

**PROJETO DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM  
EDIFÍCIO DE ONZE PAVIMENTOS**

**IGOR AMARAL NEVES DE NICOLAU  
JEFFERSON GUILHERME TEIXEIRA**

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ  
AGOSTO - 2015**

# PROJETO DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE ONZE PAVIMENTOS

IGOR AMARAL NEVES DE NICOLAU  
JEFFERSON GUILHERME TEIXEIRA

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Orientador: D.S.c. Sergio Luis González Garcia

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ  
AGOSTO - 2015

# PROJETO DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE ONZE PAVIMENTOS

IGOR AMARAL NEVES DE NICOLAU  
JEFFERSON GUILHERME TEIXEIRA

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Comissão Examinadora:

---

Prof. Luiz Gabriel Sarmet Moreira Smiderle (Técnico de Nível Superior - Engenharia Civil) – UENF

---

Prof. José Renato de Freitas (Técnico de Nível Superior - Engenharia Civil) – UENF

---

Prof. Sergio Luis González Garcia (*D.Sc.*, Engenharia Civil) – UENF - Orientador

## DEDICATÓRIA

Dedico este projeto a toda minha família que tanto me apoiou durante toda vida e nesta etapa da minha graduação.

Dedico em especial a minha mãe Gilda Maria Amaral Neves de Nicolau e ao meu pai Marcos Vinícius de Nicolau (*in memoriam*).

Igor Amaral Neves de Nicolau

## **AGRADECIMENTOS**

Quero agradecer a Deus por ter dado forças superiores e a todos que me incentivaram nessa caminhada que não foi fácil, mas Deus sempre me ajudou nessa trajetória. Agradeço ao meu orientador Professor Sergio Luis González Garcia e a todo corpo docente e funcionários da UENF.

Agradeço também a todos meus amigos que sempre estiveram presente nesta luta até hoje.

Igor Amaral Neves de Nicolau

## DEDICATÓRIA

Este trabalho é dedicado as pessoas que sempre estiveram ao meu lado pelo caminho da vida, me acompanhando, apoiando e principalmente acreditando em mim: meus pais Geraldo e especialmente, minha mãe Kátia (*in memoriam*).

Jefferson Guilherme Teixeira

## AGRADECIMENTOS

Quero agradecer, acima de tudo e todos, a Deus por ser parte fundamental da minha vida e por me ensinar, diariamente, a ser uma pessoa melhor, me ajudando a resistir às aflições nos momentos de dificuldades e estando comigo quando tudo parece estar perdido, sem Ele nada seria possível.

Em segundo lugar, agradeço a cada integrante da minha família, meu pai Geraldo Hilário Teixeira e meus irmãos Genaldo, Jonas e Gerlane Guilherme Teixeira por me ajudarem a passar por essa etapa da minha vida sempre apoiando e estando ao meu lado. Não poderia deixar de agradecer a minha mãe, Kátia Martins Guilherme Teixeira (*in memoriam*), por todos os ensinamentos e por ter me incentivado a nunca desistir dos meus sonhos.

Agradeço também a Igreja, corpo místico do Senhor Jesus Cristo, por ter me proporcionado momentos inesquecíveis e experiências inigualáveis. Principalmente aos meus pastores, Abel e Marcia Costa da Silva por me ensinarem muito através de suas vidas.

Agradeço a uma das pessoas que mais me suportou nessa grande caminhada, a minha namorada Dayane Costa da Silva, que com sua paciência e compreensão me emprestou os seus ouvidos em todos os momentos difíceis desses anos.

Agradeço à todos os professores da Uenf por partilhar conosco seus conhecimentos e a todos os meus colegas de classe que, direta ou indiretamente, fizeram parte dos meus dias. E ao Pré-vest, pois foi onde tudo isso começou. Por fim, agradeço a todos que contribuíram para que essa conquista fosse possível.

Jefferson Guilherme Teixeira

# SUMÁRIO

RESUMO.....	xv
LISTA DE FIGURAS .....	xvi
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES.....	xix
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO .....	1
1.1 - Objetivo .....	1
1.2 - Justificativas.....	1
1.3 - Metodologia.....	2
CAPÍTULO II – CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE PROJETO DE CONCRETO ARMADO.....	3
2.1 – Concreto.....	3
2.1.1 - Concreto Simples .....	3
2.1.1.1 – Cimento .....	3
2.1.1.2 - Agregados.....	4
2.1.1.3 - Água.....	5
2.1.2 - Concreto Armado .....	5
2.1.3 - Principais Características dos Concretos.....	6
2.1.3.1 - Massa Específica .....	6
2.1.3.2 - Resistência à Compressão .....	6
2.1.3.3 - Consistência.....	8
2.2 - Aço.....	8
2.2.1 - Tipos de Superfície .....	9
2.2.2 - Características Geométricas .....	9
2.3-Requisitos de Qualidade da Estrutura e do Projeto .....	10
2.3.1 - Qualidade do Concreto de Cobrimento .....	12
2.3.2 - Espessura do Cobrimento da Armadura .....	12
2.4-Concepção Estrutural.....	13



2.5 - Bases para Cálculo .....	14
2.5.1 - Estados Limites Últimos .....	15
2.5.2 Estados Limites de Serviço .....	15
2.6 - Ações .....	16
2.6.1 - Ações permanentes .....	16
2.6.2 - Ações variáveis .....	16
2.6.3 - Ações excepcionais.....	17
2.7 - Estádios .....	17
2.7.1 - Estádio I .....	17
2.7.2 - Estádio II .....	18
2.7.3 - Estádio III .....	18
2.8 - Diagrama de Tensão.....	19
2.8.1 – Domínio de Deformação.....	20
2.8.1.1 - Reta a.....	21
2.8.1.2 - Domínio 1 .....	21
2.8.1.3 - Domínio 2.....	22
2.8.1.4 - Domínio 3.....	22
2.8.1.5 - Domínio 4.....	22
2.8.1.6 - Domínio 4a.....	22
2.8.1.7 - Domínio 5.....	23
2.8.1.8 - Reta b.....	23
CAPÍTULO III - LAJE.....	24
3.1 - Definição .....	24
3.1.1 - Tipos de Lajes.....	24
3.1.2 - Classificação Quanto à Direção .....	26
3.1.3 - Vinculação nas Bordas.....	27
3.1.4 - Espessura Mínima .....	28

3.1.5 - Cargas consideradas .....	28
3.1.5.1 - Cargas Permanentes .....	29
3.1.5.2 - Peso Próprio .....	29
3.1.5.3 - Revestimento .....	29
3.1.5.4 – Paredes .....	29
3.1.5.5 - Carga Acidental.....	29
3.1.5.6 - Carga de Projeto .....	30
3.1.6 - Determinação do Domínio de Trabalho.....	30
3.1.7 - Dimensionamento Manual das Lajes .....	30
3.1.8 - Reações de Apoio .....	31
CAPÍTULO IV - VIGA .....	32
4.2 - Definição .....	32
4.2.1 - Domínio de Trabalho.....	32
4.2.2 - Dutilidade nas Vigas.....	32
4.2.3 – Cargas Consideradas.....	32
4.2.3.1 - Peso Próprio .....	33
4.2.3.2 - Alvenarias .....	33
4.2.4 - Ações .....	33
4.2.4.1 - Ações das Lajes .....	33
4.2.4.2 - Ações das Vigas.....	33
4.2.4.3 - Ações dos Pilares .....	33
4.2.5 - Carga do Projeto .....	34
4.2.6 - Largura Mínima .....	34
4.2.7 - Cisalhamento .....	34
4.2.7.1 - Modelo de Cálculo.....	35
4.2.7.2 – Armadura Mínima .....	36
4.2.7.3 – Detalhamento do Estribo .....	36

4.2.7.4 - Ancoragem de Estribos .....	37
CAPÍTULO V - PILARES.....	38
5.1-Considerações Iniciais .....	38
5.2-Dimensões-Limites.....	38
5.3-Comprimento Equivalente .....	39
5.4-Raio de Giração .....	40
5.5-Índice de Esbeltez.....	40
5.6-Classificação dos Pilares Quanto às Solicitações Iniciais .....	41
5.7-Armaduras Longitudinais.....	42
5.8-Armaduras Transversais .....	43
CAPÍTULO VI – PROGRAMA EBERICK V9® .....	44
6.1- Considerações Iniciais .....	44
6.2-Configurações do Sistema .....	44
6.3-Lançamento da Estrutura no Programa .....	45
6.3.1-Lançamento dos Pilares.....	45
6.3.2- Lançamento das Vigas.....	46
6.3.3- Lançamento das Lajes .....	46
6.3.4- Lançamento das Cargas Lineares .....	47
6.3.5- Lançamento da Escada.....	47
6.3.6 – Ajustes Finais no Pavimento .....	49
6.4-Visualização do Pórtico 3D .....	49
6.5 – Etapa de Configurações.....	51
6.5.1 – Configurações de Análise.....	51
6.5.2 – Configurações de Materiais e Durabilidade.....	52
6.5.3 – Configurações de Dimensionamento.....	53
6.6-Etapa de Análise .....	53
6.7-Comportamento do Pavimento (Vigas) .....	55

6.8-Etapa de Dimensionamento dos Elementos .....	57
6.9-Dimensionamento ao Estado Limite Último (ELU) .....	57
6.10-Conclusão de Projeto da Estrutura .....	59
6.11-Escolha das Armaduras .....	60
6.12-Etapa de Detalhamento das Armaduras .....	60
CAPÍTULO VII – LANÇAMENTO E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA.....	62
7.1-Configurações adotadas .....	62
7.2-Pilares .....	68
7.2.1-Lançamento .....	68
7.2.2-Dimensionamento .....	69
7.2.3-Detalhamento das Ferragens.....	70
7.2.4-Resultados .....	71
7.3-Vigas .....	72
7.3.1-Lançamento .....	72
7.3.2-Dimensionamento .....	74
7.3.3-Detalhamento das Ferragens.....	75
7.3.4-Resultados .....	75
7.4-Lajes.....	76
7.4.1-Lançamento .....	76
7.4.2-Detalhamento.....	77
7.5-Rampas.....	78
7.5.1-Lançamento .....	78
7.5.2-Resultados .....	78
7.6-Escadas .....	79
7.6.1-Lançamento .....	79
7.6.2-Resultados .....	79
CAPÍTULO VIII - CONCLUSÕES.....	80

REFERÊNCIAS.....	81
ANEXOS .....	82

## RESUMO

A concepção do tema para o Projeto Final de Curso de Bacharelado em Engenharia Civil baseou-se em critérios de aplicação dos conhecimentos adquiridos na Graduação, para a obtenção do título de Bacharel. Para isso, foi escolhido o dimensionamento estrutural de uma unidade multifamiliar, constituído de 9 pavimentos tipo, com 6 apartamentos. Nos capítulos serão apresentadas as normas utilizadas para o dimensionamento deste projeto, assim como seus parâmetros; levantamento das cargas de utilização da estrutura e considerações sobre as lajes empregadas.

