

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Jovani Carraro Casagrande**

**PROJETO ESTRUTURAL EM  
CONCRETO PRÉ-FABRICADO:  
ANÁLISE DE CASO EM EDIFÍCIO RESIDENCIAL**

Porto Alegre  
julho 2015

**JOVANI CARRARO CASAGRANDA**

**PROJETO ESTRUTURAL EM  
CONCRETO PRÉ-FABRICADO:  
ANÁLISE DE CASO EM EDIFÍCIO RESIDENCIAL**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

**Orientador: Rubem C. Schwingel**

Porto Alegre  
julho 2015

**JOVANI CARRARO CASAGRADA**

**PROJETO ESTRUTURAL EM  
CONCRETO PRÉ-FABRICADO:  
ANÁLISE DE CASO EM EDIFÍCIO RESIDENCIAL**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, julho de 2015

Prof. Rubem Clécio Schwingel  
Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt  
Dra. pelo PPGA/UFRGS  
Coordenadora

Prof. Jean Marie Désir  
Dr. pelo COPPE/UFRJ  
Coordenador

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Rubem Clécio Schwingel (UFRGS)**  
Mst. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Profa Virgínia Bessa (UFRGS)**  
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Jean Marie Désir (UFRGS)**  
Dr. pela COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro

Dedico este trabalho a meus pais, Enio e Adriana, e meu irmão Juliano, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Professor Rubem Clécio Schwingel, orientador deste trabalho, pelo auxílio prestado nas etapas desenvolvidas, por conhecimentos e experiências compartilhados, pela disponibilidade e também pelos ensinamentos concedidos para a elaboração deste trabalho.

Agradeço a todos os outros professores que durante o período que estive no curso de graduação de Engenharia Civil sempre estiveram dispostos a ajudar e ensinar.

Agradeço aos meus pais Enio e Adriana, pela educação que me foi dada, pelo incentivo e confiança que sempre depositaram em mim para que alcançasse meus objetivos, sejam eles quaisquer que fossem.

Agradeço ao meu irmão Juliano que esteve presente comigo durante esta etapa, sempre disposto a compartilhar momentos de descontração e alegria.

Agradeço aos meus amigos, sejam eles de Bento Gonçalves ou Porto Alegre pelas diversas experiências vividas, pela amizade compartilhada e por estarem presente nesta etapa de grande importância.

Todo efeito inteligente tem em sua consequência também  
uma causa inteligente.

*Stephen Hawking*

## RESUMO

Este trabalho tem como objetivo a realização de um projeto estrutural alternativo, tendo como base um edifício residencial com arquitetura já estabelecida. O prédio possui 8 pavimentos, sendo todos destinados ao uso residencial. Para desenvolvimento da nova estrutura, foram adotadas soluções pré-fabricadas, como pré-lajes, painéis e vigas. A laje utilizada na estrutura é composta por uma pré-laje inicial e mais uma capa, concretada posteriormente. Outra definição adotada, é a de que todas as paredes externas e divisórias entre unidades autônomas serão formadas por painéis em concreto pré-fabricado, estas paredes suportariam todas as reações provenientes dos carregamentos da estrutura. Buscou-se racionalizar toda a estrutura, de modo que a mesma fosse formada por elementos iguais, tornando-a mais simples, tendo em vista o processo de fabricação das peças em concreto pré-fabricado e também a etapa de montagem da estrutura. Na revisão bibliográfica buscaram-se conceitos fundamentais para a elaboração de projetos desta tipologia de estrutura, como ligações entre os elementos e sistemas estruturais. Além disso, foram analisadas as normas em vigor, com isso foi possível determinar os carregamentos atuantes e realizar os cálculos para as solicitações. Para a determinação das solicitações, um modelo foi elaborado no programa de análise estrutural ETABS 2015, com este programa foram obtidas as solicitações atuantes na estrutura, sendo possível realizar uma análise do modelo. Após essa análise foram elaboradas plantas para visualização de uma solução estrutural alternativa com elementos pré-fabricados. Também foram elaboradas plantas contendo detalhes construtivos dos painéis, e detalhes envolvendo ligações entre os elementos.

Palavras-chave: Edifício Residencial. Projeto Estrutural. Elementos Pré-Fabricados.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Etapas do trabalho .....	19
Figura 2 – Exemplo de mudança de esquema estático durante a construção .....	25
Figura 3 – Momentos fletores em elementos lineares devido ao manuseio .....	26
Figura 4 – Sistemas de estabilização de estrutura de esqueleto dos edifícios .....	28
Figura 5 – Fator restrição à rotação .....	31
Figura 6 – Relação momento rotação na ligação viga pilar .....	32
Figura 7 – Isopletas de velocidade básica .....	37
Figura 8 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular .....	41
Figura 9 – Alternativas de ligação viga x pilar com elastômeros e chumbadores .....	46
Figura 10 – Formas básicas de sistemas com elementos de eixo reto .....	48
Figura 11 – Formas básicas de sistemas estruturais com elementos compostos de trechos de eixo reto.....	49
Figura 12 – Esquema construtivo com sistemas estruturais de pavimentos sem vigas ....	49
Figura 13 – Esquema de separação da estrutura .....	51
Figura 14 – Análise de diferenças entre layout inicial e layout utilizado .....	52
Figura 15 – Edificação representada esquematicamente para cálculo do vento .....	57
Figura 16 – Direções de ventos considerados .....	58
Figura 17 – Coeficientes de pressão externa para o vento na direção X .....	59
Figura 18 – Coeficientes de pressão externa para o vento na direção Y .....	60
Figura 19 – Modelo estrutural analisado .....	65
Figura 20 – Tensões máximas e mínimas de serviço encontradas .....	70
Figura 21 – Pontos de máximas e mínimas tensões de serviço .....	70
Figura 22 – Tensões de serviço na base do edifício .....	71
Figura 23 – Tensões de serviço no edifício vista 1 externa .....	71
Figura 24 – Tensões de serviço no edifício vista 2 externa .....	72
Figura 25 – Tensões de serviço no edifício vista 3 externa .....	72
Figura 26 – Tensões de serviço no edifício vista 1 interna .....	73
Figura 27 – Tensões de serviço no edifício vista 2 interna .....	73
Figura 28 – Tensões de serviço no edifício vista 3 interna .....	74
Figura 29 – Carregamento aplicado nas lajes .....	75
Figura 30 – Diagrama de momento nas lajes .....	76
Figura 31 – Piers e spandrels .....	78



Figura 32 – Dimensionamento piers e spandrels .....	79
Figura 33 – Relatório de dimensionamento apresentado pelo ETABS 2015 .....	80
Figura 34 – Detalhe de junta painel inferior x painel superior .....	81
Figura 35 – Detalhe de junta entre painéis .....	82

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fator $S_2$ .....	39
Tabela 2 – Fator $S_3$ .....	40
Tabela 3 – Valores mínimos de cargas verticais .....	54
Tabela 4 – Resumo dos carregamentos.....	55
Tabela 5 – Pressões aplicadas na estrutura .....	61
Tabela 6 – Combinações ELU .....	66
Tabela 7 – Combinações ELS .....	67
Tabela 8 – Coeficientes ELU .....	68
Tabela 9 – Coeficientes ELS .....	68

## LISTA DE SÍMBOLOS

$(EI)_{eq}$  – rigidez da flexão equivalente na direção considerada

$(EI)_{sec}$  – rigidez secante da viga conforme ABNT NBR 6118

$A$  – área da superfície plana ( $m^2$ )

$A_s$  – área de aço calculada ( $cm^2/m$ )

$a_c$  – parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão

$b$  – seção retangular da laje

$C_e$  – coeficiente de forma externo

$C_i$  – coeficiente de forma interno

$c$  – cobrimento devido a agressividade do ambiente

$d$  – altura útil da laje

$E$  – módulo de elasticidade do concreto (MPa)

$F$  – força do vento (kN)

$f_{cd}$  – resistência de cálculo do concreto à compressão (MPa)

$f_{ck}$  – resistência característica do concreto (MPa)

$f_{ct,m}$  – resistência média à tração do concreto (MPa)

$f_{yd}$  – resistência de cálculo do aço à tração ( $kN/cm^2$ )

$f_{yk}$  – resistência característica do aço à tração ( $kN/cm^2$ )

$g$  – força estática (kN)

$g_{eq}$  – força equivalente considerada estática (kN)

$h$  – altura total do edifício, medido do topo da fundação (m)

$L_{ef}$  – vão efetivo entre os apoios, ou seja a distância entre os centros de giro nos apoios (m)

$l$  – altura da laje

$M_d$  – momento de cálculo aplicado na laje (kNm)

$M_e$  – momento fletor mobilizado na ligação na extremidade da viga (kNm)

$n$  – número de pavimentos

$q$  – pressão dinâmica o vento (Pa)

$R_{sec}$  – rigidez secante ao momento fletor da ligação viga x pilar

$S_1$  – fator topográfico

$S_2$  – fator que considera a rugosidade do terreno, as dimensões e altura da edificação sobre o solo

$S_3$  – fator característico

$V_k$  – velocidade característica do vento (m/s)

$V_0$  – velocidade básica do vento (m/s)

$x$  – altura da linha neutra

$\alpha$  – parâmetro para estabilidade global

$\alpha_{lim}$  – valor limite para parâmetro para estabilidade global

$\alpha_R$  – fator de restrição a rotação

$\phi$  – coeficiente de ação dinâmica

$\Sigma N_k$  – soma de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (kN)

$\lambda$  – índice de esbeltez

$\sigma_{clim}$  – limite de tensão de compressão do concreto (MPa)

$\sigma_t$  – limite da tensão de tração do concreto (MPa)

$\theta_1$  – rotação a extremidade 1 (rad)

$\theta_2$  – rotação a extremidade 2 (rad)

$\theta_e$  – rotação localizada na ligação na extremidade a viga (rad)

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	15
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA</b> .....	17
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA .....	17
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA .....	17
2.3 PRESSUPOSTO .....	17
2.4 PREMISSAS .....	17
2.5 DELIMITAÇÕES .....	18
2.6 LIMITAÇÕES .....	18
2.7 DELINEAMENTO .....	18
<b>3 CONCRETO PRÉ-FABRICADO</b> .....	21
3.1 CONCEPÇÃO DE PROJETO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-FABRICADO .....	22
3.2 ANÁLISE ESTRUTURAL .....	23
<b>3.2.1 Esforços solicitantes</b> .....	33
<b>3.2.2 Estabilidade geral</b> .....	42
<b>3.2.3 Ligações entre Elementos</b> .....	43
3.2.3.1 Ligação Viga x Pilar por meio de elastômero e chumbadores .....	46
3.3 APLICAÇÕES .....	47
<b>4 DESCRIÇÃO</b> .....	51
4.1 DESCRIÇÃO DO PRÉDIO .....	51
4.2 CARREGAMENTO NAS LAJES .....	53
<b>4.2.1 Carregamentos devido ao peso próprio</b> .....	53
<b>4.2.2 Carregamentos devido a cargas permanentes</b> .....	53
<b>4.2.3 Carregamentos devido à sobrecarga</b> .....	53
<b>4.2.4 Resumo dos carregamentos</b> .....	55
4.3 CARREGAMENTO DE PAINÉIS ESTRUTURAIS E VIGAS .....	56
<b>4.3.1 Carregamento devido ao vento</b> .....	56
<b>5 PROPRIEDADES DOS MATERIAS UTILIZADOS</b> .....	62
<b>6 MODELAGEM</b> .....	64
<b>7 DIMENSIONAMENTO</b> .....	75
7.1 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DA LAJE .....	75
7.2 DIMENSIONAMENTO DOS PAINÉIS .....	78
<b>8 DETALHES CONSTRUTIVOS</b> .....	81

<b>9 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>84</b>
REFERÊNCIAS .....	85
APÊNDICE A .....	86





## 1 INTRODUÇÃO

A NBR 9062 – Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado define um elemento pré-fabricado como “Elemento pré-moldado executado industrialmente, em instalações permanentes de empresa destinada para este fim, que se enquadram e atendem aos requisitos mínimos das especificações [...]” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 4), podendo ser classificado de modo geral como vigas, pilares, lajes, painéis. Elementos estes que combinados definirão o modelo de estrutura adotado.

A solução em estruturas pré-fabricadas vem ganhando espaço no mercado industrial (pavilhões), pois é neste tipo de obra que se encontram, frequentemente, grandes vãos a serem vencidos pelos elementos estruturais, e também devido a necessidade de grande suporte de carga requerido pela estrutura, requisitos que uma estrutura em pré-fabricado consegue absorver com eficiência. Além disso, em problemas de maior complexidade, como obras-de-arte especiais (pontes, viadutos, barragens), os elementos pré-fabricados são frequentemente adotados como solução devido às grandes resistências alcançadas devido a uma melhor qualidade do concreto utilizado, como a alta resistência, o controle durante a produção da peça e também a utilização de cabos de protensão. Porém quando se trata da utilização de elementos pré-fabricados em edifícios residenciais, o uso não é frequente, parecendo não compensar economicamente.

Para a concepção de um projeto estrutural em concreto pré-fabricado, um modelo matemático deve ser analisado e desenvolvido de acordo com as diretrizes do projeto. Este modelo deve ser uma aproximação da realidade que será executada, sendo gerado a partir das informações arquitetônicas primeiramente dispostas. A escolha desse modelo influencia diretamente na complexidade com que esta estrutura será concebida, levando em conta principalmente como serão as ligações entre os elementos estruturais, ligações estas que caracterizam a estabilidade do edifício (MUNTE CONSTRUÇÕES INDUSTRIALIZADAS; MELO, 2007, p. 19).

Fatores amplamente citados em estruturas pré-fabricadas são: a repetição dos elementos e a etapa de “montagem” da estrutura. Este segundo, acaba, realmente por diferenciar o processo pré-fabricado das estruturas moldadas no local, simplificando assim o processo construtivo da supraestrutura da edificação, podendo resultar em uma diminuição considerável de prazo da

obra, consequência essa, que acaba por chamar atenção e induzir a questionamentos quanto ao uso dos elementos pré-fabricados em obras residenciais multifamiliares.

Assim, este trabalho tem por objetivo a elaboração de um projeto estrutural racionalizado de um edifício residencial multifamiliar a ser executado com elementos pré-fabricados de concreto armado, visando buscar alternativas para o desenvolvimento da estrutura tecnicamente viável. A busca por uma padronização de vãos, peças repetidas e definições de montagem compatíveis com o cenário atual da construção civil, visando uma redução no prazo da obra serão critérios considerados durante o processo análise do modelo a ser utilizado, sempre em conjunto com o desempenho técnico exigido de uma obra deste porte.

## 2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

### 2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: qual é a solução estrutural para a obtenção de um projeto racionalizado de um edifício residencial multifamiliar utilizando elementos pré-fabricados de concreto armado, como painéis portantes, lajes e vigas?

### 2.2 OBJETIVO DA PESQUISA

O objetivo de pesquisa do trabalho é a elaboração de um projeto estrutural racionalizado de um edifício residencial multifamiliar utilizando elementos pré-fabricados de concreto armado.

### 2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto a elaboração de uma nova sugestão de projeto estrutural que deve atender aos critérios pré-estabelecidos pelas normas em vigência:

- a) NBR 6118/2014 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento;
- b) NBR 9062/2006 – Projetos e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado;
- c) NBR 6120/1980 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações;
- d) NBR 8681/2003 – Ações e Segurança nas Estruturas;
- e) NBR 6123/1988 – Força devido ao Vento nas Estruturas.

### 2.4 PREMISSAS

O trabalho tem por premissa a necessidade da racionalização dos projetos, e, portanto, a utilização de elementos em concreto pré-fabricado para composição de uma supraestrutura de um edifício residencial é uma das opções.

## 2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a concepção de uma proposta de projeto estrutural em concreto pré-fabricado para um edifício residencial multifamiliar de arquitetura já estabelecida.

## 2.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho a análise estrutural, o dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais, todos através de software computacional, e, portanto, restringindo-se aos seus princípios de tratamento de dados.

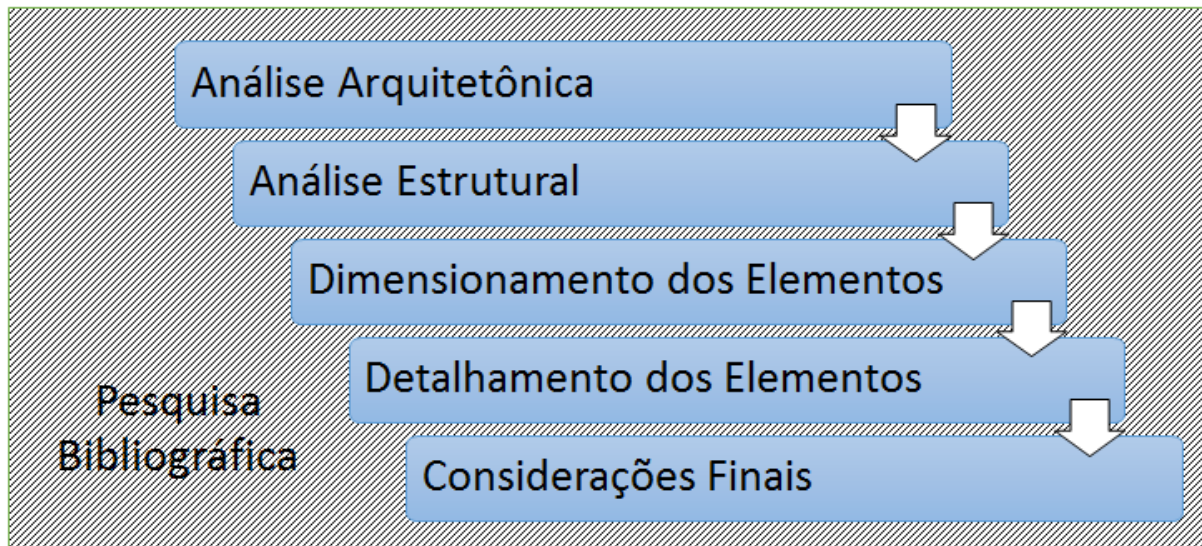
Além destas limitações, é ressaltado que não foram feitas considerações referentes a fissurações que possam ocorrer nos painéis.

## 2.7 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) análise arquitetônica;
- c) análise estrutural;
- d) dimensionamento dos elementos;
- e) detalhamento dos elementos;
- f) considerações finais.

Figura 1 – Etapas do trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

É, na etapa de pesquisa bibliográfica, que são reunidas as informações teóricas necessárias, nas quais a elaboração do trabalho será baseada, devido a isso, é considerada uma etapa contínua, se fazendo presente ao longo de todo o trabalho.

Devido a arquitetura do edifício já estar consolidada, esta etapa de análise arquitetônica serve para entendimento do projeto, visando um possível lançamento, de modo racionalizado, dos elementos estruturais em concreto pré-fabricado, como painéis, lajes e pilares respeitando a arquitetura já existente. Além disso, essa etapa serve também de preparação para a etapa seguinte, apresentando qual o tipo de carregamento e em qual espaço será aplicado esta carga, tendo vista para qual finalidade determinado espaço será utilizado.

Após a disposição dos carregamentos vigentes em norma, é necessário que seja elaborado um modelo estrutural, na qual é verificada a estabilidade global da estrutura com auxílio de software computacional. Concluída essa verificação, parte-se para a etapa de dimensionamento dos elementos, em que as solicitações mais desfavoráveis encontradas na etapa anterior serão utilizadas para definir tais dimensões. Essa etapa é feita com auxílio computacional.

A etapa seguinte, é a que mostra os detalhes construtivos de alguns elementos que serão utilizados para montagem da estrutura da edificação.

Após todas as etapas anteriores de concepção do projeto, serão feitas considerações finais referente ao resultado encontrado, analisando então o projeto como uma nova alternativa de solução estrutural.

### 3 CONCRETO PRÉ-FABRICADO

O emprego de elementos pré-fabricados ou pré-moldados na construção civil é fundamentado da seguinte maneira, corresponde a utilização de componentes estruturais que não foram moldados em sua posição definitiva, e sim em outro lugar, podendo este ser um ambiente controlado, por exemplo uma fábrica especializada em elementos estruturais, estes chamados de elementos pré-fabricados, ou então moldados em obra, e posteriormente transportados para sua posição final, estes são denominados de elementos pré-moldados (EL DEBS, 2000, p. v).

A utilização destes elementos representa certos avanços para a construção civil, um deles é a busca por uma racionalização de projeto, aonde ocorre a busca por economia, não apenas de matéria prima e a melhor utilização dos elementos estruturais em sua função, mas também tornando a estrutura mais simples e de fácil montagem. Outro benefício da utilização deste tipo de estrutura é a de industrializar a construção civil, diminuindo assim o número de pessoas envolvidas no processo diminuindo riscos e prazos (EL DEBS, 2000, p. v).

