5	1.000	1.080	.683
110	0.	5512.4	239.7	48.1	2448.2	1.100	1.158	.884
111	180.	5512.4	285.7	48.1	2448.2	1.116	1.174	.990

Legenda para as tabelas de parâmetros de instabilidade

=====

Legenda	Valor
Caso	Caso simples de vento ou combinação
Ang	Ângulo de vento (graus)
CTot	Somatória de cargas verticais (tf - característico)
M2	Momento de 2a ordem das cargas verticais (tfm - característico)
CHor	Cargas horizontais (tf - característico)
M1	Momento de 1a ordem das cargas horizontais (tfm - característico)
Mig	Momento de desaprumo por imperfeições globais (tfm - característico)
GamaZ	Coefficiente de avaliação da importância dos esforços de 2a ordem globais para estruturas reticuladas com pelo menos 4 andares.
FAVt	Fator de amplificação de esforços horizontais (vento) de 1a ordem para consideração simplificada de esforços de 2a ordem. Calculado como $GamaZ$ , mas leva em consideração o deslocamento horizontal das cargas verticais.
MultH	Multiplicador de esforços horizontais derivado de FAVt
Alfa simétrica	Parâmetro de instabilidade para estrutura reticulada simétrica
Obs	Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir.
RM2M1	Relação $1 + (M2/M1 * GamaF/GamaF3)$ p/cálculo por P-Delta