Foi feito o dimensionamento das vigas, pilares, escadas e reservatório, finalizando o trabalho com o detalhamento da estrutura. Para concluir serão apresentados as considerações obtidas, detalhes do projeto e detalhamentos estrutural das armaduras obtidas pelos dimensionamentos.

Os dimensionamentos estruturais foram feitos com a utilização do software AltoQi Eberick V9®, em concreto armado.

**PALAVRAS CHAVE:** Concreto Armado, Estrutura, Edifício, AltoQi Eberick V9®

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Agregados.....	5
Figura 2 - Aço para armadura passiva. ....	9
Figura 3 - Estádio I.....	18
Figura 4 - Estádio II.....	18
Figura 5 - Estádio III.....	19
Figura 6 - Diagrama retangular.....	19
Figura 7 - Seções com tensão de compressão igual a 0,85 fcd.....	20
Figura 8 - Seções com tensão de compressão igual a 0,8 fcd.....	20
Figura 9 - Domínios de deformação na ruína.....	21
Figura 10 - Laje maciça.....	25
Figura 11 - Laje nervurada sem preenchimento.....	25
Figura 12 - Laje nervurada com preenchimento.....	26
Figura 13 - Relação entre vãos teóricos.....	27
Figura 14 - Convenção para condições de apoio.....	27
Figura 15 - Engastamento elástico na continuidade das lajes decorrente dos momentos fletores negativos diferentes.....	28
Figura 16 - Definição das áreas de influência de carga para cálculo das reações de apoio nas vigas de borda das lajes armadas em duas direções.....	31
Figura 17 - Comprimento Equivalente.....	40
Figura 18 - Classificação dos pilares quanto às solicitações iniciais.....	42
Figura 19 - Planta Baixa da Escada.....	48
Figura 20 - Estrutura Tridimensional Gerada no Eberick V9®.....	50
Figura 21 - Janela de visualização dos pavimentos.....	62
Figura 22 - Janela de materiais e durabilidade.....	63
Figura 23 - Classes de Concreto.....	63
Figura 24 - Janela de armadura.....	64
Figura 25 - Fluência do concreto.....	64
Figura 26 - Janela análise.....	65
Figura 27 - Janela vento.....	65
Figura 28 - Janela velocidade do vento.....	66
Figura 29 - Janela de combinações.....	66
Figura 30 - Janela de dimensionamento dos pilares.....	67

Figura 31 - Janela de dimensionamento das vigas .....	67
Figura 32 - Janela de dimensionamento da lajes .....	68
Figura 33 - Exemplo de Diagrama de Momento em Pilares .....	69
Figura 34 - Detalhamento do Pilar.....	71
Figura 35 - Diagrama de Momentos Fletores em kNm.....	74
Figura 36 - Detalhamento otimizado .....	75



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tipos de cimento fabricados no Brasil (ABCP, 2002).....	4
Tabela 2 - Classe de resistência do concreto do grupo I (fonte: Nbr 8953/2009).....	7
Tabela 3 - Classe de resistência do concreto do grupo II (fonte: NBR 8953/2009).....	7
Tabela 4 - Classe de resistência para concretos não estruturais .....	7
Tabela 5 - Classes de consistência (fonte: NBR 8953/2009) .....	8
Tabela 6 - Característica geométrica dos fios e barras de aço .....	10
Tabela 7 - Classe de agressividade ambiental.....	11
Tabela 8 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto .....	12
Tabela 9 - Correspondência entre a Classe de Agressividade ambiental e o cobrimento nominal .....	13
Tabela 10 - Valores de $p_{sw,min}$ (%) .....	36
Tabela 11 - Valores do coeficiente adicional $\gamma_n$ para pilares e pilares-parede.....	39
Tabela 12 - Quantidade de Pilares.....	68
Tabela 13 - Resumo de Materiais dos Pilares.....	72
Tabela 14 - Número de Vigas por Pavimento.....	74
Tabela 15 - Resumo de Materiais das Vigas.....	76
Tabela 16 - Quantidade de Lajes por Pavimento .....	77
Tabela 17 - Resumo de Materiais das Lajes .....	78
Tabela 18 - Resumo de Materiais da Escada.....	79

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES

$\alpha$  - Ângulo

$\gamma_c$  - Coeficiente de ponderação da resistência do concreto  
- peso específico do concreto

$\gamma_f$  - Coeficiente de ponderação das ações

$\lambda$  - Índice de esbeltez

$\rho$  - Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração

$\rho_{\min}$  - Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares

$\phi$  - Diâmetro das barras da armadura

$\nu$  - Coeficiente de Poisson

$\phi$  - Coeficiente de fluência

$a$  - Distância ou dimensão

- Menor dimensão de um retângulo

$A$  - Área da seção cheia

$A_c$  - Área da seção transversal de concreto

$A_s$  - Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração

$A_s$  - Área da seção da armadura longitudinal de compressão

$b$  - Largura

$b_w$  - Largura da alma de uma viga

$c$  - Cobrimento da armadura em relação à face do elemento

cm -centímetro, referente a  $10^{-2}$  m

cm<sup>2</sup> - centímetro quadrado, referente a  $10^{-4}$  m<sup>2</sup>

$d$  - Altura útil

- Dimensão ou distância

$D$  - rigidez à flexão da laje

$e$  - Excentricidade de cálculo oriunda dos esforços solicitantes  $M_{sd}$  e  $N_{sd}$

$E$  - Módulo de elasticidade

$(EI)$  – Rigidez à flexão da viga

$f$  - Resistência

$g$  - Carga permanente

$F$  - Força

h - Altura

- Dimensão

*i* - Raio de giração mínimo da seção bruta de concreto da peça analisada

*I<sub>c</sub>* - Momento de inércia da seção de concreto

kN - Quilonewton, referente a  $10^3\text{N}$

l - Comprimento

- Vão

m - metro

$\text{m}^2$  - metro quadrado

*M* - Momento fletor

MPa - Megapascal, referente a  $10^6\text{ Pa}$

*N<sub>d</sub>* - Força normal de cálculo

*N<sub>sd</sub>* - Força normal solicitante de cálculo

NBR - Norma Brasileira

Pa - Pascal, referente a  $\text{N/m}^2$

q - Carga acidental

s - Espaçamento das barras da armadura

*t* - Tempo

x - Altura da linha neutra

z - Braço de alavanca

# **CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO**

## **1.1 - Objetivo**

Desenvolver um projeto de dimensionamento e análise de todos os elementos da superestrutura de um edifício residencial multifamiliar. O edifício será projetado em concreto armado com sistema tradicional, formado por colunas, vigas e lajes. Este edifício possuirá um pavimento térreo, pavimento garagem, 9 pavimento tipo, com seis apartamentos por andar.

Serão apresentados diagramas e dados obtidos pelo software Eberick V9®, inclusive plantas, cortes, vistas e detalhamento de todos os itens e elementos necessários como resultado destes projeto.

O projeto será elaborado visando o correto dimensionamento dos elementos da estrutura, dentro das normas NBR 6118:2014 e NBR 6120:1980.

## **1.2 - Justificativas**

Ao final da graduação, seja qual for o curso, é muito comum se deparar com profissionais recém-formados que apresentem algum tipo de insegurança em relação aos conhecimentos adquiridos e a aplicação destes na vida prática. Um caminho para se evitar este tipo de situação foi criar um projeto final de curso, representando os desafios que um Engenheiro Civil deve estar preparado para enfrentar. Desta maneira, devolvendo para a sociedade o investimento feito para a formação de mais um profissional pela Universidade Estadual do Norte Fluminense (UENF), foi escolhido dimensionar uma construção muito usual na cidade de Campos dos Goytacazes – RJ, que nada mais é do que um Edifício Residencial.

Atualmente, a região Norte do estado do Rio de Janeiro vem sofrendo uma grande expansão demográfica devido, principalmente, a construção do porto do Açú em São João da Barra e o complexo logístico e industrial Farol/Barra do Furado na divisa dos municípios de Campos dos Goytacazes e de Quissamã. O crescimento

populacional tem sido muito elevado, e as estruturas de condomínios verticais são mais favoráveis a esse contingente de habitantes que a região pode receber nos próximos anos, pois abrigam uma demanda considerável de pessoas em uma área reduzida de terreno.

A construção civil vem empregando diferentes processos construtivos para edificação de prédios residenciais. Dentre as mais utilizadas, merecem destaque especial as obras edificadas de concreto armado. As estruturas em concreto armado são constituídas por lajes, vigas e pilares formando um pórtico tridimensional o que acaba proporcionando considerável rigidez à estrutura.

O concreto armado é um material que vem sendo largamente usado em todos os países do mundo, em todos tipos de construção, em função de várias características positivas, como por exemplo:

- a) Economia: especialmente no Brasil, os seus componentes são facilmente encontrados e relativamente a baixo custo;
- b) Conservação: em geral, o concreto apresenta boa durabilidade, desde que seja utilizado com a dosagem correta. É muito importante a execução de cobrimentos mínimos para as armaduras;
- c) Adaptabilidade: favorece a arquitetura pela sua fácil modelagem;
- d) Segurança contra o fogo: desde que a armadura seja protegida por um cobrimento mínimo adequado de concreto;
- f) Impermeabilidade: desde que dosado e executado de forma correta;

### **1.3 - Metodologia**

Para a execução do dimensionamento estrutural desse edifício serão usados dois programas, sendo um o AutoCad, que será usado para confecção dos projetos arquitetônicos e o segundo será o AltoQi Eberick V9®, que será usado no dimensionamentos dos elementos estruturais.