Segundo El Debs (2000, p. 14), “Os elementos pré-moldados podem ser classificados de diversas formas, como por exemplo, quanto à seção transversal, quanto ao processo de execução e quanto a sua função estrutural.”. El Debs (2000, p. 15) separa esta classificação da seguinte maneira, quanto ao local de produção, sendo de canteiro ou de fábrica, quanto a incorporação de materiais para aumentar a seção resistente, separados dentro desta categoria em moldados de seção completa ou parciais, quanto a categoria de peso dos elementos, e também quanto ao papel desempenhado, sendo estrutural ou arquitetônico

O pré-moldado de fábrica, comumente chamado de pré-fabricado, é aquele executado em instalações permanentes destinadas para este fim, distante da obra. Já o pré-moldado de canteiro, é executado dentro do canteiro da obra, em instalações temporárias, menos tecnológicas quando comparada com as instalações da fábrica (EL DEBS, 2000, p. 15).

El Debs (2000, p. 3) cita que entre os benefícios alcançados com a utilização do concreto pré-fabricado para a estrutura, é preciso destacar que com a implantação deste tipo de solução, as condições de trabalho são melhoradas afetando fatores como a organização e limpeza do

canteiro de obra, a metodologia mais simplificada de execução da estrutura, e também tornando a obra um ambiente com menos riscos físicos.

### 3.1 CONCEPÇÃO DE PROJETO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-FABRICADO

O projeto em estruturas com elementos pré-fabricados apresenta particularidades quando comparados a projetos de estrutura convencional. Em um projeto pré-fabricado, além da análise final da estrutura, situações transitórias, devido a montagem, também devem ser analisadas. As ligações entre os elementos estruturais também merecem destaque, visto que suas particularidades também devem ser analisadas, pois implicam no comportamento final da estrutura. O tipo de sistema estrutural também é passível de análise, pois muitas vezes o sistema na qual seria concebida a estrutura moldada no local não é adequado para o pré-moldado, pode se dizer que aspectos construtivos preponderam sobre aspectos estruturais em estrutura pré-moldadas, para exemplificar, muitas vezes uma viga que foi concebida como contínua em uma estrutura moldada no local, em um sistema pré-moldado, esta viga será separada em tramos, devido a vantagem do aspecto construtivo (EL DEBS, 2000, p. 23-25).

Algumas diretrizes devem ser seguidas ao se elaborar um projeto em estruturas formadas por elementos pré-moldados (EL DEBS, 2000, p. 63):

- a) conceber o projeto da obra visando a utilização do concreto pré-moldado;
- b) resolver as interações da estrutura com as outras partes da construção;
- c) minimizar o número das ligações;
- d) minimizar o número de tipos de elementos;
- e) utilizar elementos de mesma faixa de peso.

Sobre a etapa de concepção inicial do projeto El Debs (2000, p. 63) relata que ao prever a utilização da pré-moldagem para a estrutura tende-se a tirar um melhor aproveitamento das características proporcionadas pela estrutura.

Com relação às interações da estrutura com o entorno El Debs (2000, p. 64) destaca que deve haver um estudo de forma a compatibilizar todos os projetos complementares (elétricos, hidráulicos, ar-condicionado, etc.), pois com a pré-moldagem da estrutura, improvisações não



são compatíveis. Mais do que prever essas incompatibilidades, na elaboração do projeto busca-se procurar soluções otimizadas para todos os serviços da construção.

El Debs (2000, p. 65) sugere ainda, que durante o desenvolvimento do projeto adote-se a prática de minimizar o número de ligações entre os elementos estruturais, visto que entre as dificuldades deste tipo de estrutura é a de realizar ligações entre os elementos estruturais, portanto busca-se por uma redução da divisão da estrutura. Com uma estrutura melhor dividida, busca-se reduzir o tipo de elementos utilizados na estrutura, este critério relaciona-se principalmente com a produção em grande escala de elementos iguais. Em relação a logística, procura-se a utilização de elementos de mesma faixa de peso, buscando assim, com que um mesmo equipamento consiga montar a estrutura por completa, ou grande parte dela.

É aconselhável a busca pela utilização dos princípios apresentados acima, pois assim estariam sendo aplicadas diversas facilidades atribuídas pelo uso da estrutura com solução em pré-fabricado. Dentre essas facilidades, diversas podem ser exemplificadas e ilustradas. Fragmentando a estrutura de modo correto pode-se beneficiar a parte logística (transporte, produção, montagem, manuseio, armazenamento) e também a etapa de produção, pois assim pode-se reduzir os materiais empregados na execução do elemento, basicamente concreto e aço, baixando o custo do conjunto. Sob ponto de vista de obra em andamento, este tipo de estrutura proporciona uma vantagem na montagem, mobilizando uma menor equipe com o maquinário necessário por um menor tempo, o que pode acabar por reduzir o tempo de prazo de obra consideravelmente, tornando-se assim vantajosa (EL DEBS, 2000, p. 66).

A utilização de módulos, ou seja, a utilização de uma dimensão básica para composição dos elementos, também deve ser encarada como diretriz, pois assim, a estrutura ganharia padronização, não dando espaço para improvisações. Além do que, a utilização destes módulos apresenta uma grande importância para a industrialização destes elementos (EL DEBS, 2000, p. 69).

### 3.2 ANÁLISE ESTRUTURAL

Tratando-se sobre a análise estrutural de um projeto desta tipologia estrutural El Debs (2000, p. 74) afirma que quando comparadas às estruturas moldadas no local, estruturas pré-moldadas exigem uma maior atenção, principalmente pelo fato de existirem ligações articuladas entre os elementos estruturais.

Seis aspectos são citados por El Debs (2000, p. 75) que devem ser considerados na análise de projetos modelados com estruturas pré-moldadas. São estes:

- a) comportamento dos elementos isoladamente;
- b) possíveis mudanças do esquema estático;
- c) análise do comportamento da estrutura pronta;
- d) incertezas na transmissão de forças nas ligações;
- e) ajuste na introdução de coeficientes de segurança;
- f) disposições construtivas específicas.

Sobre a análise dos elementos de forma isolada El Debs (2000, p. 75) afirma que “Os elementos pré-moldados devem ser projetados para satisfazer todas as etapas transitórias: desmoldagem, armazenamento, transporte e montagem.”.

A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 8) observa que “Os esforços provenientes das fases de fabricação, manuseio, armazenamento, transporte e montagem, devem ser considerados de acordo com os programas de execução previstos.”.

Um dos casos a ser considerado é o efeito dinâmico dado a movimentação do elemento durante as etapas transitórias. El Debs (2000, p. 89) considera que esta análise deve ser feita através de um coeficiente de ação dinâmica.

$$g_{eq} = \phi g \quad (1)$$

Onde:

$g_{eq}$  é a força equivalente considerada estática;

$\phi$  é o coeficiente de ação dinâmica;

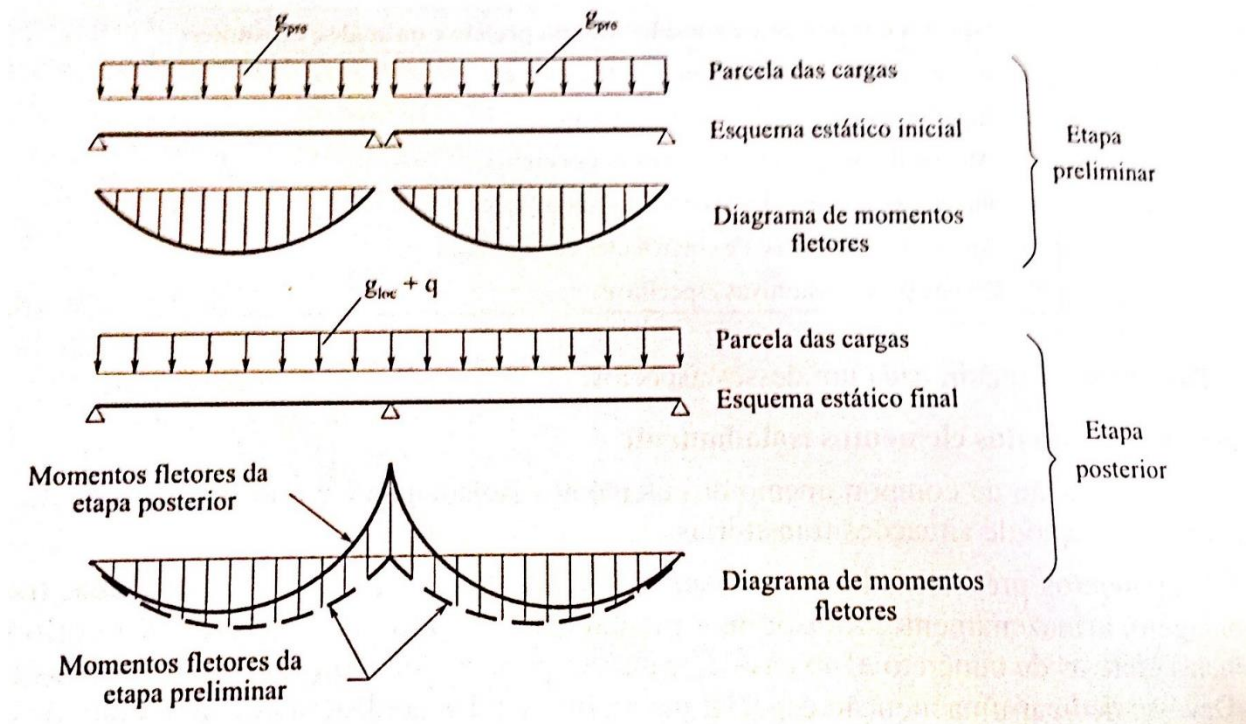
$g$  é a força estática.

O item 5.3.2.2 da NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 9) define os valores do coeficiente de ação dinâmica de acordo com a condição em que o elemento é transportado, manuseado e montado.

Também é necessário a verificação dos estados limites de serviço e último. No que diz respeito ao estado de serviço, busca-se verificar o estado limite de fissuração, alguns casos exigem também a verificação em relação às deformações, isto porque, essas deformações devem estar dentro das tolerâncias. Em relação ao estado limite último deve-se verificar a resistência do concreto na época da situação prevista, no caso, transporte, manuseio e montagem (EL DEBS, 2000, p. 89-90).

Devido às diferentes etapas de montagem, a estrutura passa por situações transitórias aonde as cargas atuantes não são as definitivas, esta fase de transição deve ser considerada (EL DEBS, 2000, p. 75). A figura 2 exemplifica como se dá a disposição das cargas nesta etapa.

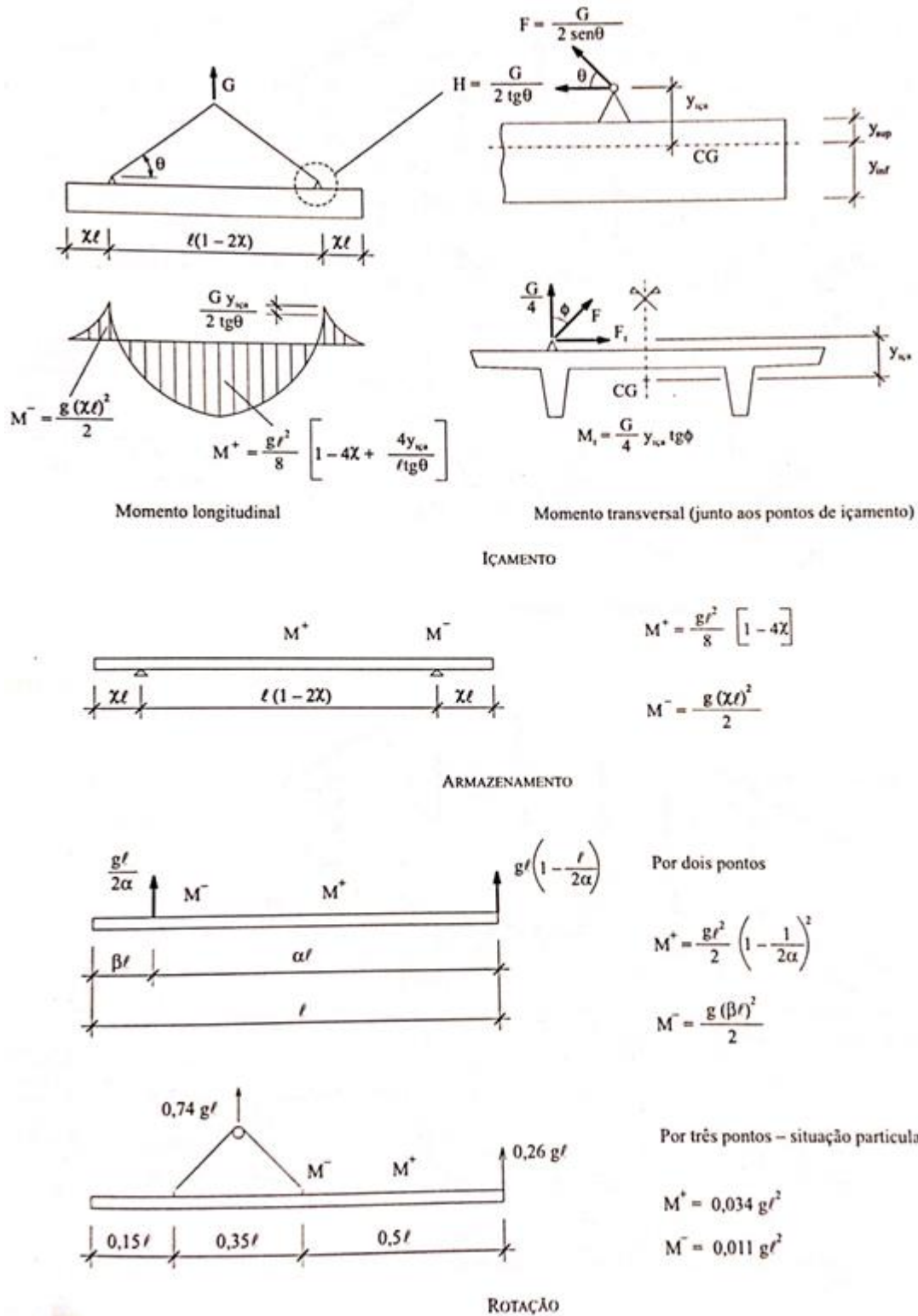
Figura 2 – Exemplo de mudança de esquema estático durante a construção



(fonte: EL DEBS, 2000, p. 76)

Além da situação de montagem, os elementos também são verificados quanto as solicitações de armazenamento, içamento e rotação (EL DEBS, 2000, p. 90). A figura 3 mostra algumas situações em que essa verificação se faz presente.

Figura 3 – Momentos fletores em elementos lineares devido ao manuseio



(fonte: EL DEBS, 2000, p. 91)

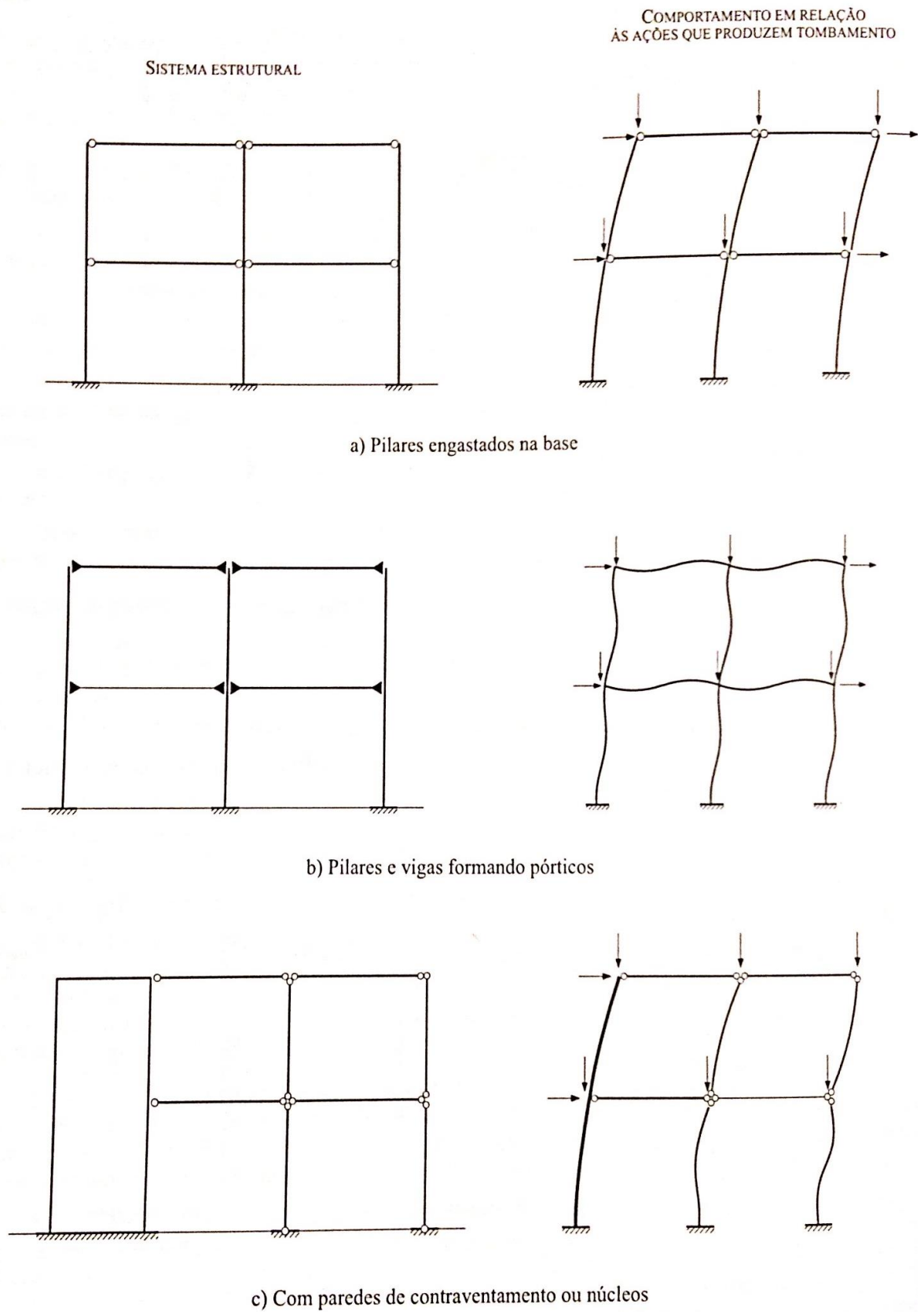
El Debs (2000, p. 90) cita que verificações referentes a tombamentos e estabilidade laterais devem ser verificadas, principalmente em vigas, pelo fato de não existirem os vínculos que restringem o giro.

El Debs (2000, p. 94) informa que devido a maior utilização do sistema de alças para içamento dos elementos em pré-fabricado, existem algumas diretrizes para dimensionamento, estas alças devem ser projetadas para quatro vezes o peso a ser levantado. Para estas barras é comum o uso de barras de aço CA-25, devido a possuir uma ductilidade favorável. Este dimensionamento consiste em verificar a resistência da barra e da ancoragem no concreto.

Em relação a fase de montagem, devem ser tomados cuidados, visto que é nessa fase em que é comum ocorrer a atuação de cargas assimétricas, cargas de vento já atuantes, as ligações não estão consolidadas, portanto durante esta fase verificações de segurança devem ser feitas. Alguns artifícios podem ser utilizados, como ligações provisórias e escoramento (EL DEBS, 2000, p. 97).

El Debs (2000, p. 98) relata que classificam-se como básicos, os três tipos de arranjos estruturais de esqueletos em edifícios: pilares engastados a base e vigas articuladas, pilares e vigas formando pórticos e edifícios com o emprego de contraventamento ou núcleos. A figura 4 exemplifica estes três tipos de arranjos estruturais.

Figura 4 – Sistemas de estabilização de estrutura de esqueleto dos edifícios



(fonte: EL DEBS, 2000, p. 100)

Edifícios com tipologia do tipo pilares na base e vigas articuladas, El Debs (2000, p. 98) define como:

[...] os pilares se comportam como vigas em balanço em relação as laterais. Sua utilização é limitada aos edifícios de pequena altura. Este caso tem como principais características a facilidade das ligações entre vigas e os pilares e o fato de os pilares serem contínuos e engastados na fundação.

Já para pilares e vigas formando pórticos, são as situações em que a ligação entre vigas e pilares transmitem momento fletor (EL DEBS, 2000, p. 98).