## **CAPÍTULO II – CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE PROJETO DE CONCRETO ARMADO**

### **2.1 – Concreto**

#### **2.1.1 - Concreto Simples**

O concreto é um material composto, constituído por cimento, água, agregado miúdo (areia) e agregado graúdo (pedra ou brita), e ar. Pode também conter adições (cinza volante, pozolanas, sílica ativa, etc.) e aditivos químicos com a finalidade de melhorar ou modificar suas propriedades básicas. Esquemáticamente pode-se indicar que a pasta é o cimento misturado com a água, a argamassa é a pasta misturada com a areia, e o concreto é a argamassa misturada com a pedra ou brita, também chamado concreto simples (concreto sem armaduras).

A definição para o concreto simples, conforme a NBR 6118:2014 (item 3.1.2) é: “elementos estruturais elaborados com concreto que não possuem qualquer tipo de armadura ou que a possuem em quantidade inferior ao mínimo exigido para o concreto armado”.

##### **2.1.1.1 – Cimento**

O cimento Portland é um pó fino com propriedades aglomerantes, aglutinantes ou ligantes, que endurece sob ação da água. Depois de endurecido, mesmo que seja novamente submetido à ação da água, o cimento portland não se decompõe mais (ABCP, 2002). O cimento é o principal elemento dos concretos e é o responsável pela transformação da mistura de materiais que compõem o concreto no produto final desejado.

Os diferentes tipos de cimento têm uma nomenclatura própria e são fabricados segundo as resistências à compressão de 25, 32 ou 40 MPa. No comércio o cimento é fornecido em sacos de 25 kg e 50 kg.

**Tabela 1 - Tipos de cimento fabricados no Brasil (ABCP, 2002).**

Nome técnico		Identificação do tipo e classe
Cimento portland comum	Cimento portland comum	CP I-25 CP I-32 CP I-40
	Cimento portland comum com adição	CP I-S-25 CP I-S-32 CP I-S-40
Cimento portland composto	Cimento portland composto com escória	CP II-E-25 CP II-E-32 CP II-E-40
	Cimento portland composto com pozolana	CP II-Z-25 CP II-Z-32 CP II-Z-40
	Cimento portland composto com filer	CP II-F-25 CP II-F-32 CP II-F-40
Cimento portland de alto-forno		CP III-25 CP III-32 CP III-40
Cimento portland pozolânico		CP IV-25 CP IV-32
Cimento portland de alta resistência inicial		CP V-ARI
Cimento portland resistente a sulfatos		Sigla e classe dos tipos originais acrescidos do sufixo RS. Exemplo: CP I-32RS, CP II-F-32RS, CP III-40RS, etc.
Cimento portland de baixo calor de hidratação		Sigla e classe dos tipos originais acrescidos do sufixo BC. Exemplo: CP I-32BC, CP II-F-32BC, CP III-40BC, etc.
Cimento portland branco	Cimento portland branco estrutural	CPB-25 CPB-32 CPB-40
	Cimento portland branco não estrutural	CPB
Cimento para poços petrolíferos		CPP - classe G

### 2.1.1.2 - Agregados

Agregados podem ser definidos como “materiais granulosos e inertes que entram na composição das argamassas e concretos” (BAUER, 1979). São muito importantes no concreto porque constitui cerca de 70 % da sua composição, e são os materiais de menor custo do mesmo. Os agregados são classificados quanto à origem em naturais e artificiais. Os agregados naturais são aqueles encontrados na natureza, como areias de rios e pedregulhos, também chamados cascalho ou seixo rolado (Figura 1). Os agregados artificiais são aqueles que passaram por algum processo para obter as características finais, como as britas originárias da trituração de rochas.

Na classificação quanto às dimensões os agregados são chamados de miúdo, como as areias, e graúdo, como as pedras ou britas. O agregado miúdo tem diâmetro máximo igual ou inferior a 4,8 mm, e o agregado graúdo tem diâmetro máximo superior a 4,8 mm.

Os agregados graúdos (britas) têm a seguinte numeração e dimensões máximas (Figura 1b e 1c):

- brita 0 – 4,8 a 9,5 mm;
- brita 1 – 9,5 a 19 mm;
- brita 2 – 19 a 38 mm;
- brita 3 – 38 a 76 mm;



**Figura 1 - Agregados.**

### **2.1.1.3 - Água**

A água é necessária no concreto para possibilitar as reações químicas do cimento, chamadas reações de hidratação, que irão garantir as propriedades de resistência e durabilidade do concreto. Tem também a função de lubrificar as demais partículas para proporcionar o manuseio do concreto. Normalmente a água potável é a indicada para a confecção dos concretos.

### **2.1.2 - Concreto Armado**

Pode-se definir o concreto armado como “a união do concreto simples e de um material resistente à tração (envolvido pelo concreto) de tal modo que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes”.

Concreto armado = concreto simples + armadura + aderência



A armadura do concreto armado é chamada “armadura passiva”, o que significa que as tensões e deformações nela aplicadas devem-se exclusivamente aos carregamentos aplicados nas peças onde está inserida.

Segundo a NBR 6118/2014 (item 3.1.3), os elementos de concreto armado são aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência.

### **2.1.3 - Principais Características dos Concretos**

#### **2.1.3.1 - Massa Específica**

São considerados os concretos de massa específica normal, compreendida entre 2000 kg/m<sup>3</sup> e 2800 kg/m<sup>3</sup>. Para efeito de cálculo, pode-se adotar para o concreto simples o valor 2400 kg/m<sup>3</sup> e para o concreto armado 2500 kg/m<sup>3</sup>.

Quando se desconhecer a massa específica do concreto utilizado, pode-se considerar para valor da massa específica do concreto armado aquela do concreto simples acrescida de 100 kg/m<sup>3</sup> a 150 kg/m<sup>3</sup>. (NBR 6118/2014 item: 8.2.2)

#### **2.1.3.2 - Resistência à Compressão**

No Brasil, a resistência à compressão dos concretos é avaliada por meio de corpo-de-prova cilíndricos com dimensões de 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura, moldados conforme a NBR 5738/2003. O ensaio para determinar a resistência é feito numa prensa na idade de 28 dias a partir da moldagem, conforme a NBR 5739/94.

Em função da resistência característica do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ), a NBR 8953/1992 divide os concretos nas classes I e II. Os concretos são designados pela letra C seguida do valor da resistência característica, expressa em MPa, como mostra a Tabela 2.

**Tabela 2 - Classe de resistência do concreto do grupo I (fonte: NBR 8953/2009)**

<b>Classe de resistência Grupo I</b>	<b>Resistência característica à compressão MPa</b>
C20	20
C25	25
C30	30
C35	35
C40	40
C45	45
C50	50

**Tabela 3 - Classe de resistência do concreto do grupo II (fonte: NBR 8953/2009)**

<b>Classe de resistência Grupo II</b>	<b>Resistência característica à compressão MPa</b>
C55	55
C60	60
C70	70
C80	80
C90	90
C100	100

Para os concretos do grupo II permite-se, na ausência de Norma brasileira em vigor, adotar os critérios de projeto estrutural de Normas Internacionais.

**Tabela 4 - Classe de resistência para concretos não estruturais  
(fonte: NBR 8953/2009)**

<b>Classe de resistência</b>	<b>Resistência característica à compressão MPa</b>
C10	10
C15	15

A NBR 6118:2014 se aplica aos concretos compreendidos nas classes de resistência dos grupos I e II, da NBR 8953, até a classe C90. A classe C20, ou superior, se aplica ao concreto com armadura passiva e a classe C25, ou superior,

ao concreto com armadura ativa. A classe C15 pode ser usada apenas em obras provisórias ou concreto sem fins estruturais.

### 2.1.3.3 - Consistência

Os concretos são classificados por sua consistência no estado fresco, determinada a partir do ensaio realizado no estado fresco pela ABNT NBR NM 67, que é a determinação da consistência (trabalhabilidade) pelo abatimento do tronco de cone, segundo a Tabela 5.

**Tabela 5 - Classes de consistência (fonte: NBR 8953/2009)**

Classe	Abatimento mm	Aplicações típicas
S10	$10 \leq A < 50$	Concreto extrusado, vibroprensado ou centrifugado
S50	$50 \leq A < 100$	Alguns tipos de pavimentos, de elementos de fundações e de elementos pré-moldados ou pré-fabricados
S100	$100 \leq A < 160$	Elementos estruturais correntes como lajes, vigas, pilares, tirantes, pisos, com lançamento convencional do concreto
S160	$160 \leq A < 220$	Elementos estruturais correntes como lajes, vigas, pilares, tirantes, pisos, paredes diafragma, com concreto lançado por bombeamento, estacas escavadas lançadas por meio de caçambas.
S220	$> 220$	Estruturas e elementos estruturais esbeltos ou com alta densidade de armaduras com concreto lançado por bombeamento, lajes de grandes dimensões, elementos pré-moldados ou pré-fabricados de concreto, estacas escavadas lançadas por meio de caçambas.
<p>NOTA 1 De comum acordo entre as partes podem ser criadas classes especiais de consistência explicitando a respectiva faixa de variação do abatimento.</p> <p>NOTA 2 Os exemplos desta tabela são ilustrativos e não abrangem todos os tipos de aplicações.</p>		

## 2.2 - Aço

Os aços utilizados em estruturas de concreto armado no Brasil são estabelecidos pela norma NBR 7480/96. A norma classifica como barras os aços de diâmetro nominal 5 mm ou superior, obtidos exclusivamente por laminação a quente, e como fios aqueles de diâmetro nominal 10 mm ou inferior, obtidos por trefilação ou processo equivalente, como estiramento e laminação a frio.

Conforme o valor característico da resistência de escoamento, as barras de aço são classificadas nas categorias CA-25 e CA-50 e os fios de aço na categoria CA-60.

Por indicação da NBR 6118/14 (item 8.3) os seguintes valores podem ser considerados para os aços:

- a) Massa específica: 7.850 kg/m<sup>3</sup>;
- b) Coeficiente de dilatação térmica: 10<sup>-5</sup>/°C para intervalos de temperatura entre – 20°C e 150°C;
- c) Módulo de elasticidade: 210 GPa.

### 2.2.1 - Tipos de Superfície

A superfície dos aços pode ser lisa, conter nervuras (também chamadas saliências ou mossas), ou ter entalhes, como mostrado na Figura 2.



**Figura 2 - Aço para armadura passiva.**

a) lisa

b) entalhada

c) nervurada

### 2.2.2 - Características Geométricas

O comprimento normal de fabricação das barras e fios é de 12 m, com tolerância de até 9 %. Todas as barras nervuradas devem apresentar marcas de laminação em relevo, identificando o produtor, a categoria do aço e o diâmetro nominal. A identificação de fios e barras lisas deve ser feita por etiqueta ou marcas em relevo.

Os diâmetros ( $\Phi$  em mm) padronizados pela NBR 7480/96 são mostrados na Tabela 6.

**Tabela 6 - Característica geométrica dos fios e barras de aço**

Diâmetro (mm)		Massa (kg/m)	Área (mm <sup>2</sup> )	Perímetro (mm)
Fios	Barras			
2,4	-	0,036	4,5	7,5
3,4	-	0,071	9,1	10,7
3,8	-	0,089	11,3	11,9
4,2	-	0,109	13,9	13,2
4,6	-	0,130	16,6	14,5
5	5	0,154	19,6	17,5
5,5	-	0,187	23,8	17,3
6	-	0,222	28,3	18,8
-	6,3	0,245	31,2	19,8
6,4	-	0,253	32,2	20,1
7	-	0,302	38,5	22,0
8	8	0,395	50,3	25,1
9,5	-	0,558	70,9	29,8
10	10	0,617	78,5	31,4
-	12,5	0,963	122,7	39,3
-	16	1,578	201,1	50,3
-	20	2,466	314,2	62,8
-	22	2,984	380,1	69,1
-	25	3,853	490,9	78,5
-	32	6,313	804,2	100,5
-	40	9,865	1256,6	125,7

### 2.3-Requisitos de Qualidade da Estrutura e do Projeto

As estruturas de concreto devem obrigatoriamente possuir três requisitos mínimos de qualidade durante o período de construção bem como na sua utilização, sendo eles (NBR 6118/14, item 5.1.1):

a) Capacidade Resistente:

Significa que a estrutura deve ter a capacidade de suportar as ações previstas de ocorrerem na construção, com conveniente margem de segurança contra a ruptura;

b) Desempenho em Serviço:

Consiste na capacidade da estrutura manter-se em condições plenas de utilização durante toda a sua vida útil, não devendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada;

c) Durabilidade:

Consiste na capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas entre o engenheiro estrutural e o contratante.

“A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto” (NBR 6118/14, item 6.4.1).

Nos projetos das estruturas correntes a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na Tabela 7.

**Tabela 7 - Classe de agressividade ambiental (fonte NBR 6118:2014)**

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>1), 2)</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>1)</sup>	Grande
		Industrial <sup>1), 2)</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>1), 3)</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

NOTAS: 1) Pode-se admitir um micro-clima com classe de agressividade um nível mais branda para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).  
2) Pode-se admitir uma classe de agressividade um nível mais branda em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.  
3) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

### 2.3.1 - Qualidade do Concreto de Cobrimento

Segundo a NBR 6118/14 (item 7.4.1), a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura. Devido à existência de uma forte correspondência entre a durabilidade do concreto e a sua relação água/cimento e resistência à compressão. Os requisitos mínimos para a relação a/c e a resistência do concreto devem ser obedecidos na escolha do concreto da obra. Esses requisitos estão indicados na Tabela 8.

**Tabela 8 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto (fonte NBR 6118:2014)**

Concreto <sup>a</sup>	Tipo <sup>b, c</sup>	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.  
<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.  
<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

### 2.3.2 - Espessura do Cobrimento da Armadura

Tem-se como cobrimento de armadura a espessura da camada de concreto responsável pela proteção da armadura ao longo da estrutura. Essa camada inicia-se a partir da face externa das barras da armadura transversal (estribos) ou da armadura mais externa e se estende até a face externa da estrutura em contato com o meio ambiente (NBR 6118/14, item 7.4).



**Tabela 9 - Correspondência entre a Classe de Agressividade ambiental e o cobrimento nominal (fonte NBR 6118:2014)**

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

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

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

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

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

## 2.4-Concepção Estrutural

A concepção estrutural, ou simplesmente estruturação, também chamada de lançamento da estrutura, consiste em escolher um sistema estrutural que constitua a parte resistente do edifício.

Essa etapa, uma das mais importantes no projeto estrutural, implica em escolher os elementos a serem utilizados e definir suas posições, de modo a formar um sistema estrutural eficiente, capaz de absorver os esforços oriundos das ações atuantes e transmiti-los ao solo de fundação.



A solução estrutural adotada no projeto deve atender aos requisitos de qualidade estabelecidos nas normas técnicas, relativos à capacidade resistente, ao desempenho em serviço e à durabilidade da estrutura.

O projeto arquitetônico representa, de fato, a base para a elaboração do projeto estrutural. Este deve prever o posicionamento dos elementos de forma a respeitar a distribuição dos diferentes ambientes nos diversos pavimentos.

O projeto estrutural deve ainda estar em harmonia com os demais projetos, tais como: de instalações elétricas, hidráulicas, telefonia, entre outros.

A definição da forma estrutural parte da localização dos pilares e segue com o posicionamento das vigas e das lajes, nessa ordem, sempre levando em conta a compatibilização com o projeto arquitetônico.

A escolha do sistema estrutural depende de fatores técnicos e econômicos, dentre eles: capacidade do meio técnico para desenvolver o projeto e para executar a obra, e disponibilidade de materiais, mão-de-obra e equipamentos necessários para a execução.

## **2.5 - Bases para Cálculo**

As estruturas de concreto armado devem ser projetadas de modo que apresentem segurança satisfatória. Esta segurança está condicionada à verificação dos estados limites, que são situações em que a estrutura apresenta desempenho inadequado à finalidade da construção, ou seja, são estados em que a estrutura se encontra imprópria para o uso. Os estados limites podem ser classificados em estados limites últimos ou estados limites de serviço, conforme sejam referidos à situação de ruína ou de uso em serviço, respectivamente. Assim, a segurança pode ser diferenciada com relação à capacidade de carga e à capacidade de utilização da estrutura.

### **2.5.1 - Estados Limites Últimos**

São aqueles que correspondem à máxima capacidade portante da estrutura, ou seja, sua simples ocorrência determina a paralização, no todo ou em parte, do uso da construção.

- a) Perda de equilíbrio como corpo rígido: tombamento, escorregamento ou levantamento;
- b) Resistência ultrapassada: ruptura do concreto;
- c) Escoamento excessivo da armadura:  $\epsilon_s > 1,0\%$ ;
- d) Aderência ultrapassada: escorregamento da barra;
- e) Transformação em mecanismo: estrutura hipostática;
- f) Flambagem;
- g) Fadiga – cargas repetitivas.

### **2.5.2 Estados Limites de Serviço**

São aqueles que correspondem a condições precárias em serviço. Sua ocorrência, repetição ou duração causam efeitos estruturais que não respeitam condições especificadas para o uso normal da construção ou que são indícios de comprometimento da durabilidade.

- a) Danos estruturais localizados que comprometem a estética ou a durabilidade da estrutura – fissuração;
- b) Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou o seu aspecto estético – flechas;
- c) Vibrações excessivas que causem desconforto a pessoas ou danos a equipamentos sensíveis.

## **2.6 - Ações**

Ações são causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Na prática, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações, sendo as forças chamadas de ações diretas e as deformações, ações indiretas.

As ações que atuam nas estruturas podem ser classificadas, segundo sua variabilidade com o tempo, em permanentes, variáveis e excepcionais.

### **2.6.1 - Ações permanentes**

As ações permanentes são aquelas que ocorrem com valores constantes ou com pequena variação em torno da média, durante praticamente toda a vida da construção.

Elas podem ser subdivididas em ações permanentes diretas – peso próprio da estrutura ou de elementos construtivos permanentes (paredes, pisos e revestimentos, por exemplo), peso dos equipamentos fixos, empuxos de terra não removíveis etc. – e ações permanentes indiretas – retração, recalques de apoio, protensão.

### **2.6.2 - Ações variáveis**

São aquelas cujos valores têm variação significativa em torno da média, durante a vida da construção. Podem ser fixas ou móveis, estáticas ou dinâmicas, pouco variáveis ou muito variáveis. São exemplos: cargas de uso (pessoas, mobiliário, veículos etc.) e seus efeitos (frenagem, impacto, força centrífuga), vento, variação de temperatura, empuxos de água, alguns casos de abalo sísmico etc.

### **2.6.3 - Ações excepcionais**

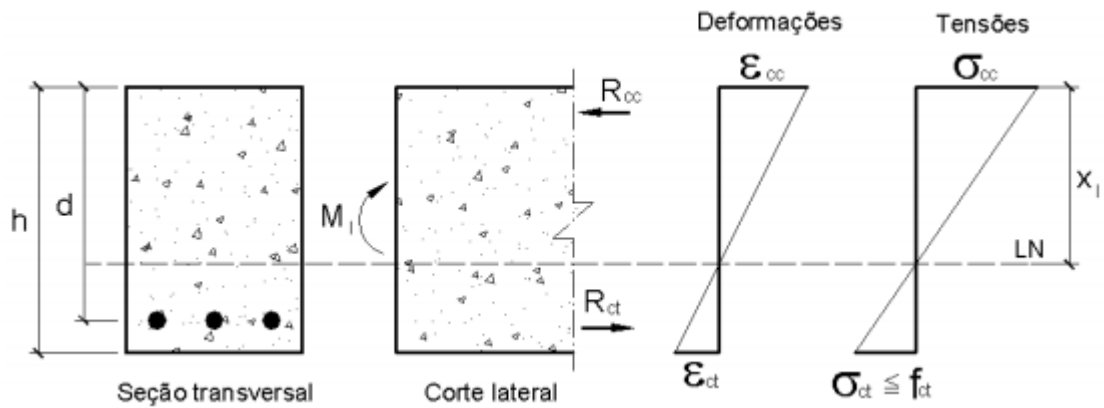
Correspondem a ações de duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas no projeto de determinadas estruturas. São, por exemplo, as ações decorrentes de explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou abalos sísmicos excepcionais.