No terceiro caso, edifícios com paredes de contraventamento, essas paredes e núcleos se agregam a estrutura principal, garantindo assim a estabilidade global (EL DEBS, 2000, p. 98).

Conforme El Debs (2000, p. 75) a análise de comportamento de uma estrutura pronta é dada da seguinte maneira:

No cálculo da estrutura pronta aplicam-se os mesmos procedimentos das estruturas de concreto moldado no local. Normalmente, são feitas análises considerando o comportamento elástico-linear do material. Assim como nas estruturas de concreto moldado no local, a análise estrutural considerando a não linearidade física do material pode ser empregada, mas não é usual.

Normalmente, as ligações são idealizadas com vinculação ideal, como, por exemplo, articulações e ligações perfeitamente rígidas. Entretanto, o comportamento real das ligações pode distanciar-se dessas idealizações, o que pode ser simulado considerando a deformabilidade das ligações.

A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 4-5), indica que existem peculiaridades sobre a análise das estruturas pré-moldadas:

- a) a capacidade das estruturas pré-moldadas deve ser governada pelo esgotamento da capacidade de resistência dos elementos estruturais, e não pelo esgotamento da capacidade da resistência das ligações. Na análise da estabilidade, deve ser levada em conta a influência desfavorável do comportamento efetivo das ligações. Dependendo do fator de restrição à rotação da ligação [...], o comportamento da ligação no apoio pode ser considerado como articulado, semirrígido ou rígido;
- b) a estrutura deve ser analisada, em relação à estabilidade, em todas as fases, considerando o comportamento das ligações na época da montagem, que podem ser diferentes daquelas da estrutura concluída, utilizando-se contraventamentos provisórios sempre que necessário;
- c) no caso dos sistemas estruturas onde a estabilidade é proporcionada pela ação de pilares engastados na fundação com vigas articuladas, onde o fator de restrição a rotação é menor que 0,15, é obrigatória a verificação dos efeitos de segunda ordem, considerando a não linearidade física. Neste caso; a não linearidade física dos pilares pode ser considerada por meio de uma aproximação linear do problema com o uso da rigidez secante da relação momento-curvatura dos pilares conforme

ABNT NBR 6118. No projeto e detalhamento das ligações consideradas articuladas, deve-se verificar a capacidade rotacional da ligação para as situações de estado limite de serviço (ELS) e estado último (ELU) para evitar o surgimento de esforços não previstos na região da ligação;

- d) quando a estabilidade for proporcionada por meio da ação de pórtico, através de ligações resistentes à flexão, as quais possuem comportamento semirrígido, onde os valores do fator de restrição à rotação estão compreendidos entre 0,15 e 0,85 [...];
- e) para o caso em que houver engastamento parcial, onde o fator de restrição à rotação for igual ou superior a 0,85 para momentos negativos e positivos, a análise estrutural pode ser feita como pórtico contínuo com nós rígidos;
- f) em todos os casos anteriores, deve-se adotar o carregamento horizontal mínimo correspondente a 0,005 vezes o total das cargas verticais majoradas pelos respectivos coeficientes de ampliação, onde já estão consideradas as imperfeições da edificação.

Segundo a NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 5) fator de resistência a rotação é o que “[...] define a rigidez relativa de cada ligação da extremidade do elemento conectado [...]”, e é determinado através da equação abaixo:

$$\alpha_R = \frac{1}{1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}}} = \frac{\theta_1}{\theta_2} \quad (2)$$

Onde:

$\alpha_R$  é o fator de restrição a rotação;

$(EI)_{sec}$  é a rigidez secante da viga conforme ABNT NBR 6118;

$L_{ef}$  é o vão efetivo entre os apoios, ou seja, a distância entre os centros de giro nos apoios;

$R_{sec}$  é a rigidez secante ao momento fletor da ligação viga x pilar;

$\theta_1$  é rotação a extremidade 1;

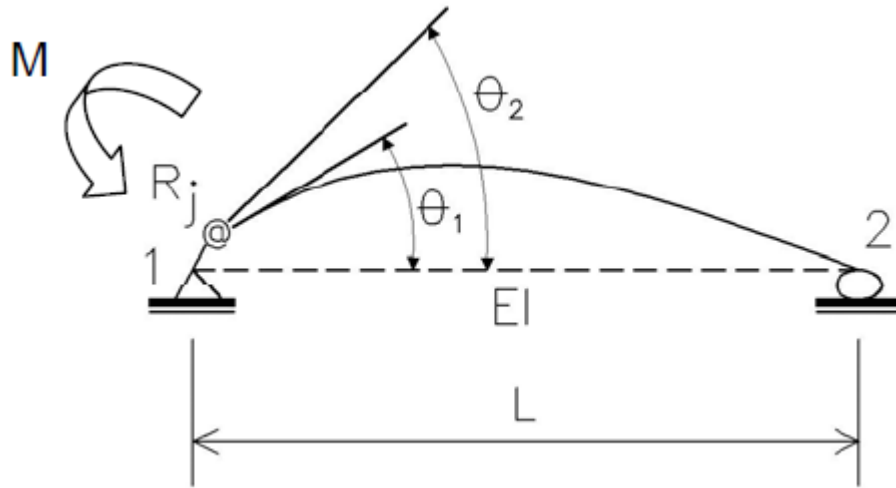
$\theta_2$  é rotação a extremidade 2;

Munte Construções Industrializadas (2007 p. 42) relata que com a inserção do parâmetro  $\alpha_r$ , fica bastante intuitivo a relação entre ligações livres ou perfeitamente engastadas. Para exemplificar, adotando-se  $\alpha_r$  igual zero, a ligação é considerada totalmente livre e quando o parâmetro for considerado igual a um, a ligação é considerada engaste perfeito.



Sobre o fator de restrição a NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 5) cita que “O fator de restrição à rotação pode ser interpretado como relação entre  $\theta_1$  da extremidade do elemento em relação à rotação combinada com  $\theta_2$  do elemento e da ligação devido ao momento da extremidade conforme figura [...] [5]”.

Figura 5 – Fator de restrição à rotação

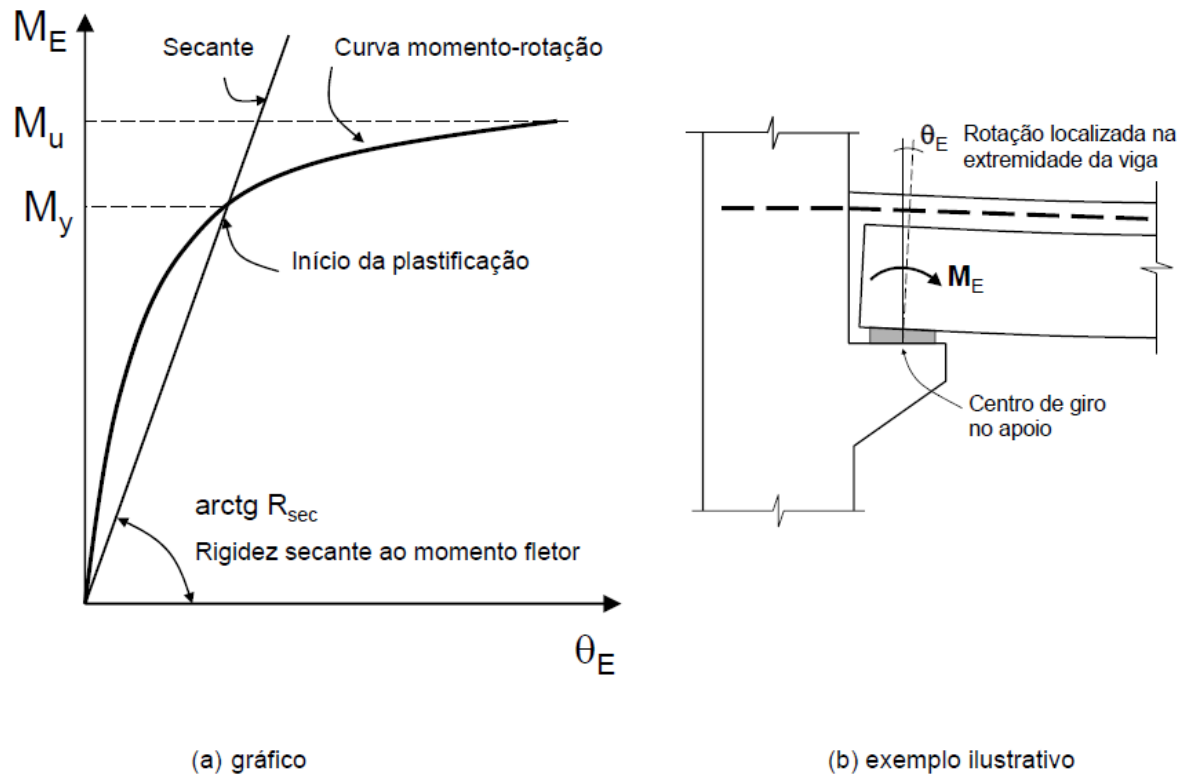


(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 5)

A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 5-6) define como rigidez ao momento fletor:

A rigidez ao momento fletor de uma ligação viga-pilar é definida pela sua relação momento-rotação. A resposta não linear das ligações pode ser feita com base na análise linear utilizando a rigidez secante ( $R_{sec}$ ), conforme indicada na figura [...] [6]. A rotação localizada na região da ligação na extremidade da viga, associada à rigidez secante, deve ser medida no centro de giro no apoio.

Figura 6 – Relação momento-rotação na ligação viga pilar



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 6)

A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 6) define o limite da rigidez aos momentos fletores para ligações semirrígidas como:

$$0,5 \frac{(EI)_{sec}}{L_{ef}} < R_{sec} < 20 \frac{(EI)_{sec}}{L_{ef}} \quad (3)$$

Onde:

$(EI)_{sec}$  é a rigidez secante a viga conforme ABNT 6118;

$L_{ef}$  é o vão efetivo entre os apoios, ou seja a distância entre os centros de giro nos apoios;

$R_{sec}$  é a rigidez secante ao momento fletor da ligação viga x pilar.

Para projetos e execuções cujas ligações são consideradas semirrígidas, a NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 6) define alguns parâmetros a serem atendidos:

- a) a análise estrutural deve obrigatoriamente levar em conta os efeitos de 2ª ordem;
- b) o projeto de ligação deve levar em conta simultaneamente os critérios de resistência de rigidez, onde a resistência de ligação deve ser compatível com os esforços mobilizados em função da resposta do seu comportamento semirrígido efetivo na análise estrutural;
- c) a resposta para cada ligação aos momentos positivo e negativo e respectiva rotação, até sua capacidade máxima, deve ser comprovada de forma efetiva conforme item 5.5, garantindo que as hipóteses adotadas no cálculo sejam consistentes;
- d) o projeto da estrutura deve ser baseado na análise linear utilizando a rigidez secante da ligação ( $R_{sec}$ ), no estado limite último ou análise incremental, considerando a resposta não linear das ligações;
- e) devem ser considerados os efeitos de carregamentos repetidos verticais e horizontais e cargas reversíveis com atenção particular à deformação incremental nas ligações e fadiga de baixos ciclos.

Sobre as incertezas na transmissão de forças nas ligações El Debs (2000, p. 75) reforça que:

As incertezas na transmissão de forças nas ligações são consequência direta dos desvios da geometria e do posicionamento dos elementos e dos apoios, de variações volumétricas que ocorrem nos elementos, bem como falta de conhecimento do comportamento de certos tipos de ligações. Essas incertezas afetam tanto o dimensionamento das ligações como o dos elementos.

Sobre estruturas pré-moldadas El Debs (2000, p. 78) indica “Em relação à segurança, aplicam-se às estruturas de concreto pré-moldado, em geral, as mesmas regras em relação aos quesitos de resistência e utilização das estruturas de concreto moldado no local.”.

El Debs (2000, p. 79) cita que “Para disposições construtivas, como dimensões mínimas, armaduras mínimas, espaçamentos máximos e mínimos da armadura, cobertura da armadura etc., aplicam-se em geral, as regras das estruturas de concreto moldado no local.”.

### **3.2.1 Esforços solicitantes**

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 56) indica que “Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados-limites últimos e os de serviço.”.

Para que seja executado um projeto estrutural de uma edificação existem exigências mínimas de valores de cargas devem ser cumpridas, estas exigências estão expressas na NBR 6120. A

norma também classifica estas cargas em permanentes e acidentais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 1).

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 66) informa sobre as combinações de carregamentos aplicados em uma estrutura:

Um carregamento é definido pela combinação das ações que tem têm probabilidade não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados-limites últimos e aos estados-limites de serviço deve ser realizado em função das combinações últimas e de combinações de serviço, respectivamente.

Em relação aos estados limites que devem ser verificados em estruturas de concreto, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 54-55) indica:

- a) estado-limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, [...] e admitindo-se, em geral as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais; todavia, quando a interação entre elas for importante, ela estará indicada nesta Norma;
- c) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) estado-limite último provocado por solicitações dinâmicas [...];
- e) estado-limite último de colapso progressivo;
- f) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente a estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme ABNT NBR 15200;
- g) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421;
- h) outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

Sobre estados-limites de serviço a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 55) define como “Estados-limites de serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação as máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.”.

Carga permanente é definida pela NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 1) da seguinte forma “Este tipo de carga é constituído pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes.”.

Já cargas acidentais são definidas pela NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 1) da seguinte forma “É toda aquela que pode atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos etc.).”.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 61-63) separa as ações variáveis em diretas e indiretas. Definidas como diretas estão as cargas acidentais previstas para o uso da construção a ação do vento, a ação da água, e as ações variáveis durante as etapas da construção. Como ações indiretas estão as variações da temperatura, e ações dinâmicas.

A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p.4) permita que sejam calculados os esforços aplicados na estrutura devido ao vento. Para determinação destas pressões isso é necessário que alguns parâmetros sejam conhecidos, como a velocidade característica do vento, indicada através da fórmula 4. Outro parâmetro necessário é a o de pressão dinâmica, apresentado pela fórmula 5.

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (4)$$

Onde:

$V_k$  é a velocidade característica do vento (m/s);

$V_0$  é a velocidade básica do vento (m/s);

$S_1$  é o fator topográfico

$S_2$  é o fator que considera a rugosidade do terreno, as dimensões e altura da edificação sobre o terreno;

$S_3$  é o fator estático;

$$q = 0,613 * V_k^2 \quad (5)$$

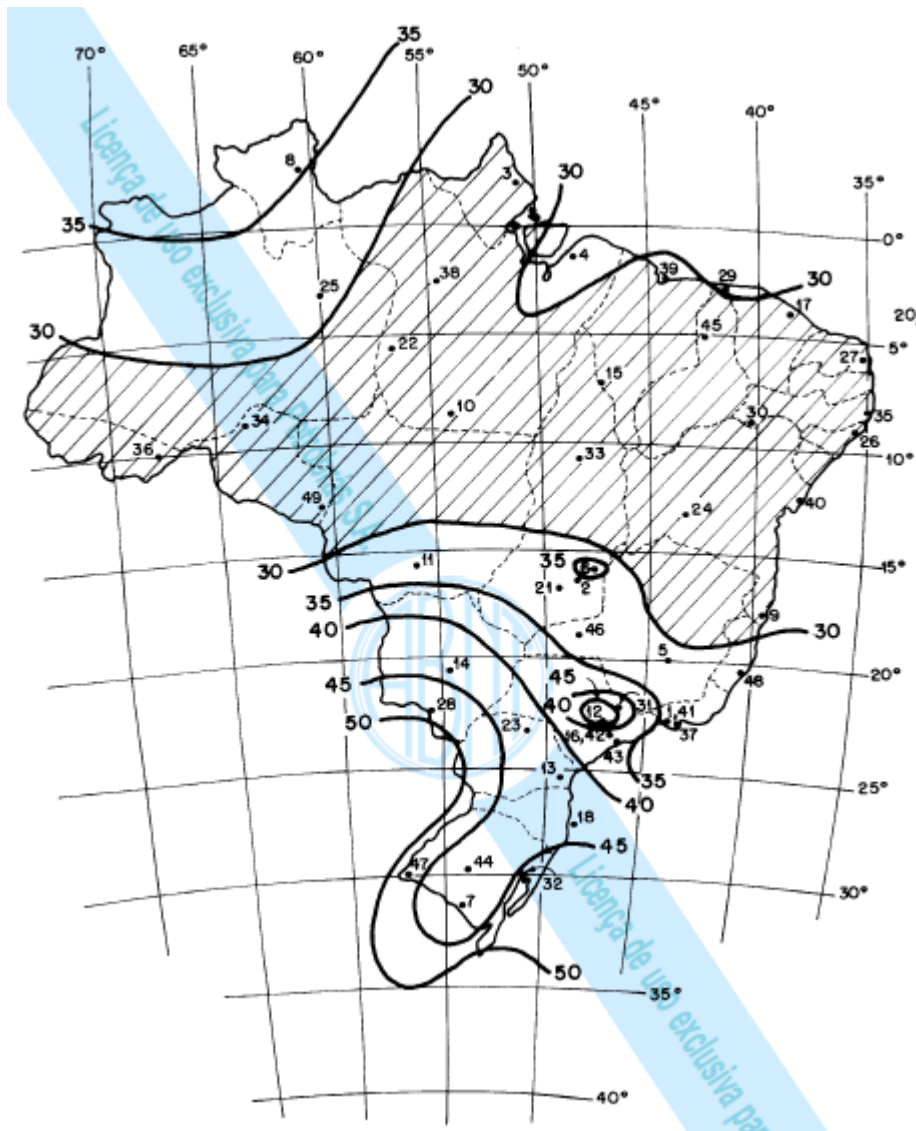
Onde:

$V_k$  é a velocidade característica do vento (m/s);

$q$  é a pressão dinâmica do vento (Pa);

Para determinação a velocidade básica do vento, a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5) aponta para o uso a figura 7.

Figura 7 – Isopletas de velocidade básica



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 6)

Para definição de valor para o fator  $S_1$ , a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5) indica como  $S_1 = 1$  para terrenos planos ou fracamente acidentados.

Já para o fator  $S_2$ , a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 8-9) classifica em categorias e classes, portanto é necessário analisar o terreno e inserir na classificação correta. As categorias são:

- a) categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido o vento incidente;
- b) categoria II: terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas;

- c) categoria III: terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas;
- d) categoria IV: terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada;
- e) categoria V: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

Já para as classes são classificadas da seguinte forma:

- a) classe A: todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20m;
- b) classe B: toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20m e 50m;
- c) classe C: toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50m.

A NBR 6123 faz a seguinte ponderação sobre o fator  $S_2$  “O fator  $S_2$  considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, a variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração. ” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 8). Após definidas categoria e classe da edificação, e com a altura  $z$ , é possível através da tabela 1, conhecermos o valor do fator  $S_2$ .



Tabela 1 – Fator S<sub>2</sub>

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

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 10)

Em relação ao fator S<sub>3</sub>, a NBR 6123 indica a utilização da tabela 2, e ainda define como fator S<sub>3</sub> da seguinte maneira “O fator S<sub>3</sub> é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil a edificação.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 10).

Tabela 2 – Fator  $S_3$ 

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

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 10)

E para fins de cálculo da força da força do vento que atua sobre uma superfície plana é determinada pela fórmula 6, indicada pela NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 4).

$$F = (C_e - C_i) * q * A \quad (6)$$

Onde:

F é a força do vento (kN);



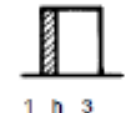

$C_e$  é o coeficiente de forma externo;

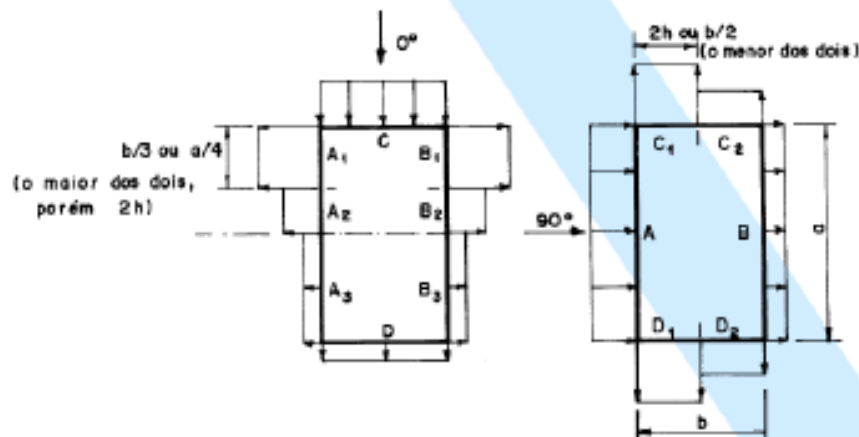
$C_i$  é o coeficiente de forma interno;

A é a área da superfície plana (m<sup>2</sup>);

Para a determinação dos coeficientes e forma, a NBR 6123 indica o uso da figura 8.