## **2.7 - Estádios**

O procedimento para se caracterizar o desempenho de uma seção de concreto consiste em aplicar um carregamento, que se inicia do zero e vai até a ruptura. Às diversas fases pelas quais passa a seção de concreto, ao longo desse carregamento, dá-se o nome de estádios. Distinguem-se basicamente três fases distintas: estágio I, estágio II e estágio III.

### **2.7.1 - Estádio I**

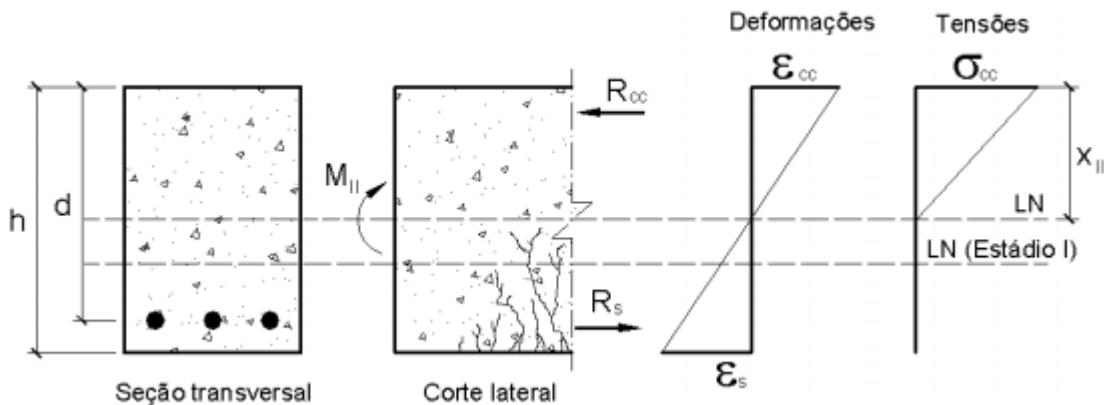
Esta fase corresponde ao início do carregamento. As tensões normais que surgem são de baixa magnitude e dessa forma o concreto consegue resistir às tensões de tração. Tem-se um diagrama linear de tensões, ao longo da seção transversal da peça, sendo válida a lei de Hooke.



**Figura 3 - Estádio I**

### 2.7.2 - Estádio II

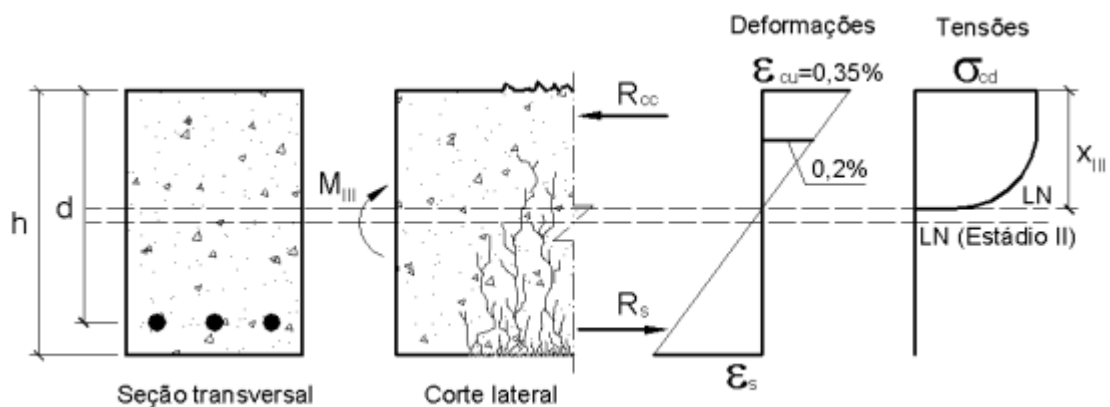
Neste nível de carregamento, o concreto não mais resiste à tração e a seção se encontra fissurada na região de tração. A contribuição do concreto tracionado deve ser desprezada. No entanto, a parte comprimida ainda mantém um diagrama linear de tensões, permanecendo válida a lei de Hooke (Figura 6.4).



**Figura 4 - Estádio II**

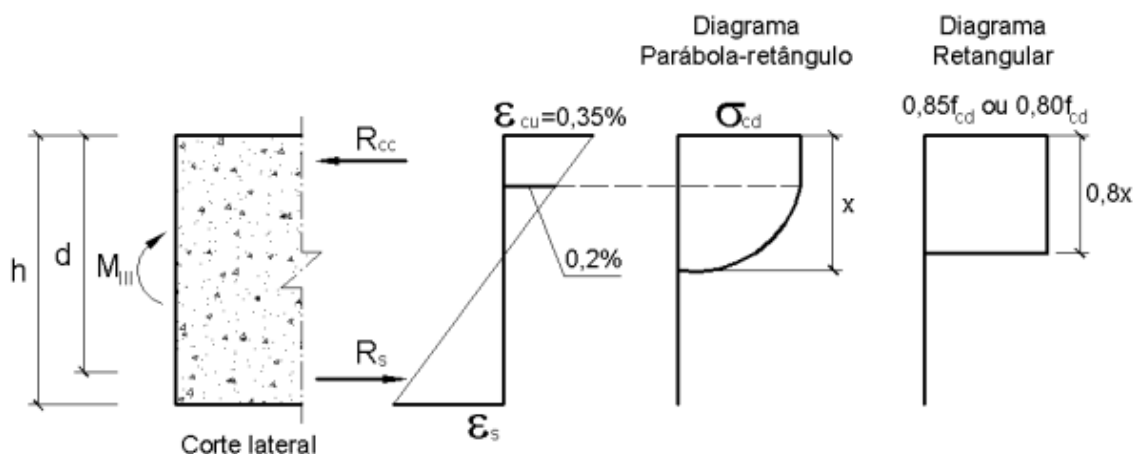
### 2.7.3 - Estádio III

No estágio III, a zona comprimida encontra-se plastificada e o concreto dessa região está na iminência da ruptura. Admite-se que o diagrama de tensões seja da forma parabólico-retangular, também conhecido como diagrama parábola-retângulo.



**Figura 5 - Estádio III**

A Norma Brasileira permite, para efeito de cálculo, que se trabalhe com um diagrama retangular equivalente. A resultante de compressão e o braço em relação à linha neutra devem ser aproximadamente os mesmos para os dois diagramas.



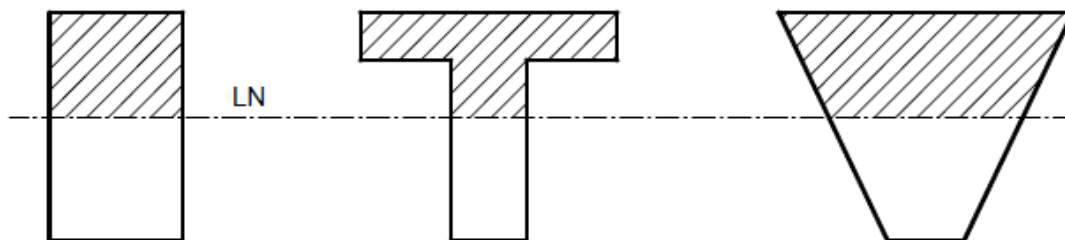
**Figura 6 - Diagrama retangular**

No estágio III que é feito o dimensionamento, situação em que denomina “cálculo na ruptura” ou “cálculo no estágio III”.

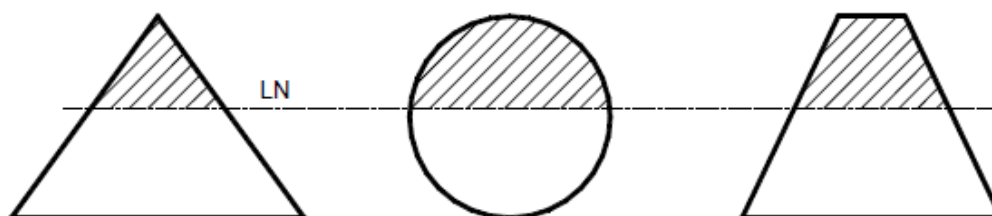
## 2.8 - Diagrama de Tensão

O diagrama parábola-retângulo é formado por um trecho retangular, para deformação de compressão variando de 0,2% até 0,35%, com tensão de compressão igual a  $0,85f_{cd}$ .

A altura do diagrama retangular é igual a  $0,8x$ . A tensão é  $0,85f_{cd}$  no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida, e  $0,80f_{cd}$  no caso contrário.



**Figura 7 - Seções com tensão de compressão igual a  $0,85 f_{cd}$**



**Figura 8 - Seções com tensão de compressão igual a  $0,8 f_{cd}$**

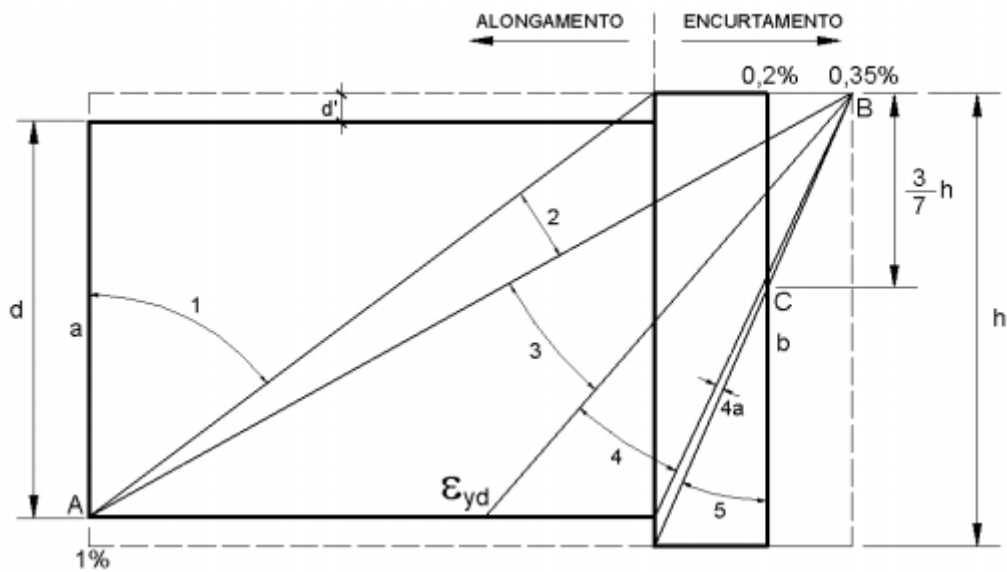
### 2.8.1 – Domínio de Deformação

São situações em que pelo menos um dos materiais – o aço ou o concreto – atinge o seu limite de deformação:

- alongamento último do aço ( $\epsilon_{cu} = 1,0\%$ )
- encurtamento último do concreto ( $\epsilon_{cu} = 0,35\%$  na flexão e  $\epsilon_{cu} = 0,2\%$  na compressão simples).

O primeiro caso é denominado ruína por deformação plástica excessiva do aço, e o segundo, ruína por ruptura do concreto.

Algumas considerações devem ser ressaltadas. A primeira refere-se à perfeita aderência entre o aço e o concreto. A segunda diz respeito à Hipótese de Bernoulli, de que seções planas permanecem planas durante sua deformação.



**Figura 9 - Domínios de deformação na ruína**

### 2.8.1.1 - Reta a

A linha correspondente ao alongamento constante e igual a 1% é denominada reta a. Ela pode ser decorrente de tração simples, se as áreas de armadura  $A_s$  e  $A'_s$  forem iguais, ou de uma tração excêntrica em que a diferença entre  $A_s$  e  $A'_s$  seja tal que garanta o alongamento uniforme da seção.

Como para a reta a não há pontos de deformação nula, considera-se que a linha neutra esteja fora da elemento.

### 2.8.1.2 - Domínio 1

Para diagramas de deformação em que ainda se tenha tração em toda a seção, mas não-uniforme, com  $\epsilon_s = 1\%$  na armadura  $A_s$  e deformações na borda superior variando entre 1% e zero.

Neste caso a posição da linha neutra varia entre  $-\infty$  e zero. O domínio 1 corresponde a tração excêntrica.



### **2.8.1.3 - Domínio 2**

O domínio 2 corresponde a alongamento do aço de 1% e deformação na borda superior variando entre zero e 0,35%. Neste caso a linha neutra já se encontra dentro da seção, correspondendo a flexão simples ou a flexão composta.

Domínio 2 é o último caso em que a ruína ocorre com deformação plástica excessiva da armadura.

### **2.8.1.4 - Domínio 3**

No domínio 3, a deformação na borda comprimida é 0,35% e o alongamento na armadura varia entre 1% e  $\epsilon_{yd}$ , ou seja, o concreto encontra-se na ruptura e o aço tracionado em escoamento. Nessas condições, a seção é denominada subarmada. Tanto o concreto como o aço trabalham com suas resistências de cálculo. Portanto, há o aproveitamento máximo dos dois materiais. A ruína ocorre com aviso, pois a peça apresenta deslocamentos visíveis e intensa fissuração.

### **2.8.1.5 - Domínio 4**

No domínio 4, permanece a deformação na borda comprimida de 0,35% e o alongamento da armadura varia entre  $\epsilon_{yd}$  e zero. Neste caso, a seção é denominada superarmada. A ruína ocorre sem aviso, pois os deslocamentos são pequenos e há pouca fissuração.

### **2.8.1.6 - Domínio 4a**

No domínio 4a (Figura 6.14), as duas armaduras são comprimidas. A ruína ainda ocorre com a deformação de 0,35% na borda comprimida. A deformação na armadura  $A_s$  é muito pequena, e portanto essa armadura é muito mal aproveitada. A

linha neutra encontra-se entre  $d$  e  $h$ . Esta situação só é possível na flexo-compressão

#### **2.8.1.7 - Domínio 5**

No domínio 5 tem-se a seção inteiramente comprimida ( $x > h$ ), com deformação constante e igual a 0,2%. Na borda mais comprimida, a deformação varia de 0,35% a 0,2%. O domínio 5 só é possível na compressão excêntrica.

#### **2.8.1.8 - Reta b**

Na reta b tem-se deformação uniforme de compressão, com encurtamento igual a 0,2%. Neste caso,  $x$  tende para  $+\infty$ .

## **CAPÍTULO III - LAJE**

### **3.1 - Definição**

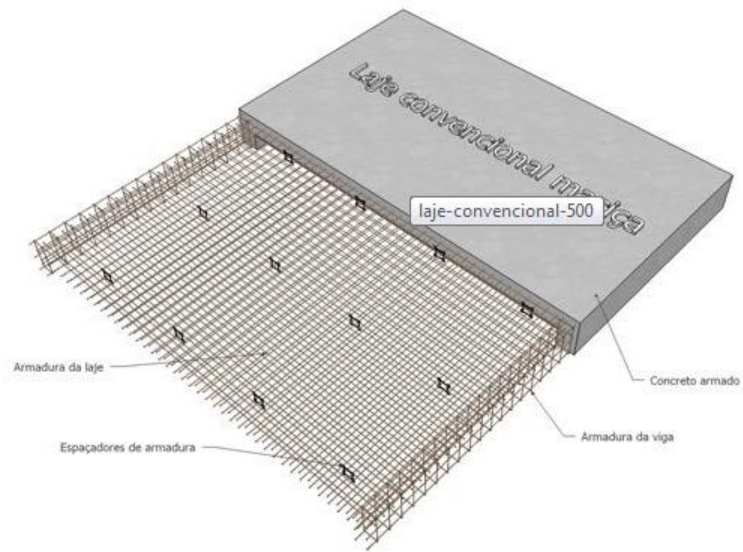
As lajes são os elementos estruturais que têm a função básica de receber as cargas de utilização das edificações, aplicadas nos pisos, e transmiti-las às vigas. As vigas transmitem as cargas aos pilares e, a partir destes, o carregamento é transferido para as fundações. Apesar de haver outras possibilidades de concepção, este é o modelo estrutural mais empregados nas edificações.

As lajes também servem para as ações horizontais entre os elementos estruturais de contraventamento, além de funcionarem como mesas de compressão das vigas T.

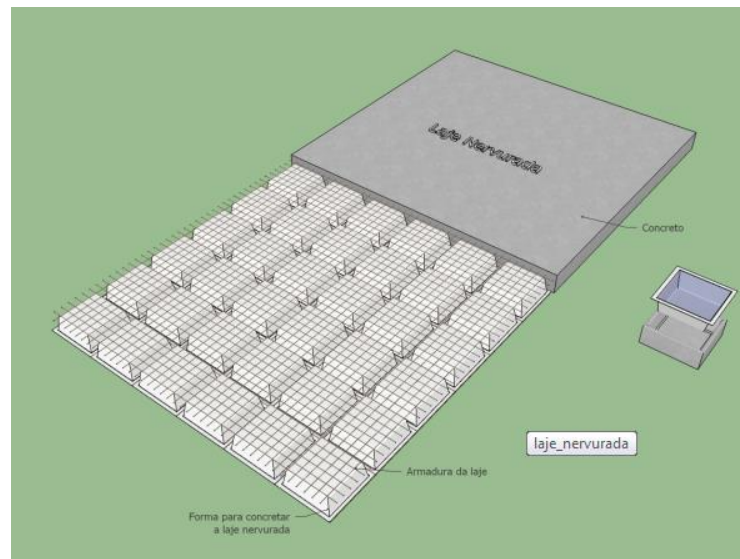
As lajes são classificadas como elementos planos bidimensionais, que são aqueles onde duas dimensões, o comprimento e a largura, são da mesma ordem de grandeza e muito maiores que a terceira dimensão (espessura).

#### **3.1.1 - Tipos de Lajes**

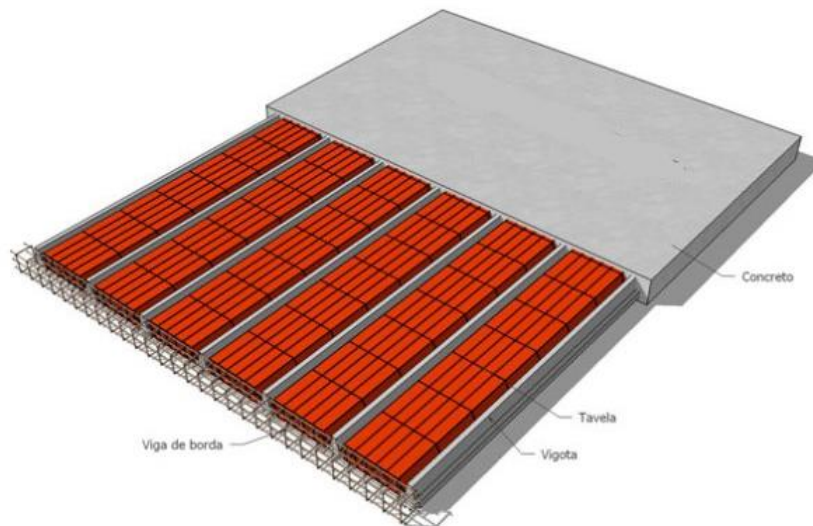
Os pisos das edificações podem ser executados com diferentes tipos de lajes, como as lajes maciças, as lajes nervuradas, as lajes cogumelo, além de diversos tipos de lajes pré-moldadas. A definição do tipo de laje a ser utilizado depende de considerações econômicas e de segurança, sendo uma função do projeto arquitetônico em análise.