Figura 8 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular

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



notas: a) Para  $a/b$  entre  $3/2$  e  $2$ , interpolar linearmente.

b) Para vento a  $0^\circ$ , nas partes  $A_1$  e  $B_1$ , o coeficiente de forma  $C_e$  tem os seguintes valores:

- para  $a/b = 1$ : mesmo valor das partes  $A_1$  e  $B_1$ ;
- para  $a/b \geq 2$ :  $C_e = -0,2$ ;
- para  $1 < a/b < 2$ : interpolar linearmente.

c) Para cada uma das duas incidências do vento ( $0^\circ$  ou  $90^\circ$ ), o coeficiente de pressão médio externo  $c_{pe}$  médio, é aplicado à parte de barlavento das paredes paralelas ao vento, em uma distância igual a  $0,2 b$  ou  $h$ , considerando-se o menor destes dois valores.

d) Para determinar o coeficiente de arrasto,  $C_d$ , deve ser usado o gráfico da Figura 4 (vento de baixa turbulência) ou da Figura 5 (vento de alta turbulência - ver 6.5.3).

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 14)

### 3.2.2 Estabilidade geral

El Debs (2000, p 103) exemplifica que um dos procedimentos para se fazer a verificação global de uma estrutura é por meio do parâmetro  $\alpha$ , formulado da seguinte maneira:

$$\alpha = h * \sqrt{\frac{\Sigma N_k}{(EI)_{eq}}} < \alpha_{lim} \quad (7)$$

Onde:

$\alpha$  é o parâmetro para estabilidade global;

$\alpha_{lim}$  é o valor limite para parâmetro para estabilidade global;

$h$  é a altura total do edifício, medido do topo da fundação;

$\Sigma N_k$  é a soma de todas as cargas verticais atuantes na estrutura;

$(EI)_{eq}$  é a rigidez da flexão equivalente na direção considerada.

EL DEBS (2000, p. 102) define os valores para  $\alpha_{lim}$ :

$$\alpha_{lim} = 0,2 + 0,1n \quad (8)$$

Onde:

$n$  o número de pavimentos e menor ou igual a 3.

$$\alpha_{lim} = 0,6n \quad (9)$$

Onde:

$n$  o número de pavimentos e maior ou igual a 4

El Debs (2000, p. 102) afirma que, se os valores de  $\alpha$  estiverem entre os limites indicados, não é necessário que seja feita a consideração dos efeitos globais de segunda ordem, caso contrário, estes efeitos devem ser considerados.

### 3.2.3 Ligações entre elementos

Segundo El Debs (2000, p. 107):

Em geral, as ligações são as partes mais importantes no projeto das estruturas de concreto pré-moldado. Elas são de fundamental importância tanto para a produção (execução de parte dos elementos adjacentes às ligações, montagem da estrutura e execução das ligações propriamente ditas) como para o comportamento da estrutura montada.

Segundo Munte Construções Industrializadas (2007, p. 41), no que se refere as ligações é significativo relatar que:

As ligações são diretamente proporcionais, no que se refere à complexidade, ao custo e à eficiência estrutural. Quanto mais eficiente é a ligação, melhor partido estrutural é atingido. Entretanto, seu custo e possíveis cuidados na execução também serão maiores. Por conseguinte, é muito importante a definição correta do tipo de ligação a ser usada, para a determinação do custo do empreendimento.

A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 17) destaca que “As ligações devem ter a mesma durabilidade que as peças da estrutura. Quando isto não for possível, deve ser previsto no projeto a possibilidade de inspeção, reparo e troca dos componentes que compõem a ligação.”.

Em relação as formas de transmissão das forças nas ligações, estas podem ser dadas por três tipos, através das forças de compressão, das forças de tração e das forças de cisalhamento (EL DEBS, 2000, p. 110).

El Debs (2000, p. 110) afirma que as transmissões são dadas das seguintes maneiras:

- a) transferência de forças de compressão: a transferência de forças de compressão pode ser feita por meio de: contato direto, com argamassa de assentamento ou de enchimento, com elastômeros ou com elementos metálicos, como chapas ou cantoneiras fixadas nas partes em contato. A transferência por contato direto só é permitida quando as tensões de contato forem baixas e houver um grande contato de execução para que as superfícies em contato sejam efetivamente planas.
- b) transferência de forças de tração: como, em geral, a resistência à tração do concreto não é considerada nos estados limites últimos nas seções de concreto armado, a transmissão de forças de tração pelas ligações é feita emendando a armadura. [...]

Há também o caso de transmissão de forças de tração por meio de elementos mergulhados no concreto, que são os dispositivos metálicos de içamento ou fixadores.

- c) transferência de forças de cisalhamento: as forças de cisalhamento podem ser transferidas por meio do concreto ou da armadura. A transferência pelo concreto pode ser por adesão, atrito ou chaves de cisalhamento. A transferência pela armadura pode ser com barras cruzando a ligação ou com conectores metálicos, unidos por solda ou parafuso.

El Debs (2000, p. 107) informa sobre o comportamento dos tipos de ligações relacionando-as com a tipologia de estrutura utilizada:

[...] as ligações mais simples normalmente acarretam estruturas mais solicitadas aos momentos fletores. Em contrapartida, as ligações que tendem a reproduzir o comportamento das estruturas de concreto moldado no local, por meio da transmissão de momentos fletores entre elementos, requerem mais trabalho, reduzindo em parte, as vantagens da pré-moldagem. As dificuldades da execução deste último tipo de ligação são devidas às necessidades de fazer a ligação tanto do concreto como do aço, pelo fato do concreto armado ser um material composto, de ter de acomodar as tolerâncias que intervêm nas várias fases e, ainda, pelo fato de o concreto ser um material frágil.

Munte Construções Industrializadas (2007, p. 41) indica que para efeito didático são classificados quatro tipos de ligações existentes em projetos pré-fabricados: isostática, rotulada, semirrígida e engastada.

Em relação a ligações do tipo isostáticas, Munte Construções Industrializadas (2007, p. 42) afirma que este tipo de ligação acaba por ser apenas um modelo teórico, visto que na prática, devido aos métodos construtivos existentes, estas ligações acabariam transmitindo esforços horizontais, o que não caracteriza uma ligação isostática.

Munte Construções Industrializadas (2007, p. 43) exemplifica também ligações rotuladas, são as ligações capazes de transmitir cargas verticais e horizontais. Estas ligações apresentam fator de restrição a rotação abaixo de 0,15.

Munte Construções Industrializadas (2007, p. 43) relata também que:

A ligação rotulada deve apresentar a capacidade rotacional prevista, principalmente no Estado-Limite de serviço (mas não desobrigada a verificação do ELU). Esta capacidade permite que não sejam introduzidos esforços indesejados e não previstos no projeto, além de não aparecerem patologias na estrutura.

Munte Construções Industrializadas (2007, p. 46) indica também um terceiro tipo de ligação, a ligação semirrígida, este tipo é apresentado como uma ligação rotulada com um aprimoramento

técnico, visto que essas ligações apresentam restrições a momentos. Estas ligações apresentam fator de restrição a rotação com valor entre 0,15 e 0,85.

Munte Construções Industrializadas (2007, p. 46) exemplifica como se apresenta essa característica de resistência aos momentos aplicados sobre a estrutura:

A ligação semirrígida apresenta a propriedade de resistir a uma parte do momento fletor de engastamento das peças.

Para que se tenha esse efeito, é necessário que exista a resistência à rotação, de maneira que ocorra o surgimento do binário relativo ao momento aplicado.

Esse binário tanto pode ser resistido pela armadura superior e a compressão de uma região inferior da viga, como resistido exclusivamente pelo binário formado pelos pinos utilizados como guia de montagem da viga.

Para finalizar, Munte Construções Industrializadas (2007, p. 53) ainda cita um último tipo de ligações, que são as ligações do tipo engastada, ligações essas, que consideradas iguais as realizadas por concreto moldado no local. Este tipo de ligação ocorre quando é feita a concretagem do nó entre pilar e viga, após a montagem a estrutura.

Alguns princípios básicos devem ser levados em conta durante o projeto de ligações de um projeto estrutural (EL DEBS, 2000, p. 111):

- a) as ligações devem assegurar a rigidez e a estabilidade global da estrutura;
- b) devem ser levadas em conta as tolerâncias de fabricação e montagem;
- c) a análise das ligações se estende às extremidades dos elementos que nelas concorrem;
- d) devem ser previstas acomodações da ligação, até ela atingir sua capacidade.

El Debs (2000, p. 113) sugere algumas diretrizes em relação ao projeto e execução dessas ligações entre os elementos estruturais, são elas:

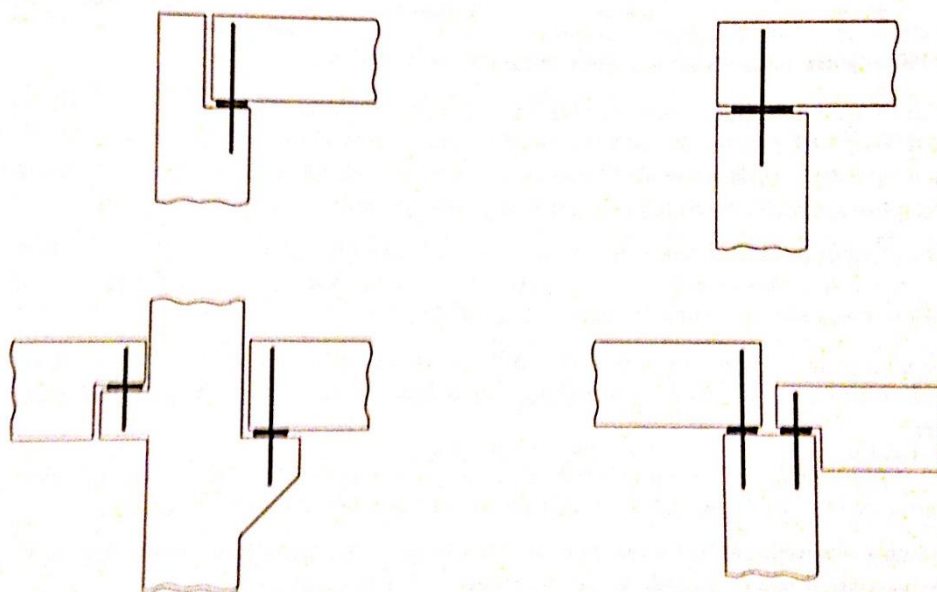
- a) padronizar tipos de ligações;
- b) evitar o congestionamento da armadura e dos dispositivos metálicos junto às ligações, para não dificultar a concretagem;
- c) reduzir os trabalhos após a desforma;
- d) estar atento para as limitações dos materiais e dimensões reais dos elementos;
- e) considerar folgas e tolerâncias;

- f) evitar tolerâncias de execução e montagem não padronizadas;
- g) padronizar os dispositivos e usar poucas variações deles;
- h) usar a simetria dos detalhes para minimizar a possibilidades de erros, pela inversão de lados.

### 3.2.3.1 Ligação Viga x Pilar por meio de elastômero e chumbadores

A utilização da ligação viga x pilar por meio de elastômero e chumbadores é uma ligação com utilização em larga escala, devido a simplicidade de execução da mesma, ela consiste simplesmente em apoiar a viga em um elemento (consolo ou pilar) com o auxílio de um chumbador. O chumbador tem como função assegurar o equilíbrio da viga quanto ao seu possível tombamento e eventuais instabilidades laterais (EL DEBS, 2000, p. 187). A figura 9 busca exemplificar alguns tipos de ligações viga x pilar por meio de elastômero e chumbadores.

Figura 9 – Alternativas de ligação viga x pilar com elastômeros e chumbadores



(fonte: EL DEBS, 2000, p. 187)

Entre o chumbador e o furo da viga, é aconselhável o preenchimento com algum tipo de material deformável, ou então com graute, o não preenchimento também é possível, porém há um prejuízo quando comparando ao sistema preenchido (EL DEBS, 2000, p. 188).

Munte Construções Industrializadas (2007, p. 188) relata que, em relação ao comportamento deste tipo de ligação, pode ser entendido através de um estudo separado das ações ocorrentes



na viga, como variações de comprimento, transmissão de forças horizontais, momentos de flexão e torção.

Em relação à transmissão de momentos fletores deste tipo de ligação, é bastante pequena, sendo geralmente desprezada. Essa resistência é dada pelo binário entre chumbador e elastômero, como ocorre grande deformação do elastômero, essa resistência à rotação é dada para pequenas cargas de serviço (EL DEBS, 2000, p. 189).

Para momentos de torção, que tendem a girar a extremidade da viga junto ao apoio, a transmissão pode ser feita de diversas formas, por exemplo, apenas com a utilização da placa do elastômero, pode ser utilizado também um chumbador ou então com dois chumbadores (EL DEBS, 2000, p. 189).

Em relação ao dimensionamento da ligação El Debs (2000, p. 190) define “O dimensionamento deste tipo de ligação pode ser feito a partir dos componentes básicos envolvidos na transferência das solicitações. ”.

### 3.3 APLICAÇÕES

El Debs (2000, p. 283) relata que edifícios de múltiplos pavimentos apresentam algumas características adequadas ao uso do pré-moldado, como elementos com menor peso, um maior número de elementos, gerando assim um maior número de ligações. Sistemas estruturais de pré-moldado para múltiplos pavimentos são basicamente classificados em dois tipos: sistemas estruturais de esqueleto e sistemas estruturais de paredes portantes, também há a possibilidade da utilização de um sistema em que ocorra a combinação das duas tipologias.

Em edifícios residências El Debs (2000, p. 284) cita que, este tipo pode ser dividido em duas categorias, edifícios de pequena altura ou então de grande altura, tendo como a altura limite de separação 12 metros. Edifícios de grande altura tendem a apresentar maiores cargas de vento, portanto acabam por exigir uma complexidade um pouco maior no dimensionamento das ligações.

El Debs (2000, p. 284) define como uma opção de sistema estrutural de esqueleto, o sistema com elementos de eixo reto, sistemas basicamente compostos por vigas e pilares. Ainda sobre este tipo de sistema, são considerados três formas básicas: pilares engastados na fundação e

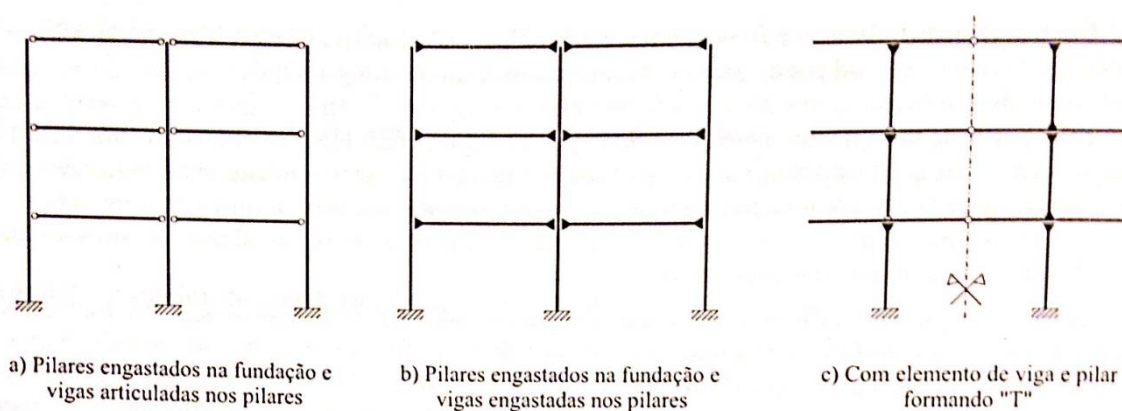
vigas articuladas nos pilares, pilares engastados na fundação e vigas engastadas nos pilares e com elementos de viga e pilar formando T. Para edifícios altos, o sistema mais comum a ser utilizado é o sistema com pilares engastados na fundação e vigas engastadas nos pilares, devido a semelhança com o projeto de uma estrutura moldada no local, porém com um custo maior nas ligações quando comparado aos outros sistemas. A figura 10 apresenta os três tipos de sistemas estruturais de eixo reto.

Cada forma de sistema de eixo reto apresenta alguma característica definida, tendo em vista isso, busca-se uma melhor adaptação da estrutura com a arquitetura do projeto. Edifícios com até 20 metros, são otimizados quando se usa o tipo a ou então o tipo b, esta altura compreende a altura para apenas um pilar, sem que seja necessárias emendas. Portanto busca-se entender a tipologia do empreendimento para uma definição de sistema (EL DEBS, 2000, p.285).

El Debs (2000, p. 285), também faz referência a sistemas estruturais com elementos compostos por trechos de eixo reto, isso quer dizer que, os elementos utilizados para montagem da fundação compreendem seções de pilares e vigas, formando assim um elemento composto. A figura 11 indica alguns exemplos com sistemas de elementos compostos

Existe também a possibilidade dos sistemas sem vigas, são sistemas também chamados de pilar-laje, neste caso, não existem a utilização de vigas, as lajes apoiam-se diretamente sobre os pilares e sobre trechos de lajes já posicionados (EL DEBS, 2000, p. 289 -290). A figura 12 indica este tipo de sistema.

Figura 10 – Formas básicas de sistemas com elementos de eixo reto



(fonte: EL DEBS, 2000, p. 286)

Figura 11 – Formas básicas de sistemas com elementos compostos de trechos de eixo reto

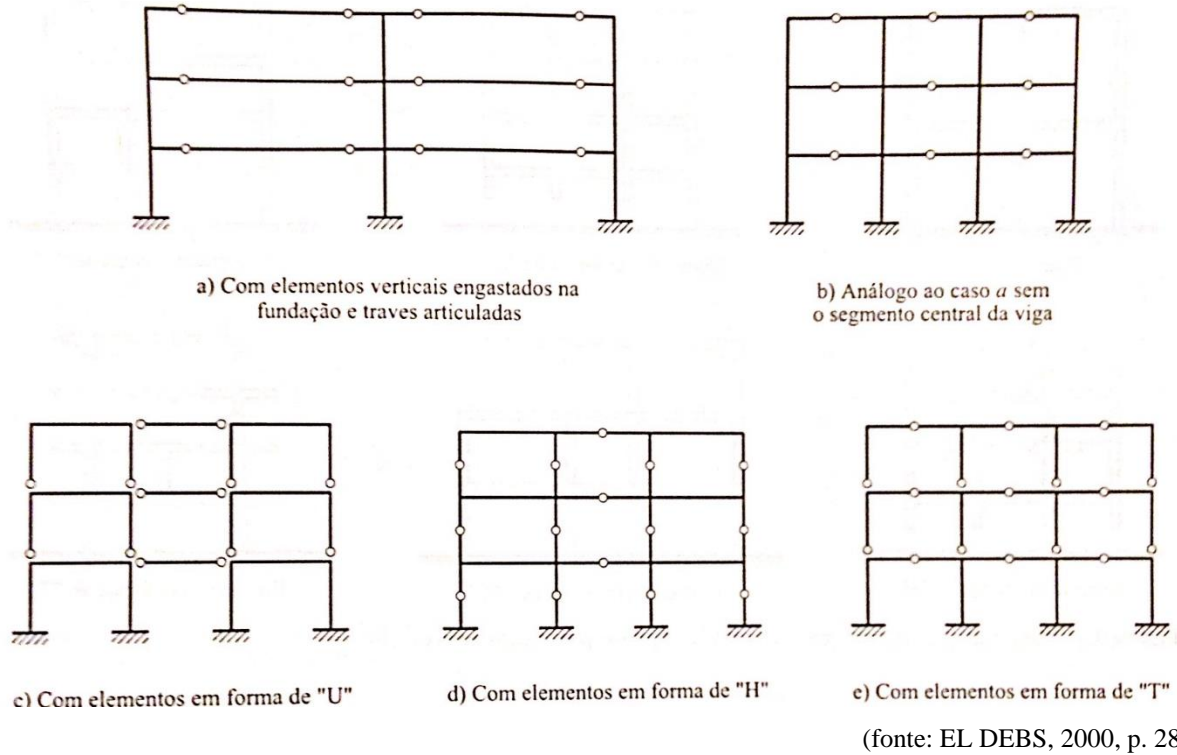
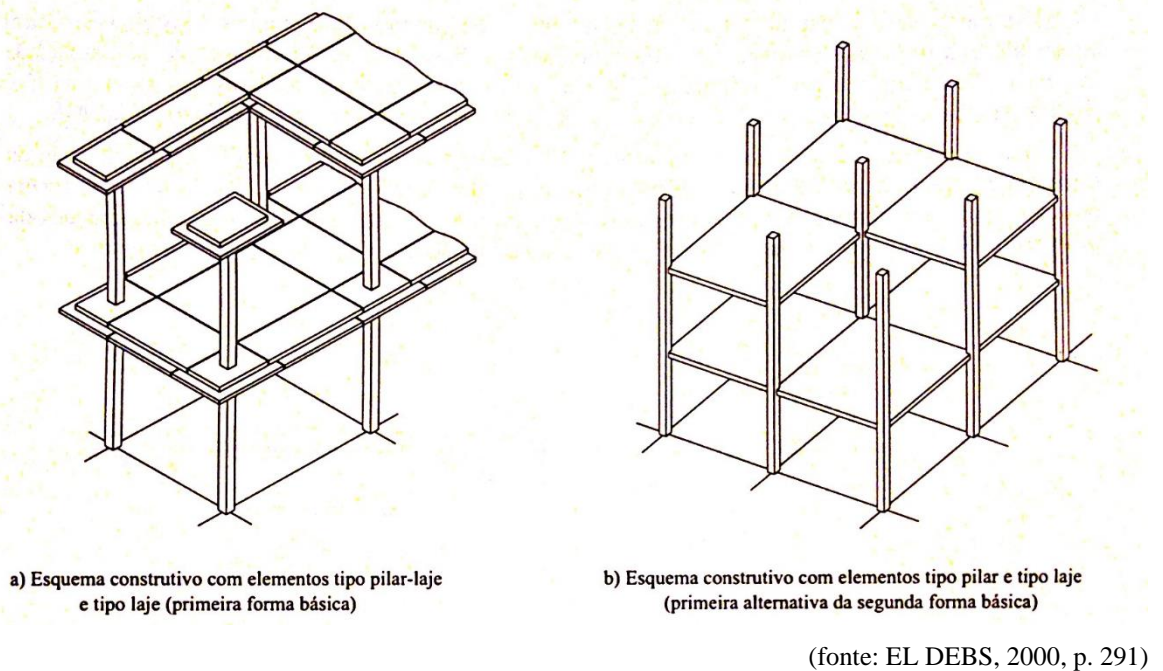


Figura 12 – Esquema construtivo com sistemas estruturais de pavimentos sem vigas



A utilização de sistemas de contraventamento para estabilização também é possível, este sistema pode ou não estar combinados com os sistemas estruturais destinados as cargas verticais. A tipologia do sistema de contraventamento é sugerido em função de número de pavimentos do edifício (EL DEBS, 2000, p. 295).

Além dos tipos de estruturas apresentados, El Debs (2000. P. 296) apresenta também os sistemas estruturais compostos com paredes portantes. Estes painéis portantes podem chegar a ter as dimensões da fachada, resultando assim um projeto com um número reduzido de painéis, porém, com a utilização deste tipo, os painéis serão pesados, necessitando de um sistema logístico mais elaborado. Painéis com altura do pavimento também pode ser a solução escolhida, aumentando assim o número de painéis necessários para composição da estrutura, conseqüentemente aumentando o número de ligações necessárias, porém com uma logística envolvida mais simples quando comparado ao sistema de painéis de dimensões da fachada.

Munte Construções Industrializadas (2007, p. 403) sobre a utilização de painéis de fachada relata que:

Em função da pequena espessura das placas, a carga por metro quadrado dos painéis arquitetônicos de fachada pode ser comparada com as de uma alvenaria comum. Sua utilização, portanto, não provoca alterações no projeto estrutural como um todo, o que permite propor fachadas arquitetônicas pré-fabricadas de concreto em qualquer edificação.

A opção de usar o sistema de painéis arquitetônicos no início do projeto, porém, pode gerar grandes economias ao projeto estrutural. Apoiados pelas suas extremidades na estrutura reticulada da fachada, os painéis vencem o vão e aproximam o ponto de aplicação da carga dos apoios, reduzindo o momento fletor nas vigas e, conseqüentemente, proporcionando economia nas armações.

O conceito estrutural da fachada pré-fabricada baseia-se em peças isoladas, ficadas de maneira isostática entre dois pavimentos. Nesse tipo de ligação são permitidas as deformações naturais da estrutura, principalmente na incidência de vento, o que possibilita o deslocamento relativo entre pavimentos.

A composição de painéis é uma opção também, neste caso elementos tridimensionais são elaborados para montagem do sistema estrutural, sua utilização aponta para a industrialização da construção (EL DEBS, 2000, p. 299).

## 4 DESCRIÇÃO

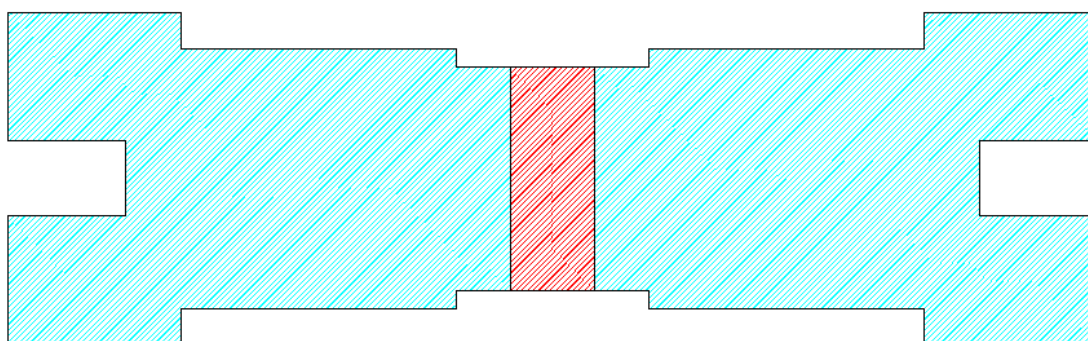
A descrição das características apresentadas é baseada em um projeto existente com algumas adaptações necessárias para uma nova solução estrutural.

### 4.1 DESCRIÇÃO DO PRÉDIO

O prédio é composto de oito pavimentos, totalizando uma área de 6103,94 m<sup>2</sup>, sendo todos os pavimentos destinados ao uso residencial. Todos os pavimentos apresentam o mesmo layout, incluído oito apartamentos juntamente com as áreas de circulação. A diferença do pavimento térreo para os outros se dá nas dimensões de algumas aberturas.

O edifício foi desenvolvido da seguinte maneira, separado em três blocos, dois deles laterais, cada um destes contempla quatro apartamentos e uma parte da circulação. Um terceiro bloco, aonde estão localizados a escada e os elevadores, este é o bloco central, e terá elementos estruturais diferentes em relação aos outros dois. A figura 13 apresenta o esquema referente a separação destes blocos.

Figura 13 – Esquema de separação da estrutura

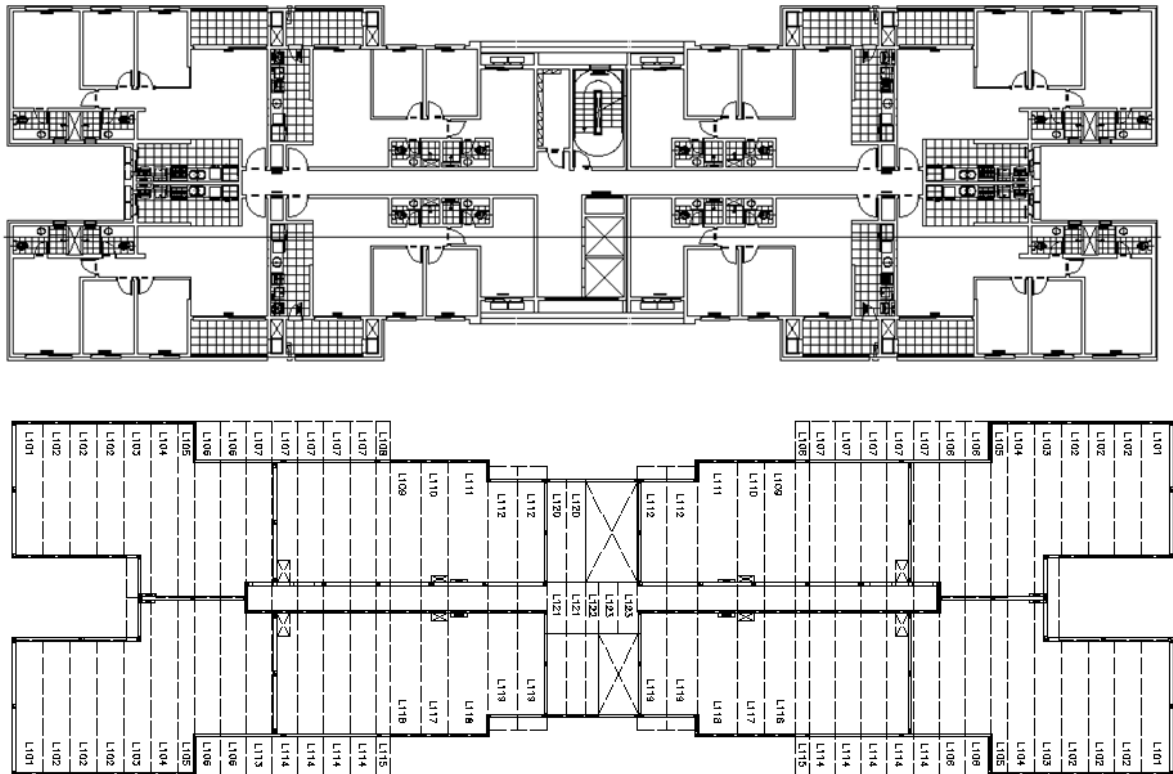


(fonte: elaborada pelo autor)

A estrutura do prédio, anteriormente em alvenaria estrutural, será alterada de modo que sejam utilizados elementos pré-fabricados, estes elementos sustentariam todos os carregamentos provenientes das solicitações. Algumas simplificações em relação a arquitetura original foram

elaboradas, em busca de uma estrutura com maiores linhas retas, tornando-a assim em um layout mais propenso ao uso do pré-fabricado. A figura 14 apresenta a planta inicial do edifício juntamente com a planta utilizada da nova proposta estrutural para uma análise de modificações no layout do empreendimento.

Figura 14 – Análise de diferenças entre layout inicial e layout utilizado



(fonte: elaborada pelo autor)

Serão utilizados painéis estruturais pré-fabricados, estes painéis estarão dispostos em todas as paredes de periferia e também nas paredes divisórias entre diferentes apartamentos e circulação. Para esta nova proposta foram mantidas as aberturas originais apresentadas pelo projeto executivo já existente. Em relação a tipologia de algumas paredes, algumas foram alteradas, da alvenaria para o drywall, proporcionando uma maior liberdade para cada layout interno e amenizando carregamentos. Em relação a trechos de painéis muito curtos, estes seriam concretados em obra devido a simplicidade de execução.

Em relação às lajes, será utilizado uma pré laje, apoiada em painéis ou vigas, dependendo do setor em que está localizada no edifício, posteriormente será concretada uma capa, uniformizando toda estrutura. Nas lajes também foram mantidas as aberturas necessárias

previstas em projeto executivo, algumas alterações de posicionamento foram feitas, com a finalidade de otimizar paginação das lajes. As plantas serão apresentadas no apêndice A.

## 4.2 CARREGAMENTOS NAS LAJES

Os carregamentos atuantes nas lajes das estruturas variam de acordo com a utilização dada para cada parte do pavimento (tipo e cobertura). Os carregamentos são divididos em: peso próprio, permanentes e sobrecarga.

### 4.2.1 Carregamentos devido ao peso próprio

O estudo sobre o peso próprio da estrutura é feita automaticamente pelo software. A análise é calculada através da definição das propriedades do material utilizado. Para a concepção deste projeto foi utilizado um peso específico do concreto de  $25 \text{ kg/m}^3$ . A partir desta informação o software se encarrega de calcular todo o peso próprio do projeto a ser analisado.

### 4.2.2 Carregamentos devido a cargas permanentes

Para o carregamento permanente nos pavimentos tipo foi utilizado uma carga de  $1 \text{ kN/m}^2$  devido a consideração de revestimentos futuros aplicados na construção. Além disso, como não está prevista uma modulação definitiva das paredes internas dos apartamentos, foi utilizado também uma carga de  $0,5 \text{ kN/m}^2$  para suprir esta necessidade. Portanto este carregamento final de  $1,5 \text{ kN/m}^2$  será aplicado em toda área do pavimento, representando assim uma parte do carregamento final do pavimento. Já para a cobertura será adotado um carregamento permanente no valor de  $2,5 \text{ kN/m}^2$ , devido diferença da tipologia de revestimento utilizado, possivelmente uma laje impermeabilizada com proteção mecânica.

### 4.2.3 Carregamentos devido à sobrecarga

Os carregamentos devido à sobrecarga foram considerados de acordo com a necessidade de cada pavimento, todos estes normatizados através da NBR 6120. A tabela 3 indica estes carregamentos para os diversos casos apresentados na NBR 6120.

Tabela 3 – Valores mínimos de cargas verticais

		Unid.: kN/m <sup>2</sup>
Local		Carga
1	Arquibancadas	4
2	Balcoões	-
3	Bancos	2 1,5
4	Bibliotecas	2,5 4 6
5	Casas de máquinas	7,5
6	Cinemas	3 4 2
7	Clubes	3 4 5 2
8	Corredores	3 2
9	Cozinhas não residenciais	3
10	Depósitos	-
11	Edifícios residenciais	1,5 2
12	Escadas	3 2,5
13	Escolas	3 2
14	Escritórios	2
15	Forros	0,5
16	Galérias de arte	3
17	Galérias de lojas	3

continua



continuação

	Local	Carga
20 Hospitais	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação, sala de cirurgia,	2
	Corredor	3
21 Laboratórios	Incluindo equipamentos, a ser determinado em cada caso, porém com o mínimo	3
22 Lavanderias	Incluindo equipamentos	3
23 Lojas		4
24 Restaurantes		3
25 Teatros	Palco	5
	Demais dependências: cargas iguais às especificadas para cinemas	-
26 Terraços	Sem acesso ao público	2
	Com acesso ao público	3
	Inacessível a pessoas	0,5
	Destinados a heliportos elevados: as cargas deverão ser fornecidas pelo órgão competente do Ministério da Aeronáutica	-
27 Vestíbulo	Sem acesso ao público	1,5
	Com acesso ao público	3

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 3)

Para os pavimentos de tipos residenciais, foi considerado uma sobrecarga de 2 kN/m<sup>2</sup> para todos os cômodos do layout arquitetônico, com isso essa carga cobre toda a área do pavimento tipo. Para a cobertura será adotado um valor de carregamento de 1 kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.2.4 Resumo dos carregamentos

Na tabela 4 é apresentado o resumo dos carregamentos aplicados nas lajes da estrutura dos pavimentos tipo e cobertura.

Tabela 4 – Resumo dos carregamentos

Pavimento	Peso Próprio	Permanente (kN/m <sup>2</sup> )	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )
Tipo	Automático	1,5	2
Cobertura	Automático	2,5	1

(fonte: elaborada pelo autor)

### 4.3 CARREGAMENTOS DE PAINÉIS ESTRUTURAIS E VIGAS

Além das reações das lajes apoiadas sobre a estrutura, consideramos também o peso próprio destes outros elementos estruturais, como painéis, vigas e qualquer outro elemento utilizado. O peso próprio da estrutura já é dado automaticamente pelo software de análise estrutural, através da entrada de dados sobre os materiais utilizados.

As reações das lajes e seus carregamentos foram discretizados pela modelagem estrutural através do software ETABS 2015.

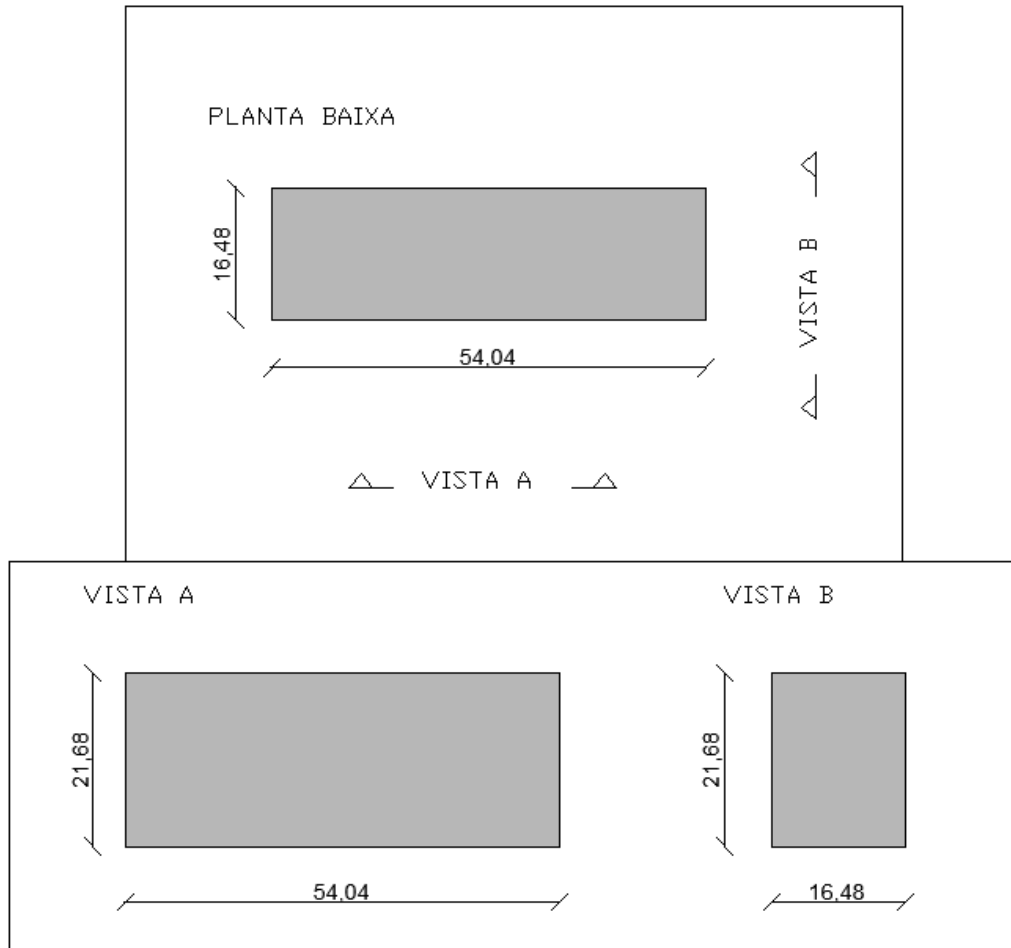
Para as cargas referente às escadas, foi utilizado um sistema que simula este carregamento, o sistema é disposto da seguinte maneira, uma laje com o carregamento (peso próprio + sobrecarga + revestimento) referente à escada foi aplicado em uma laje apoiada apenas em 2 vínculos, assim como a escada do projeto arquitetônico. Este modelo foi adotado para tornar mais simples a aplicação das cargas sobre os painéis da fachada.

Outra parcela do carregamento atuante na estrutura, é a do vento, se faz necessário esta análise para também ser inserido na modelagem estrutural.

#### 4.3.1 Carregamento devido ao vento

Para a realização dos cálculos referente às forças de vento, algumas simplificações em relação a geometria da edificação foram realizadas, tornando-a uma edificação com forma retangular em planta e também em corte. As dimensões foram mantidas originais. A figura 15 representa esquematicamente a edificação considerada para cálculo das forças devido ao vento.

Figura 15 – Edificação representada esquematicamente para cálculo do vento



(fonte: elaborada pelo autor)

Para o cálculo da força de vento aplicado na estrutura, foram utilizadas as fórmulas 4 e 5. O edifício está situado no município de Porto Alegre, aonde a velocidade básica do vento, de acordo com a figura 8, é de 45 m/s, outro fator necessário é o  $S_1$ , fator este que depende da região em que o prédio está situado, foi considerado uma região plana, portanto  $S_1$  é igual a 1. Outra consideração apresentada é que o terreno está coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados em uma zona urbanizada, portanto categoria IV, e classe C, visto que uma das dimensões do prédio excede os 50m. Com estas informações e com a altura  $z$  do prédio e 21,68m, e de acordo com a tabela 2, o fator  $S_2$  foi considerado 0,93. O valor de  $S_3$  é igual a 1, devido a utilização do prédio ser de uso residencial. Com estes valores aplicados nas fórmulas 4 e 5, obtemos os seguintes valores para a velocidade característica e da pressão dinâmica.