**Figura 10 - Laje maciça**



**Figura 11 - Laje nervurada sem preenchimento**



**Figura 12 - Laje nervurada com preenchimento**

Lajes cogumelo são lajes apoiadas em pilares, resultando um piso sem vigas. Nessas lajes, o topo do pilar possui um aumento de seção, denominado capitel, para aumentar a resistência à punção da laje. Quando o capitel não está presente, a laje é denominada de laje lisa.

### 3.1.2 - Classificação Quanto à Direção

As lajes maciças podem ser classificadas segundo diferentes critérios, como de concreto armado ou concreto protendido, em relação à forma geométrica, tipos de apoios e de armação, quanto à direção.

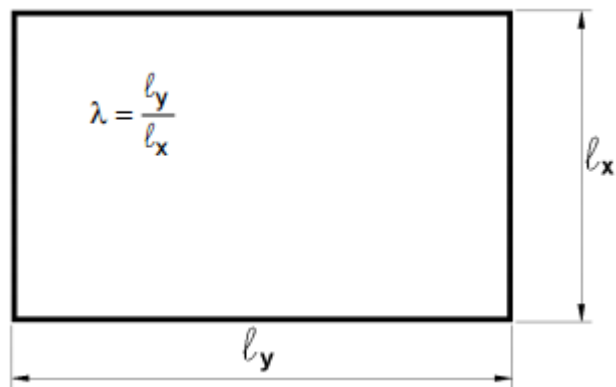
Uma classificação muito importante das lajes é aquela referente à direção da armadura principal, havendo dois casos: laje armada em uma direção e laje armada em duas direções, onde  $l_x$  e  $l_y$  são vãos teórico da laje.

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$$

**equação 2**

Se  $\lambda \leq 2$  a laje será armada em duas direções. Já se  $\lambda \geq 2$  a laje será armada apenas em uma direção.

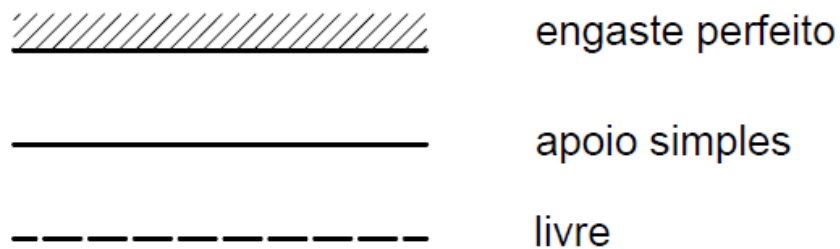
Onde  $l_x$  e  $l_y$  são o menor e o maior lado respectivamente conforme a Figura 13.



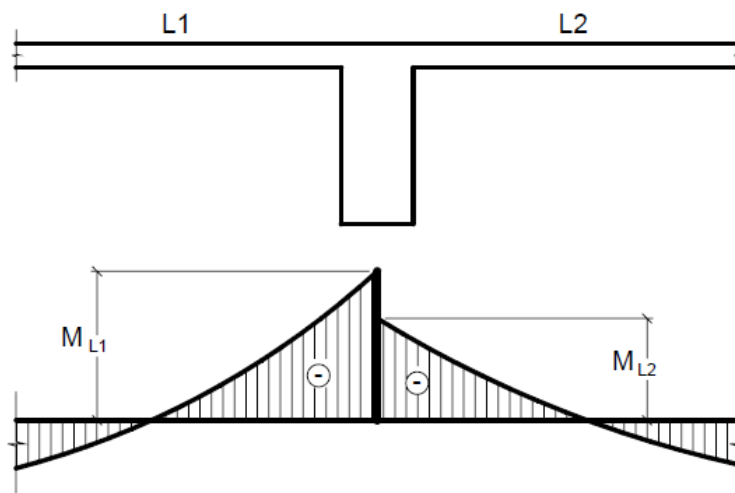
**Figura 13 - Relação entre vãos teóricos**

### 3.1.3 - Vinculação nas Bordas

Os três tipos comuns de vínculo das lajes são o apoio simples, o engaste perfeito e o engaste elástico como mostrado na Figura 14. A idealização teórica de apoio simples ou engaste perfeito, nas lajes correntes dos edifícios, raramente ocorre na realidade, ocorrendo na maioria das vezes o engaste elástico como é mostrado na Figura 15.



**Figura 14 - Convenção para condições de apoio**



**Figura 15 - Engastamento elástico na continuidade das lajes decorrente dos momentos fletores negativos diferentes**

### 3.1.4 - Espessura Mínima

Nas lajes maciças devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a espessura segundo a NBR 6118:2014:

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de 42 para lajes de piso biapoiadas e 50 para lajes de piso contínuas;
- 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

As lajes do presente projeto são de um edifício multifamiliar, com pavimentos tipos e garagem e por isso serão dimensionadas com altura de 10 cm.

### 3.1.5 - Cargas consideradas

Segundo a NBR 6120/1980, as cargas podem ser classificadas em permanentes e acidentais, e são distribuídas por metro quadrado sobre a laje.

### **3.1.5.1 - Cargas Permanentes**

As cargas permanentes são constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes.

### **3.1.5.2 - Peso Próprio**

O peso próprio da laje é o peso do concreto armado que forma a laje maciça. Para o peso específico do concreto armado a NBR 6118/03 indica o valor de 25 kN/m<sup>3</sup>.

### **3.1.5.3 - Revestimento**

Quando não for calculado de forma exata, pode ser feito admitindo-se, além dos demais carregamentos, uma carga uniformemente distribuída por metro quadrado de piso, com o valor mínimo de 1 kN/m<sup>2</sup>. No projeto em questão foi adotado uma carga de revestimento de 1,2 kN/m<sup>2</sup> (NBR 6120:1980).

### **3.1.5.4 – Paredes**

A carga das paredes sobre as lajes maciças deve ser determinada em função da laje ser armada em uma ou em duas direções. É necessário conhecer o tipo de unidade de alvenaria (tijolo, bloco, etc.), que compõe a parede, ou o peso específico da parede, a espessura e a altura da parede, bem como a sua disposição e extensão sobre a laje.

### **3.1.5.5 - Carga Acidental**

É toda aquela que pode atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos etc.).



A NBR 6120/1980 traz uma tabela de valores mínimos de sobrecargas. No presente projeto serão usados as seguintes sobrecargas:

- edifícios residenciais: 1,5 kN/m<sup>2</sup> para dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro e 2 kN/m<sup>2</sup> para despensa, área de serviço e lavanderia)
- escadas (2,5 para escadas sem acesso ao público)
- garagem e estacionamento (3 kN/m<sup>2</sup>)
- cobertura 0,5 kN/m<sup>2</sup>
- Casa de máquina 7,5 kN/m<sup>2</sup>

### 3.1.5.6 - Carga de Projeto

Esta carga será somatório de todas as cargas atuantes na laje, multiplicadas pelo fator de segurança  $\gamma_f=1,4$ .

### 3.1.6 - Determinação do Domínio de Trabalho

A determinação do domínio de trabalho para lajes é feita com a mesma intenção desta determinação para vigas, que a ruptura possa ser com aviso prévio, por isso as lajes devem ser dimensionadas no domínio 2 ou 3.

### 3.1.7 - Dimensionamento Manual das Lajes

O momento para o dimensionamento das lajes de duas direções podem ser determinados por diversas tabelas de autores como: Czerny, Stiglat/Wippel, Bares, Szilard, Marcus, etc., já as lajes armadas em um direção podem ter o seu momento determinados através de diagrama de momento de uma viga de 1m de largura da base.

Já as armaduras podem ser determinadas através da equação:

$$A_s = \frac{M_d}{f_y(d-0,4x)} \quad \text{equação 2}$$

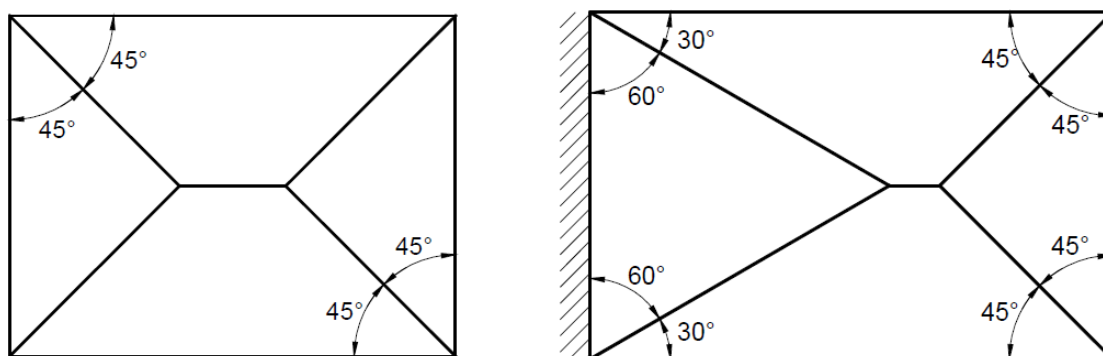
Onde o  $M_d$  é o momento de cálculo,  $f_y$  é a tensão minorada do aço,  $d$  a altura útil e  $x$  a altura da linha neutra.

### 3.1.8 - Reações de Apoio

Assim como no cálculo dos momentos fletores solicitantes e das flechas, no cálculo das reações da laje nas bordas, as lajes serão analisadas em função de serem armadas em uma ou em duas direções. No caso das lajes armadas em uma direção, as reações de apoio são provenientes do cálculo da viga suposta.

Para as lajes retangulares armadas em duas direções com carga uniformemente distribuída, a NBR 6118/14 (item 14.7.6.1), prescreve que as reações nos apoios sejam calculadas segundo triângulos ou trapézios, determinados por meio das charneiras plásticas, obtidos com o traçado em planta, a partir dos vértices da laje, de retas inclinadas como:

- 45° entre dois apoios do mesmo tipo;
- 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado;
- 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.



**Figura 16 - Definição das áreas de influência de carga para cálculo das reações de apoio nas vigas de borda das lajes armadas em duas direções**

## **CAPÍTULO IV - VIGA**

### **4.2 - Definição**

Segundo a NBR 6118/2014 define que as vigas são elementos lineares em que a flexão é preponderante. Ainda segundo a norma, os elementos lineares são aqueles tem o comprimento longitudinal maior em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal.