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 = 45 * 1 * 0,93 * 1 = 41,85 \text{ m/s} \quad (4)$$

$$q = 0,613 * V_k^2 = 0,613 * 41,85^2 = 1073,62 \text{ Pa} \quad (5)$$

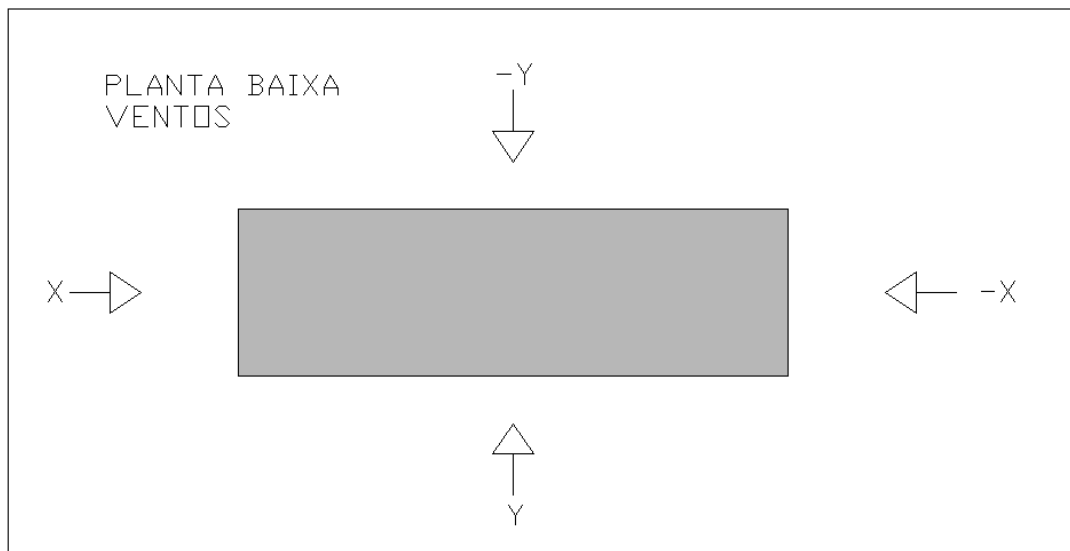
Além das informações já demonstradas, são necessários outros dados para que possam ser definidos os coeficientes de forma externa, sendo (a) a maior dimensão em planta, (b) a menor e (h) a altura do prédio.

$$\text{a) } h/b = 21,68/16,48 = 1,31;$$

$$\text{b) } a/b = 54,04/16,48 = 3,28.$$

Foram utilizadas 4 direções de aplicações de vento na estrutura, a figura 16 apresenta as direções utilizadas.

Figura 16 – Direções de ventos consideradas



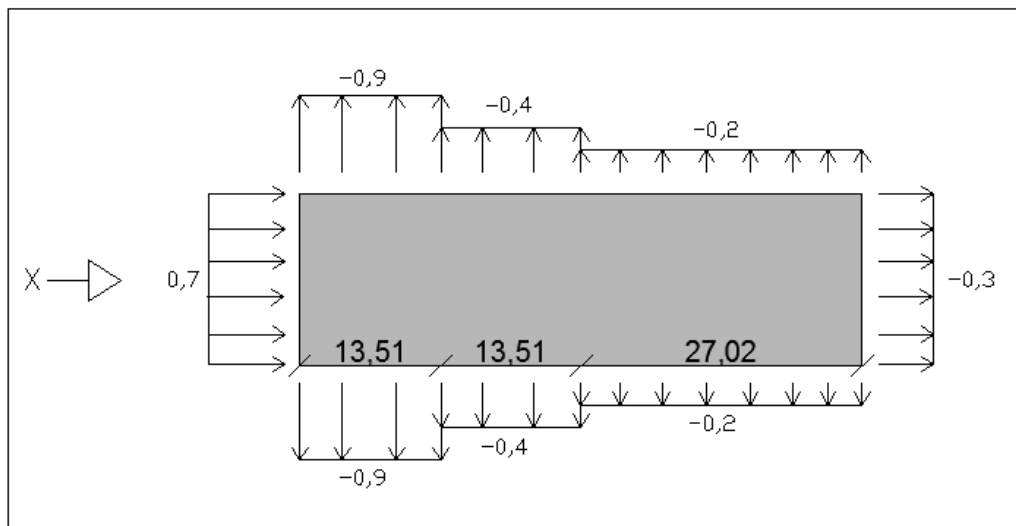
(fonte: elaborada pelo autor)

A NBR 6123 define que para ventos na direção 0° deve ser utilizado o maior valor entre  $b/3$  e  $a/4$ . Já para 90° o menor valor entre  $2h$  e  $b/2$  deve ser adotado (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 14). A figura 8, antes apresentada, indica aonde estes comprimentos devem ser aplicados na estrutura.

- a)  $b/3 = 16,45/3 = 5,49$
- b)  $a/4 = 54,04/4 = 13,51$
- c)  $2h = 2*21,68 = 43,36$
- d)  $b/2 = 16,28/2 = 8,24$

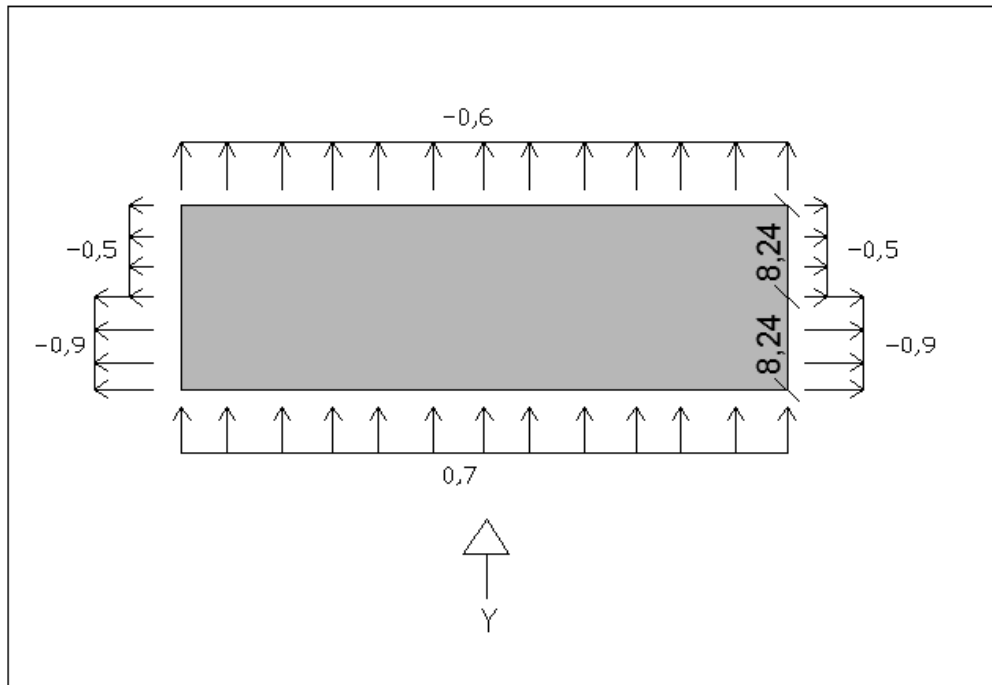
Com estes valores definidos, são apresentados nas figuras 17 e 18, todos os coeficientes de pressão externa utilizados para que sejam definidas as pressões aplicadas na estrutura.

Figura 17 – Coeficientes de pressão externa para vento na direção X



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 18 – Coeficientes de pressão externa para vento na direção Y



(fonte: elaborada pelo autor)

Para consideração dos eixos  $-X$  e  $-Y$  foram utilizados os mesmos coeficientes, porém foram espelhados de acordo com as direções originais  $X$  e  $Y$ .

Para os coeficientes de pressão interna foram considerados igual a 0, a NBR 6123 sugere que seja utilizado o valor mais desfavorável entre 0 e 0,2 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p.13).

Com os valores de pressão dinâmica e coeficientes já definidos, é possível dimensionar os valores que serão aplicados na estrutura. A tabela 5 apresenta estes valores.

Tabela 5 – Pressões aplicadas na estrutura

Coeficiente	Pressão dinâmica (Pa)	Pressão aplicada (kN/m <sup>2</sup> )
0,2	1073,62	0,214
0,3	1073,62	0,322
0,4	1073,62	0,429
0,5	1073,62	0,536
0,6	1073,62	0,644
0,7	1073,62	0,751
0,9	1073,62	0,966

(fonte: elaborada pelo autor)

## 5. PROPRIEADES DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Algumas propriedades em relação ao dimensionamento dos elementos estruturais foram realizadas conforme as seguintes características dos materiais.

a)  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$  – concreto

b)  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$  – aço CA50

Após definidos os materiais utilizados, abaixo são calculadas algumas propriedades para os materiais.

$$E = 0,85 * 5600 * \sqrt{f_{ck}} = 0,85 * 5600 * \sqrt{40} = 30104,88 \text{ MPa} \quad (10)$$

$$\sigma_{clim} \leq 0,5 * f_{ck} \leq 0,5 * 40 \leq 20 \text{ MPa} \quad (11)$$

$$\sigma_t = f_{ct,m} = 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 * 40^{\frac{2}{3}} = 3,5 \text{ MPa} \quad (12)$$

$$f_{cd} = 0,85 * \frac{f_{ck}}{1,4} = 0,85 * \frac{40}{1,4} = 24,28 \text{ MPa} \quad (13)$$



$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{50}{1,15} = 43,47 \text{ kN/cm}^2 \quad (14)$$

Onde:

$E$  é o módulo de elasticidade do concreto (MPa);

$f_{ck}$  é a resistência característica do concreto (MPa);

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

$\sigma_{clim}$  é o limite da tensão de compressão do concreto, considerando o limite para protensão (MPa);

$\sigma_t$  é o limite da tensão de tração do concreto (MPa);

$f_{ct,m}$  é a resistência média a tração do concreto (MPa);

$f_{yk}$  é a resistência característica do aço à tração (kN/cm<sup>2</sup>);

$f_{yd}$  é a resistência de cálculo do aço à tração (kN/cm<sup>2</sup>);

## 6. MODELAGEM

A escolha do software para modelagem foi o ETABS 2015, este software é direcionado para a análise de edifícios altos, apresentando assim algumas ferramentas pré-estabelecidas para auxiliar no desenvolvimento do modelo a ser analisado.

Para efeito de modelagem o prédio foi dividido em três partes, dois blocos, em cada bloco se concentram quatro apartamentos e uma parte da circulação, e um terceiro bloco, este, o bloco central do prédio, nesta parte que estão inseridos os elevadores e a escada. Para modelagem das partes laterais do prédio, basicamente foram usadas paredes estruturais pré-fabricadas e uma laje de 12cm, dividida em pré-laje e capa, concretada posteriormente. Para o elemento central do prédio, outra solução foi adotada, basicamente elaborada em vigas pré-fabricadas, apoiadas nos painéis já existentes.

O software ETABS 2015, apresenta um sistema de modelagem de estrutura com ferramentas pré-estabelecidas, para criação das paredes do modelo foram demarcados todos os eixos dos elementos necessários e então utilizada a ferramenta respectiva para cada elemento. A partir dessa modelagem, todos os elementos foram replicados para os pavimentos semelhantes. Para que fossem inseridas as aberturas necessárias de projeto, o software também apresenta uma ferramenta em que é possível determinar as dimensões e posições as aberturas em relação as paredes, conforme layout o empreendimento, as aberturas no pavimento térreo são diferentes em relação aos outros pavimentos. Durante a etapa de modelagem também foi necessário determinar as condições de perímetro e de apoio das lajes existentes na estrutura, ressaltando que há diferença entre as lajes do pavimento tipo e da cobertura do edifício.

Com os carregamentos previamente definidos, foi possível aplica-los em um modelo estrutural apresentado na figura 19.

Figura 19 - Modelo estrutural analisado



(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES INC, 1995)

Foram realizadas 14 combinações referentes (8 em relação ao estado limite-último e 6 em relação ao estado limite de serviço) aos carregamentos aplicados na estrutura. Os tipos de carregamentos aplicados foram:

- a) peso próprio (calculado pelo próprio software);
- b) carregamento permanente;
- c) carregamento de sobrecarga;
- d) vento direção X
- e) vento direção -X
- f) vento direção Y;
- g) vento direção -Y.

Para realizar as combinações, foram tomadas como base as tabelas 6 e 7, que indicam como devem ser apresentadas as combinações em relação a seus coeficientes de ponderação.

Tabela 6 – Combinações ELU

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado <sup>a</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k\max}$ e $P_{k\min}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_s, \text{ min, onde: } Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção <sup>b</sup>		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
Excepcionais <sup>b</sup>		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
<p>onde</p> <p><math>F_d</math> é o valor de cálculo das ações para combinação última;</p> <p><math>F_{gk}</math> representa as ações permanentes diretas;</p> <p><math>F_{ek}</math> representa as ações indiretas permanentes como a retração <math>F_{egk}</math> e variáveis como a temperatura <math>F_{eqk}</math>;</p> <p><math>F_{qk}</math> representa as ações variáveis diretas das quais <math>F_{q1k}</math> é escolhida principal;</p>		

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 67)

No caso das combinações referente ao estado limite de serviço, foram usadas combinações quase permanentes de serviço (CQP) e combinações frequentes (CF), combinações raras não foram contempladas.

Tabela 7 – Combinações ELS

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_2 F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor característico $F_{q1k}$ e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$
<p>onde</p> <p><math>F_{d,ser}</math> é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;</p> <p><math>F_{q1k}</math> é o valor característico das ações variáveis principais diretas;</p> <p><math>\psi_1</math> é o fator de redução de combinação frequente para ELS;</p> <p><math>\psi_2</math> é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.</p>		

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 69)

Em relação aos coeficientes de ponderação, estes foram aplicados de acordo com a tabela 8 (para combinações referentes ao ELU) e tabela 9 (para combinações referentes ao ELS).

Tabela 8 – Coeficientes ELU

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

onde  
*D* é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

<sup>a</sup> Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 65)

Tabela 9 – Coeficientes ELS

Ações		$\gamma_{f2}$		
		$\psi_0$	$\psi_1^a$	$\psi_2$
<b>Cargas acidentais de edifícios</b>	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>b</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas <sup>c</sup>	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
<b>Vento</b>	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
<b>Temperatura</b>	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

<sup>a</sup> Para os valores de  $\psi_1$  relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.  
<sup>b</sup> Edifícios residenciais.  
<sup>c</sup> Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 65)

Com base nos carregamentos e nas tabelas 6, 7, 8 e 9 foram consideradas as seguintes combinações.

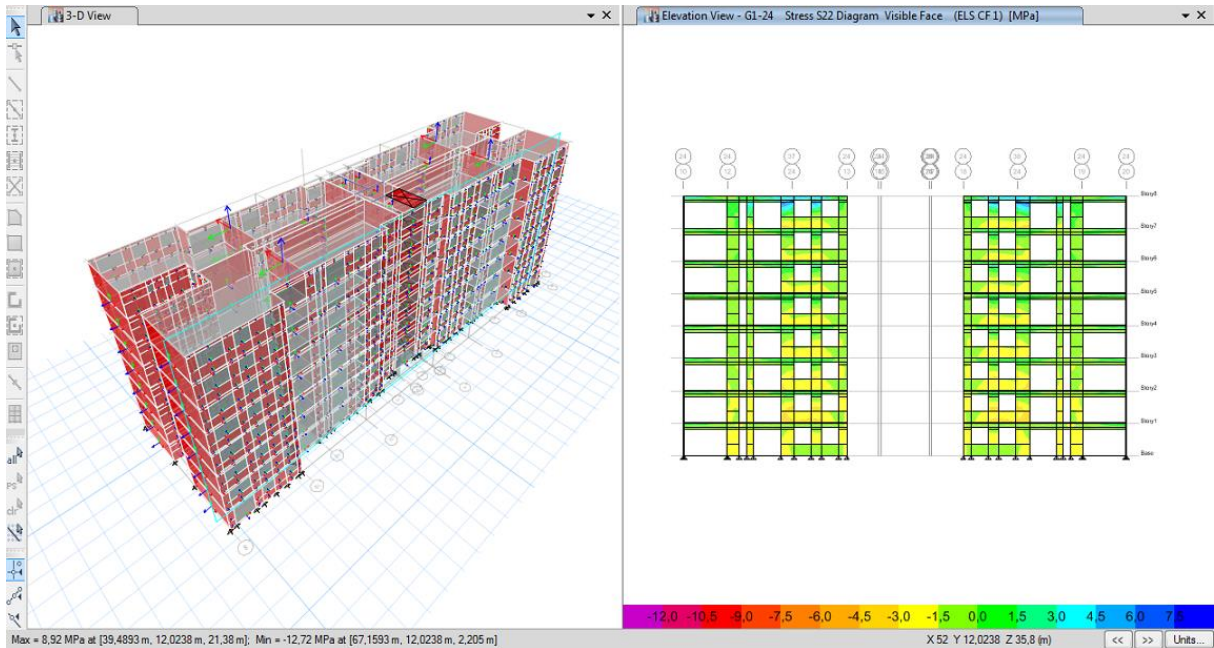
$$a) 1,4pp + 1,4perm + 1,4sc + 0,84vx - ELU;$$

- b)  $1,4pp + 1,4perm + 1,4sc + 0,84vy$  - ELU;
- c)  $1,4pp + 1,4perm + 1,4sc + 0,84v-x$  - ELU;
- d)  $1,4pp + 1,4perm + 1,4sc + 0,84v-y$  - ELU;
- e)  $1,4pp + 1,4perm + 1,4vx + 0,7sc$  - ELU;
- f)  $1,4pp + 1,4perm + 1,4vy + 0,7sc$ ; - ELU
- g)  $1,4pp + 1,4perm + 1,4v-x + 0,7sc$  - ELU;
- h)  $1,4pp + 1,4perm + 1,4v-y + 0,7sc$  - ELU;
- i)  $1pp + 1perm + 0,3sc$  – ELS CQP;
- j)  $1pp + 1perm + 0,4sc$  – ELS CF;
- k)  $1pp + 1perm + 0,3sc + 0,3vx$  – ELS CQP;
- l)  $1pp + 1perm + 0,3sc + 0,3vy$  – ELS CQP;
- m)  $1pp + 1perm + 0,3sc + 0,3v-x$  – ELS CQP;
- n)  $1pp + 1perm + 0,3sc + 0,3v-y$  – ELS CQP;

Com estas combinações aplicadas na estrutura, foi possível analisar os esforços atuantes na estrutura. Para cada vista estudada, foi verificado se a tensão máxima de serviço apresentada não ultrapassasse a tensão limite do projeto que é de 50% do fck do concreto, limite semelhante ao utilizado em estruturas de concreto protendido, sendo então de 20 MPa.

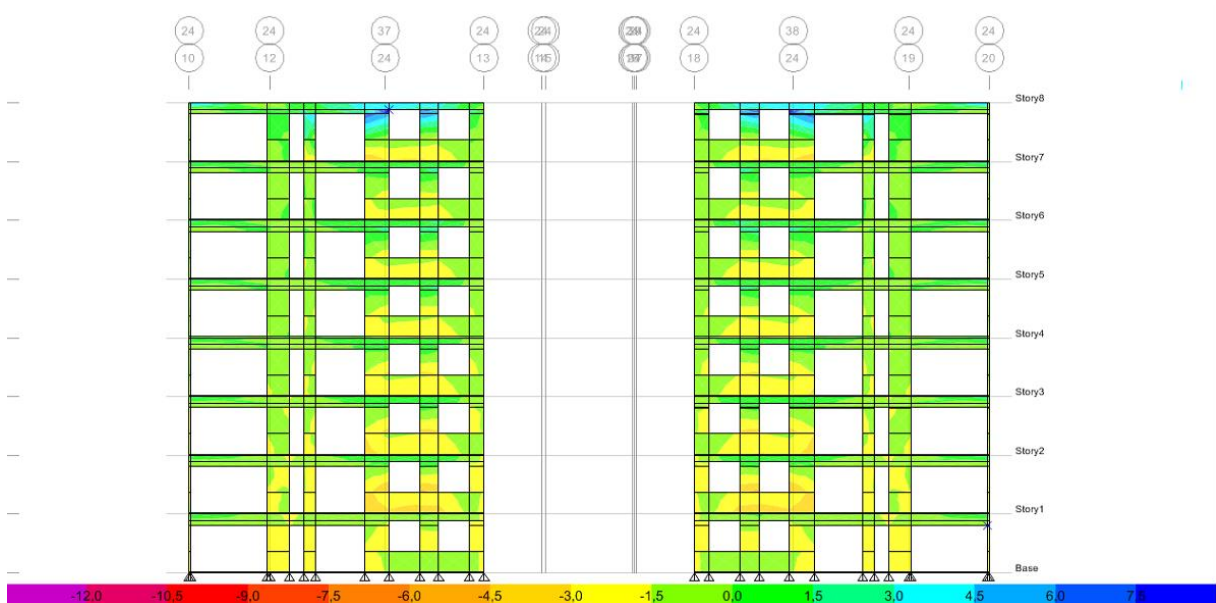
Foi visto que as tensões máximas e mínimas de serviço de compressão do concreto encontradas dentro das 6 combinações de serviços tem valores de 8,92 MPa e -12,72 MPa e são apresentadas na vista frontal, nas coordenadas (39,4893, 12,0238, 21,38) e (67,1593, 12,0238, 2,205) respectivamente, ambas encontradas na combinação de serviço frequente, apresentada letra j. As representações dos sinais indicam a face em que está apresentada a força, neste caso a força de sinal negativo sendo apresentada na face interna. A figura 20 apresenta estes dados de tensões máximas e mínimas encontradas e a figura 21 indica os pontos em que ocorrem estas tensões.

Figura 20 – Tensões máximas e mínimas de serviço encontradas



(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES INC, 1995)

Figura 21 – Pontos de máximas e mínimas tensões de serviço

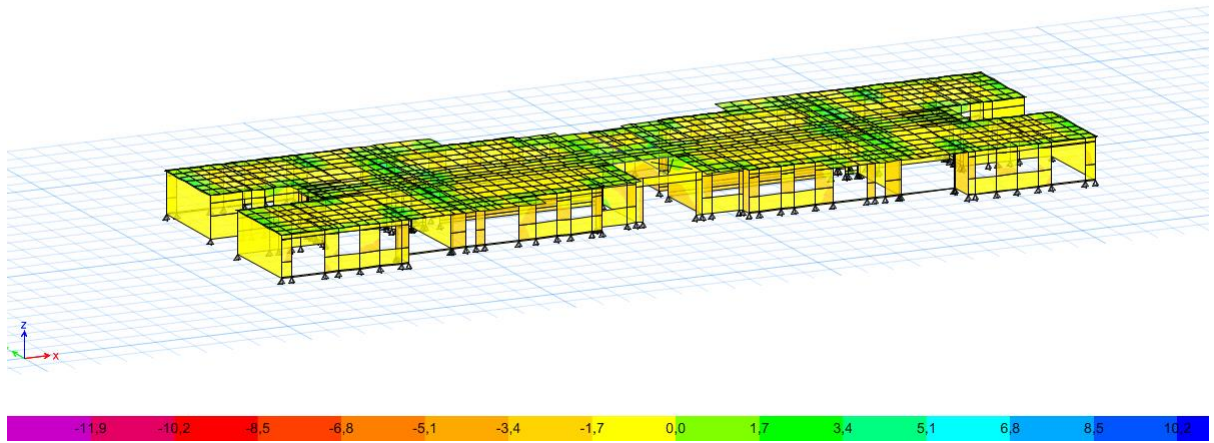


(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES INC, 1995)

Além desta verificação de tensões máximas e mínimas, também foram verificadas as tensões de serviço relacionadas a compressão em toda a base do edifício, para que estas estivessem dentro dos valores requeridos. Além de uma vista geral como a figura 22 indica, cada plano foi analisado individualmente para que houvesse uma maior precisão nos resultados, as figuras 23 a 28 exemplificam as demais paredes.

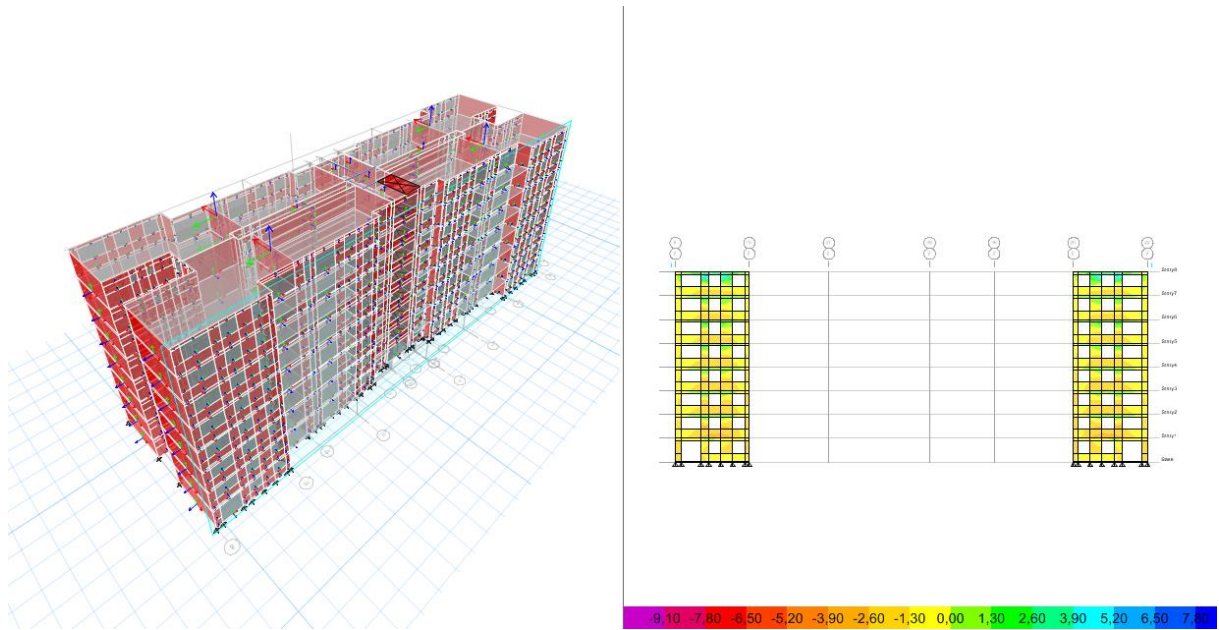


Figura 22 – Tensões de serviço na base do edifício



(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES INC, 1995)

Figura 23 – Tensões de serviço no edifício vista 1 externa



(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES INC, 1995)

Figura 24 – Tensões de serviço no edifício vista 2 externa

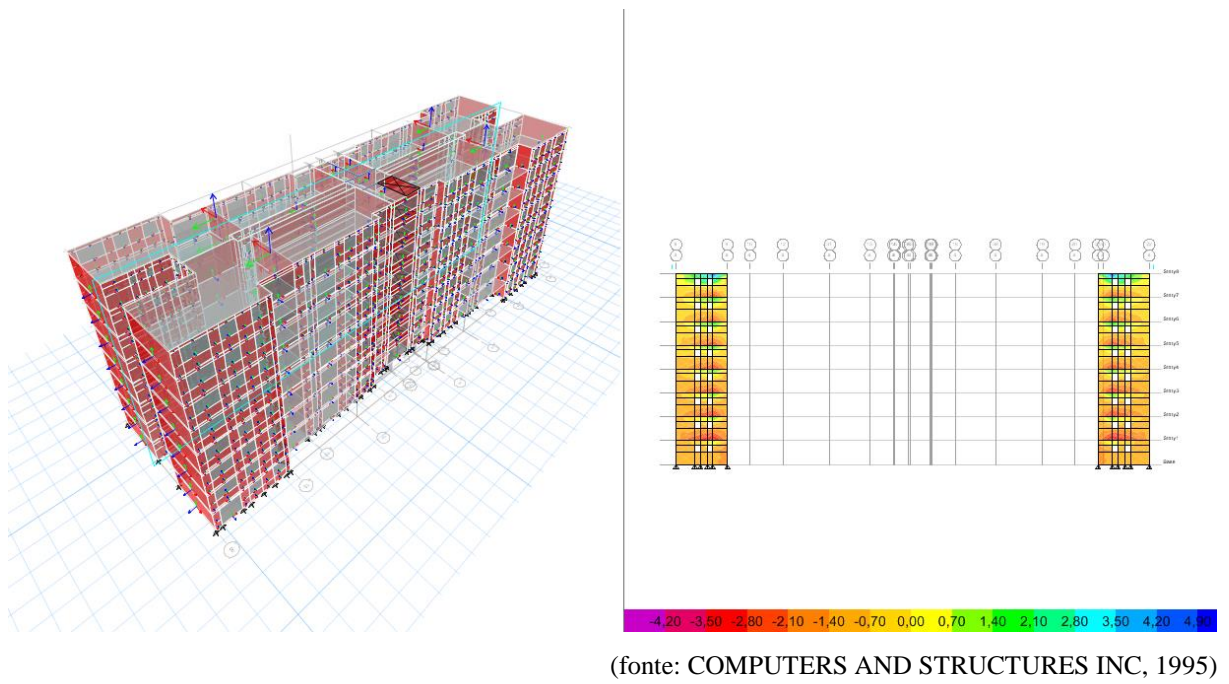


Figura 25 – Tensões de serviço no edifício vista 3 externa

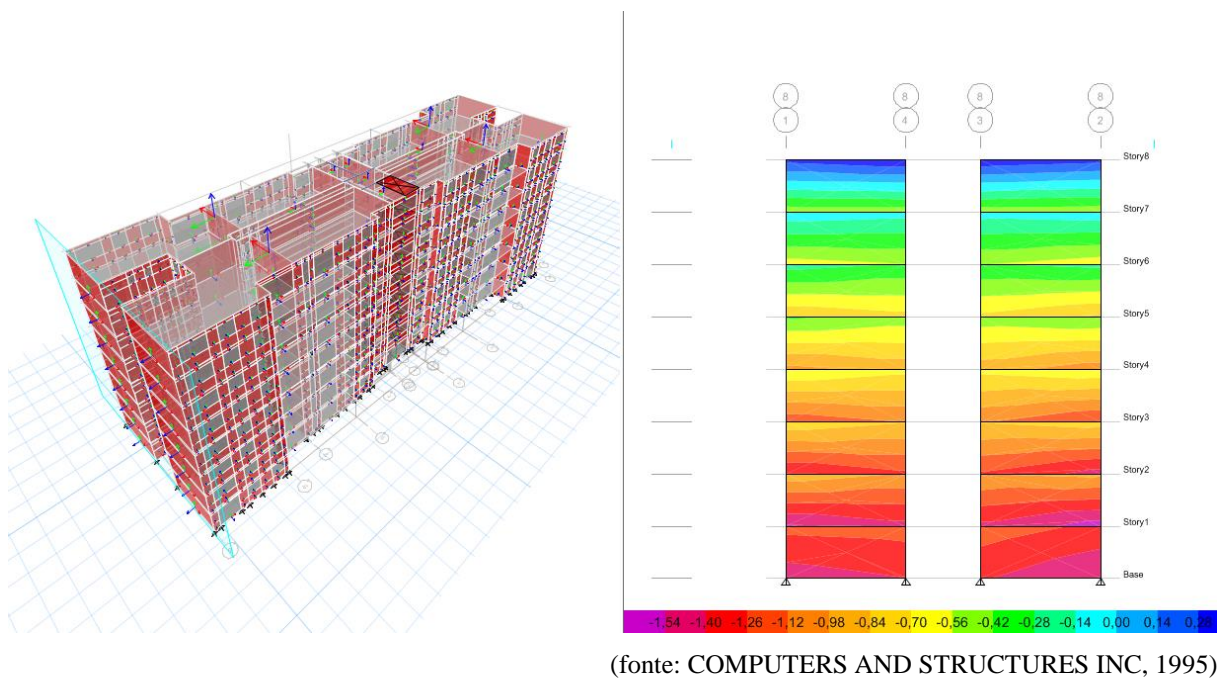


Figura 26 – Tensões de serviço no edifício vista 1 interna

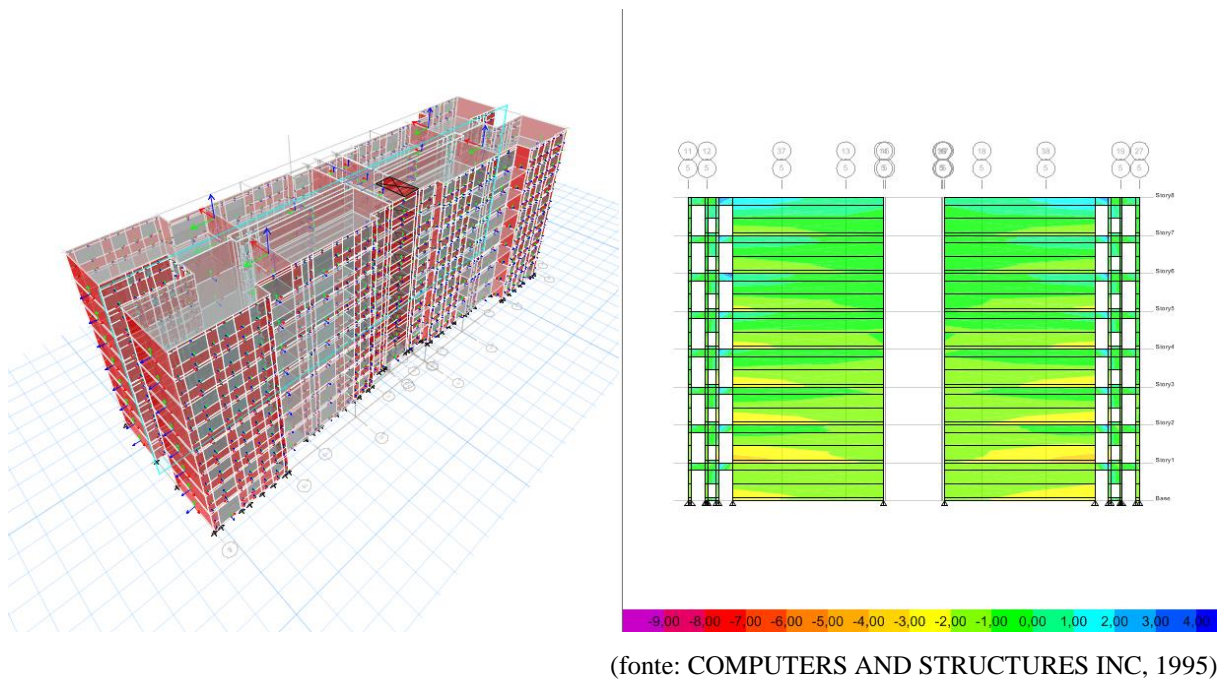


Figura 27 – Tensões de serviço no edifício vista 2 interna

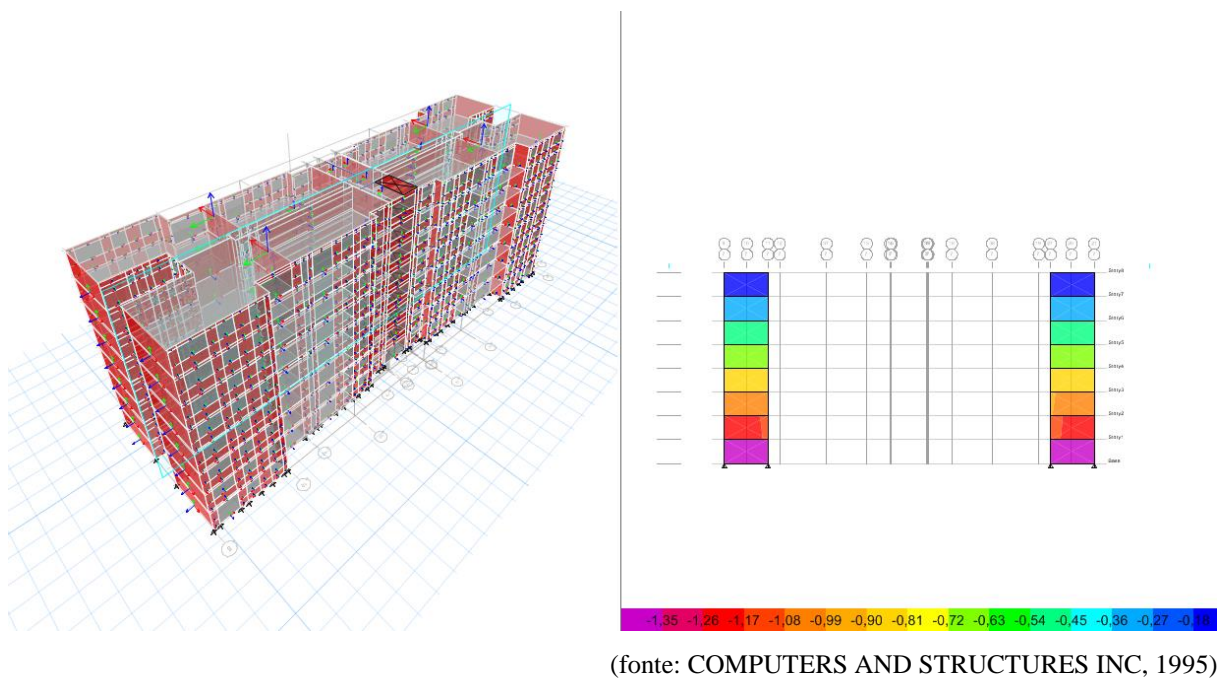
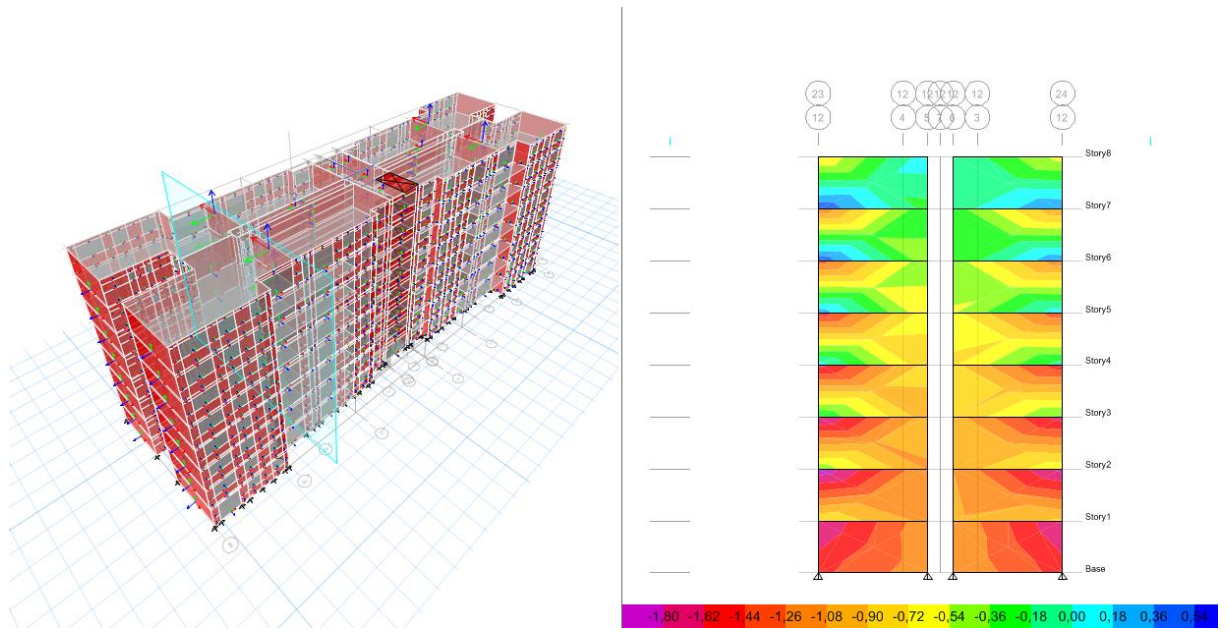


Figura 28 – Tensões de serviço no edifício vista 3 interna



(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES INC, 1995)

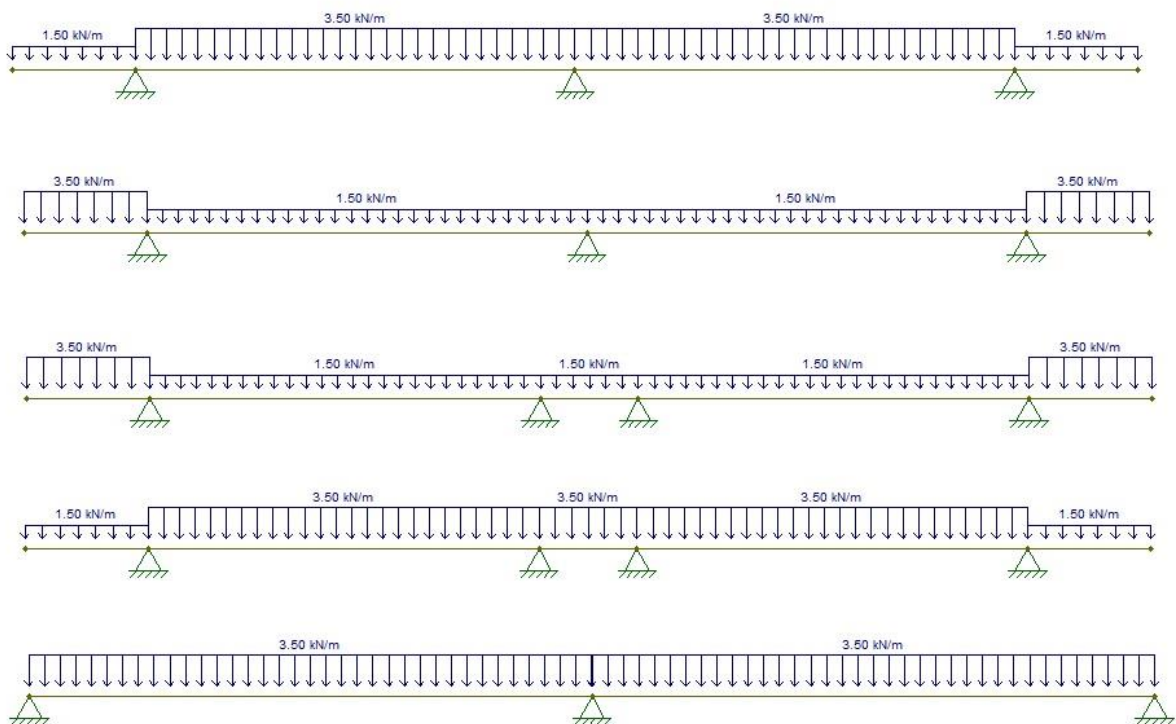
Com essa análise geral das tensões de base internas e externas foi constatado que todas as tensões estiveram abaixo do valor limite, portanto satisfatórias.

## 7. DIMENSIONAMENTO

### 7.1 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DA LAJE

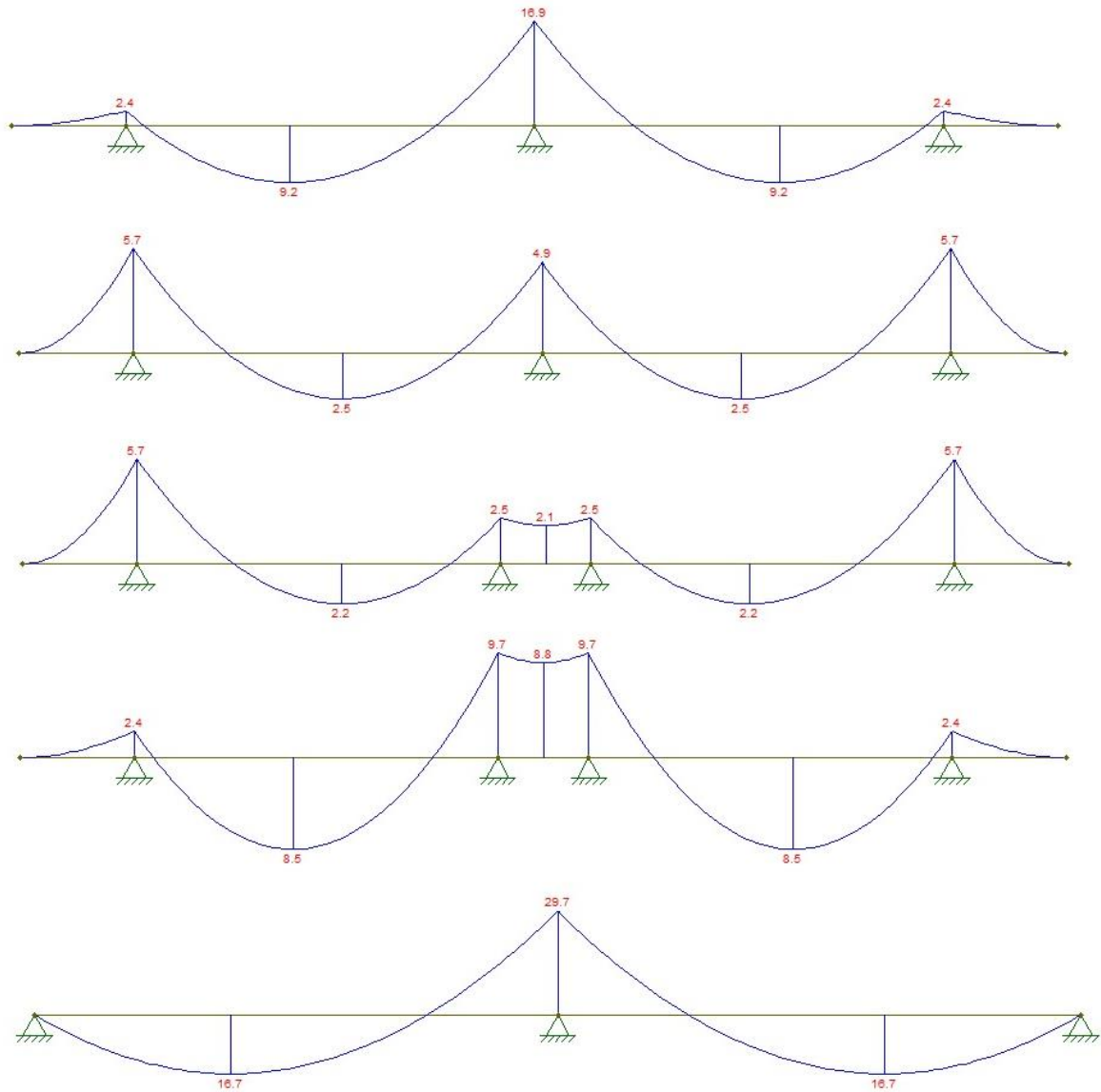
Para determinação da área de armadura utilizada na laje (parte será utilizada na pré-laje e outra será colocada junto a concretagem da capa), foi desenvolvido através da análise do momento aplicado na laje, obtido através da análise de seções da laje e calculado através das fórmulas 15 a 19. Foram admitidas seções da laje com 1m de largura, portanto assim se comportando como o dimensionamento de uma viga, para análise dessas seções foi utilizado o software computacional FTOOL. As figuras 29 e 30 apresentam as seções analisadas.

Figura 29 – Carregamento aplicado nas lajes



(fonte: PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO DE JANEIRO, 2012)

Figura 30 – Diagrama de momento nas lajes



(fonte: PONTIFÍCA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO DE JANEIRO, 2012)

Aplicando-se então os valores mais desfavoráveis obtém-se as seguintes áreas de armaduras positivas e negativas.

$$d = l - c = 12 - 3,5 = 8,5 \text{ cm} \quad (15)$$

$$x = \frac{d}{\lambda} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_d}{a_c * f_{cd} * b * d^2}}\right) = \frac{8,5}{0,8} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2339}{0,85 * 2,85 * 100 * 8,5^2}}\right) = 1,53 \quad (16)$$

$$A_s = \frac{a_c * \lambda * f_{cd} * b * x}{f_{yd}} = \frac{0,85 * 0,8 * 2,85 * 100 * 1,53}{43,47} = 6,82 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (17)$$

$$x = \frac{d}{\lambda} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_d}{a_c * f_{cd} * b * d^2}}\right) = \frac{8,5}{0,8} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 4158}{0,85 * 2,85 * 100 * 8,5^2}}\right) = 2,91 \quad (18)$$

$$A_s = \frac{a_c * \lambda * f_{cd} * b * x}{f_{yd}} = \frac{0,85 * 0,8 * 2,85 * 100 * 2,91}{43,47} = 12,97 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (19)$$

Onde:

b é a seção retangular da laje(cm);

d é a altura útil da laje (cm);

c é o cobrimento devido a agressividade do ambiente (cm);

l é a altura da laje (cm);

x é a altura da linha neutra (cm);

$\lambda$  é o índice de esbeltez;

$a_c$  é o parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão;

$A_s$  é a área de aço calculada (cm<sup>2</sup>/m);

$M_d$  é o momento de cálculo aplicado na laje (kNcm/m);

$f_{cd}$  é a resistência de cálculo do concreto à compressão (kN/cm<sup>2</sup>);

$f_{yd}$  é a resistência de cálculo do aço à tração (kN/cm<sup>2</sup>).

## 7.2 DIMENSIONAMENTO DOS PAINÉIS

Para que os painéis pudessem ser dimensionados, na etapa de modelagem do edifício, foi necessário que fossem separados em elementos verticais (piers) e horizontais (spandrels), cada elemento recebe um nome e então a armadura é calculada pelo software.

Figura 31 – Piers e spandrels



(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES INC, 1995)

Apenas com essa divisão o software ETABS 2015 consegue determinar uma área de armadura a ser aplicado em cada elemento. Após esse dimensionamento determinado pelo software, é necessário que seja feita uma composição dos elementos piers e spandrels, tornando-os assim no painel desejado. No apêndice A estão presentes algumas plantas que contém os painéis utilizados na composição o edifício, e também o detalhamento executivo de alguns painéis para exemplificar.

Todo o dimensionamento dos elementos foi feito com base nas combinações do estado limite último explicitadas no capítulo 6.

O modo de apresentação do ETABS 2015 para dimensionamento dos elementos é dado da seguinte maneira, a área de armadura necessária, em  $\text{mm}^2$ , é apresentada dentro do próprio elemento, para exemplificar segue a figura 32. Além disso, o ETABS 2015 gera um relatório resumo de cada pier ou spandrel, dando informações sobre o elemento dimensionado, apresentado na figura 33.



Figura 32 – Dimensionamento piers e spandrels



(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES INC, 1995)

Figura 33 – Relatório de dimensionamento apresentado pelo ETABS 2015

ETABS 2015 15.0.0 License #15BNH5CVWXWGFJA

### ETABS 2015 Shear Wall Design

Eurocode 2-2004 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (mm)	Centroid Y (mm)	Length (mm)	Thickness (mm)	LLRF
Story7	P3	27669,3	10223,8	1340	140	1

Material Properties

E (MPa)	f <sub>ck</sub> (MPa)	Lt/Wt Factor (Unitless)	f <sub>yk</sub> (MPa)	f <sub>tdk</sub> (MPa)
30104,88	CONCRETO (40)	CONCRETO (1)	CA50A (435)	A615G-50 (413,66)

Design Code Parameters

γ <sub>c</sub>	γ <sub>s</sub>	α <sub>CC</sub>	α <sub>L03</sub>	IP <sub>max</sub>	IP <sub>min</sub>	P <sub>max</sub>
1,5	1,15	1	0,85	0,04	0,0025	0,8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X <sub>1</sub> (mm)	Left Y <sub>1</sub> (mm)	Right X <sub>2</sub> (mm)	Right Y <sub>2</sub> (mm)	Length (mm)	Thickness (mm)
Top	Leg 1	26999,3	10223,8	28339,3	10223,8	1340	140
Bottom	Leg 1	26999,3	10223,8	28339,3	10223,8	1340	140

Flexural Design for N<sub>Ed</sub>, M<sub>Ed1</sub> and M<sub>Ed2</sub>

Station Location	Required Rebar Area (mm <sup>2</sup> )	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	N <sub>Ed</sub> (kN)	M <sub>Ed1</sub> (kN-m)	M <sub>Ed2</sub> (kN-m)	Pier A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )
Top	489	0,0025	0,0032	ELL 3	73,7478	7,1531	11,144	157900
Bottom	489	0,0025	0,0032	ELL 3	85,9715	-11,9974	8,2	157900

Shear Design

Station Location	ID	Rebar (mm <sup>2</sup> /m)	Shear Combo	N <sub>Ed</sub> (kN)	V <sub>Ed1</sub> (kN)	V <sub>Ed2</sub> (kN)	V <sub>Ed3</sub> (kN)
Top	Leg 1	140	ELL 3	73,7478	2,9129	65,7751	53,6078
Bottom	Leg 1	140	ELL 3	85,2562	2,4209	67,7589	53,6078

(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES INC, 1995)

Através dos dados fornecidos pelos relatórios é possível elaborar um detalhamento para os painéis utilizados no edifício, alguns exemplos de detalhamento estão presentes no apêndice A, estes detalhes são elaborados através da composição de piers e spandrels.

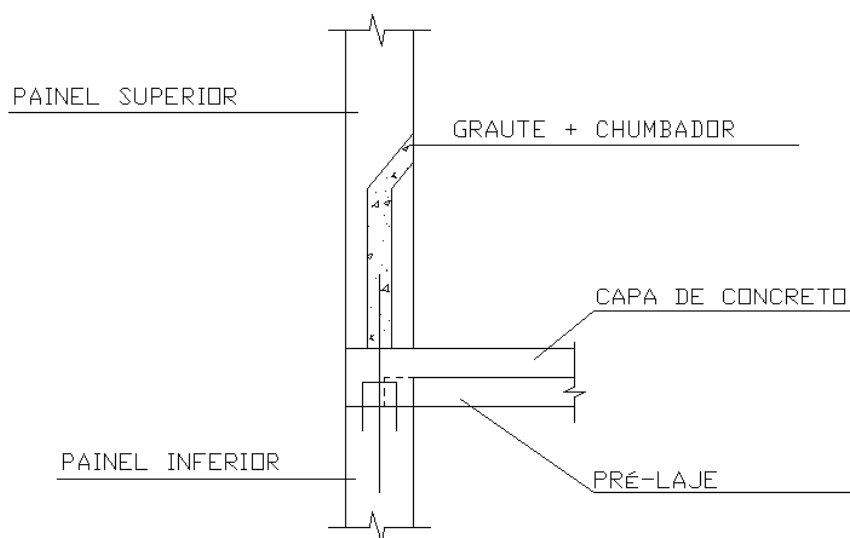
## 8. DETALHES CONSTRUTIVOS

Alguns detalhes na concepção do projeto estrutural foram tomados para que caracterizassem as vantagens e particularidades de um modelo em pré-fabricado.

Uma particularidade desse projeto, é que a laje será separada em 2 partes, uma delas foi considerada com uma pré-laje, esta que será apoiada sobre os painéis, no sentido vertical. Após estas pré-lajes apoiadas será concretada uma capa de concreto, esta solidarizará toda a estrutura.

Em relação aos painéis, estes serão dispostos em todas as paredes de periferia e paredes divisórias, da edificação. Na parte superior do painel ficará uma armadura de espera, esta parte será concretada junto com a capa da laje, solidarizando a laje com o painel inferior. O encontro entre painéis inferiores, superiores e capa é dado da seguinte maneira: ancorado no painel inferior haverá um chumbador que ultrapassa a capa e conecta o painel inferior ao painel superior, no painel superior haverá uma bainha que será preenchida com graute após a montagem para solidarizar a estrutura entre estes painéis, assim será feito ao longo dos oito pavimentos. Este detalhe é representado na figura 34.

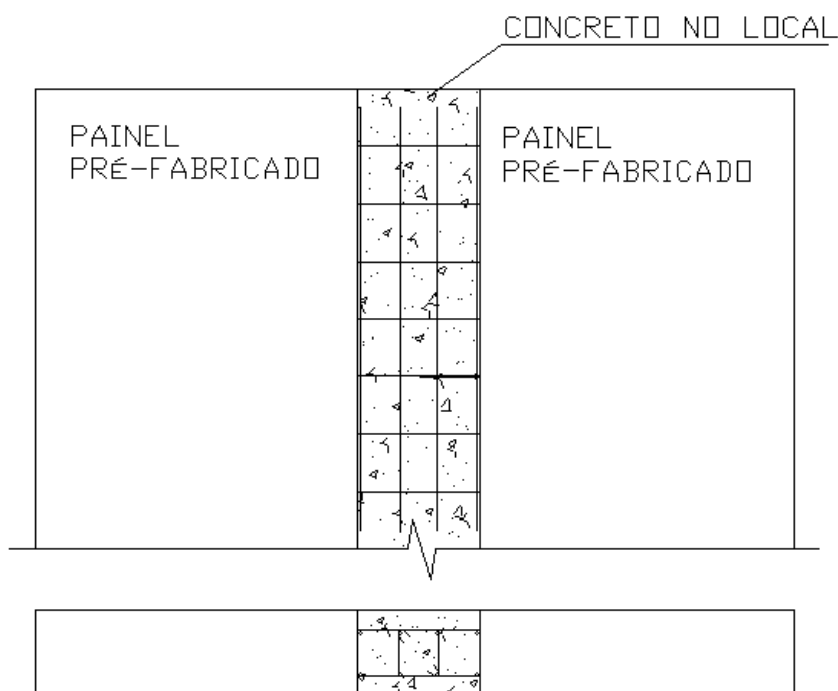
Figura 34 – Detalhe de junta painel inferior x painel superior



(fonte: elaborada pelo autor)

Outro detalhe a ser considerado, é que onde ocorre o encontro entre 2 painéis, ou em trechos muito curtos, estes serão concretados no local, visto que tende a simplificar e o processo de montagem da estrutura, conforme figura 35.

Figura 35 – Detalhe de junta entre painéis



(fonte: elaborada pelo autor)

Estes e outros detalhes são apresentados no apêndice A.

Ainda é necessário que seja apresentado uma síntese de um plano de montagem adaptado para a estrutura do prédio. Este plano é apresentado através de alguns passos: após a execução das vigas de fundação é iniciado o processo de montagem dos painéis no pavimento térreo, estes painéis devem ser travados horizontalmente nas vigas de fundação, até que os trechos que fazem a junção dos painéis sejam concretados. Uma vez executados estes trechos, a pré-laje começa a ser montada, esta deve conter um escoramento apropriado até que a capa seja concretada e curada. Uma vez que a laje já adquiriu resistência o 2º pavimento pode começar a ser montado, novamente os painéis devem ser travados para que permaneçam verticais e então as junções entre painéis concretadas. Para montagem da pré-laje novamente as escoras devem ser colocadas, uma vez a pré-laje montada e com a capa curada, o ciclo de montagem inicia novamente.

Um outro detalhe necessário, como existem painéis com trechos verticais esbeltos, é necessário que estes painéis tenham uma espécie de travamento, este travamento é feito com uma barra de aço, auxiliando na montagem para que os painéis não danifiquem, este detalhe também é apresentado no apêndice A, na planta referente a apresentação dos painéis.

## 9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho de conclusão do curso de Engenharia Civil teve como meta intensificar os estudos dentro da área de estruturas na construção civil. Com a entrada da tecnologia e da busca por redução de prazos nas obras de grandes construtoras, foi escolhido como modelo a ser estudado a elaboração de projeto estrutural fundamentado em uma solução viável e prática com elementos pré-fabricados.

Durante o transcorrer do trabalho, foram realizadas etapas comumente desenvolvidas durante a elaboração de um projeto desta tipologia.

Parte deste trabalho, referiu-se em adequar a arquitetura inicial para uma nova arquitetura, com algumas alterações não significativas, para que o resultado fosse uma estrutura racionalizada. Sendo assim, foi possível desenvolver uma estrutura simplificada, basicamente elaborada por painéis, poucas vigas e uma laje composta de pré-laje e capa de concreto.

Com as normas regentes sobre carregamentos, foram trabalhadas composições nos estados limites últimos e de serviço, ambas aplicadas sobre a estrutura com auxílio computacional. O uso do programa de análise estrutural ETABS 2015, tornou possível desenvolver e trabalhar em um modelo gráfico realizando as análises estruturais necessárias, frequentemente realizadas para os profissionais da área. Dentro do programa foi possível visualizar deformações e diagramas de esforços atuantes na estrutura, e desenvolver uma análise crítica sobre os mesmos.

Concluídas as etapas de análise buscou-se desenvolver detalhes sobre os elementos que compõem a estrutura e também como estes elementos devem ser ligados para que trabalhem como uma só estrutura monolítica. Além disso buscou-se demonstrar sinteticamente algum método de aplicação da estrutura desenvolvida para o prédio.

Com isso, atingiu-se o objetivo proposto no início do trabalho apresentando os componentes do projeto estrutural com elementos pré-fabricados do edifício residencial inicial.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: cargas para cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

\_\_\_\_\_. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 9062**: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2006.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

COMPUTERS AND STRUCTURES INC. **ETABS 2015**: Integrated Building Design Software. Berkeley, 1995.

EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-Moldado: fundamentos e aplicações**. 1. ed. São Carlos: EESC-USP, 2000.

MUNTE CONSTRUÇÕES INDUSTRIALIZADAS; MELO, C. E. E. **Manual Munte de projetos em pré-fabricados de concreto**. 2. ed. rev. e ampl. São Paulo: Pini, 2007.

PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO DE JANEIRO. **FTOOL** – Two-dimensional frame analysis tool. Rio de Janeiro, 2012.

## **APÊNDICE A – Conjunto de Plantas**