#### **4.2.1 - Domínio de Trabalho**

As deformações nos materiais componentes das vigas de concreto armado submetidas à flexão simples encontram-se nos domínios de deformações 2, 3 ou 4, conforme definidos na NBR 6118 (item 17.2.2).

#### **4.2.2 - Dutilidade nas Vigas**

Nas vigas é necessário garantir boas condições de dutilidade respeitando os limites da posição da linha neutra ( $x/d$ ), sendo adotada, se necessário, armadura de compressão.

A introdução da armadura de compressão para garantir o atendimento de valores menores da posição da linha neutra ( $x$ ), que estejam nos domínios 2 ou 3, não conduz a elementos estruturais com ruptura frágil. A ruptura frágil está associada a posições da linha neutra no domínio 4, com ou sem armadura de compressão.

#### **4.2.3 – Cargas Consideradas**

As cargas consideradas para o dimensionamento são calculadas de forma que essas cargas sejam linearmente distribuída sobre o sistema estrutural da viga.

#### **4.2.3.1 - Peso Próprio**

O peso próprio das vigas é determinado com a multiplicação do peso específico do concreto, pela área da seção transversal da viga.

#### **4.2.3.2 - Alvenarias**

A carga referente ao peso da alvenaria sobre a viga é determinada pelo resultado da multiplicação do peso específico da alvenaria, Pela espessura e altura. Nas paredes em que houver abertura, os pesos referente as aberturas devem ser descontados.

#### **4.2.4 - Ações**

##### **4.2.4.1 - Ações das Lajes**

Deve-se determinar as ações das lajes que serão suportadas por cada vigas do contorno da laje.

##### **3.2.4.2 - Ações das Vigas**

Existem ocasiões em que vigas estão apoiadas sobre outras vigas. Então a reação de apoio secundária (apoiada) deve ser transferida como uma carga pontual para a viga principal, que a esta apoiando.

##### **4.2.4.3 - Ações dos Pilares**

No caso de um pilar “nascer” em algum pavimento acima das fundações, a viga que está apoiando-o, deve receber uma carga concentrada de valor igual ao

esforço normal que recebe o pilar. Essa viga que recebe uma carga de pilar é denominada viga de transição.

#### **4.2.5 - Carga do Projeto**

A carga considerada para o dimensionamento da viga, será carga resultante do somatório de todas as cargas citadas acima. Essa será a carga utilizada para calcular os esforços na viga.

#### **4.2.6 - Largura Mínima**

A NBR 6118/2014 relata que a seção transversal das vigas não pode apresentar largura menor que 12 cm, ou em casos especiais 10 cm em casos excepcionais, sendo obrigatoriamente respeitadas as seguintes condições:.

- alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e cobrimentos estabelecidos nesta Norma;
- lançamento e vibração do concreto de acordo com a ABNT NBR 14931.

As dimensões escolhidas no presente projeto foram determinadas pelos critério de respeitar ao máximo o projeto arquitetônico e o dimensionamento estrutural.

#### **4.2.7 - Cisalhamento**

Numa viga de concreto armado submetida a flexão simples, vários tipos de ruína são possíveis, entre as quais:

- ruínas por flexão;
- ruptura por falha de ancoragem no apoio,
- ruptura por esmagamento da biela,

- ruptura da armadura transversal,
- ruptura do banzo comprimido devida ao cisalhamento e ruína por flexão localizada da armadura longitudinal.

De acordo com a NBR 6118:2014 (item 16.2.3) “é necessário garantir uma boa ductilidade, de forma que uma eventual ruína ocorra de forma suficientemente avisada, alertando os usuários”. A armadura de flexão é que deve ser proporcionada de forma a garantir que a ruptura se desenvolva lenta e gradualmente.

#### **4.2.7.1 - Modelo de Cálculo**

A NBR 6118:2014, item 17.4.1, admite dois modelos de cálculo, que pressupõem analogia com modelo de treliça de banzos paralelos, associado a mecanismos resistentes complementares.

O modelo I admite (item 17.4.2.2)

- bielas com inclinação  $\theta = 45^\circ$
- $V_c$  constante, independente de  $V_{Sd}$

$V_{Sd}$  é a força cortante de cálculo, na seção

O modelo II considera (item 17.4.2.3)

- bielas com inclinação  $\theta$  entre  $30^\circ$  e  $45^\circ$
- $V_c$  diminui com o aumento de  $V_{Sd}$

Nos dois modelos, devem ser consideradas as etapas de cálculo:

- verificação de compressão na biela;
- cálculo da armadura transversal;

#### 4.2.7.2 – Armadura Mínima

Para garantir ductilidade à ruína por cisalhamento, a armadura transversal deve ser suficiente para suportar o esforço de tração resistido pelo concreto, antes da formação de fissuras de cisalhamento.

Segundo a NBR 6118 (2014), a armadura transversal mínima deve ser constituída por estribos, com taxa mínima de armadura de acordo com a Tabela 10.

**Tabela 10 - Valores de  $p_{sw,min}$  (%)**

AÇO	CONCRETO						
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
CA-25	0,1768	0,2052	0,2317	0,2568	0,2807	0,3036	0,3257
CA-50	0,0884	0,1026	0,1159	0,1284	0,1404	0,1580	0,1629
CA-60	0,0737	0,0855	0,0965	0,1070	0,1170	0,1265	0,1357

#### 4.2.7.3 – Detalhamento do Estribo

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5 mm, sem exceder 1/10 da largura da alma da viga. Quando a barra for lisa, seu diâmetro não pode ser superior a 12 mm.

O espaçamento mínimo entre estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural, deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento da massa. O espaçamento máximo deve atender às seguintes condições:

- $V_{sd} \leq 0,67 V_{rd2}$  , então  $S_{máx} = 0,6 d \leq 300$  mm
- $V_{sd} > 0,67 V_{rd2}$  , então  $S_{máx} = 0,3 d \leq 200$  mm.

O espaçamento transversal entre ramos sucessivos da armadura constituída por estribos não pode exceder os seguintes valores:

- $V_{sd} \leq 0,20 V_{rd2}$  , então  $St,máx = d \leq 800$  mm;
- $V_{sd} > 0,20 V_{rd2}$  , então  $St,máx = 0,6 d \leq 350$  mm

#### **4.2.7.4 - Ancoragem de Estribos**

Todas as barras das armaduras devem ser ancoradas de forma que seus esforços sejam integralmente transmitidos para o concreto, por meio de aderência, de dispositivos mecânicos, ou por combinação de ambos (Pinheiro 2003)

Os ganchos dos estribos podem ser:

- semicirculares ou em ângulo de  $45^\circ$  (interno), com ponta reta de comprimento igual a  $5 \phi_t$ , porém não inferior a 5 cm;
- em ângulo reto, com ponta reta de comprimento maior ou igual a  $10 \phi_t$ , porém não inferior a 7 cm (este tipo de gancho não pode ser utilizado para barras e fios lisos).



## **CAPÍTULO V - PILARES**

### **5.1-Considerações Iniciais**

Os pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão predominam.

Junto com as vigas, os pilares formam os pórticos, que na maior parte dos edifícios são os responsáveis por resistir às ações verticais e horizontais e garantir a estabilidade global da estrutura.

As ações verticais são transferidas aos pórticos pelas estruturas dos andares, e as ações horizontais decorrentes do vento são levadas aos pórticos pelas paredes externas.

Nas estruturas usuais, compostas por lajes, vigas e pilares, o caminho das cargas inicia nas lajes, que delas vão para as vigas e, posteriormente, para os pilares, que as conduzem até a fundação.

As lajes recebem as cargas permanentes (peso próprio, revestimentos etc.) e as variáveis (pessoas, máquinas, equipamentos etc.) e as transmitem para as vigas de apoio.

As vigas, por sua vez, além do peso próprio e das cargas das lajes, recebem também cargas de paredes dispostas sobre elas, além de cargas concentradas provenientes de outras vigas, levando todas essas cargas para os pilares em que estão apoiadas.

Os pilares são responsáveis por receber as cargas dos andares superiores, acumular as reações das vigas em cada andar e conduzir esses esforços até as fundações.

### **5.2-Dimensões-Limites**

A seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar dimensão menor que 19 cm.

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ , de acordo com a Tabela 11. Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm<sup>2</sup>. Os pilares-paredes são aqueles que possuem sua menor dimensão da seção transversal menor que 1/5 da maior dimensão.

**Tabela 11 - Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  para pilares e pilares-parede**

<b>b</b> cm	≥ 19	18	17	16	15	14
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
onde $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$ ; $b$ é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm). NOTA O coeficiente $\gamma_n$ deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.						

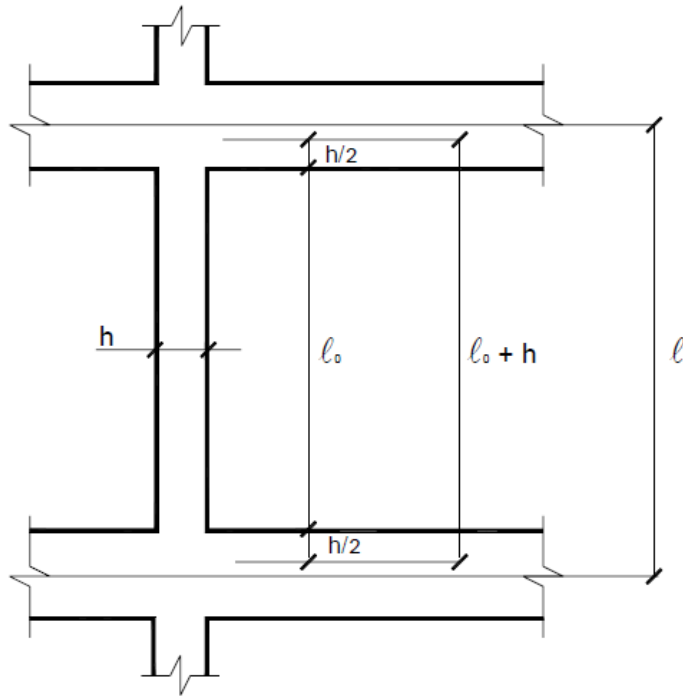
### 5.3-Comprimento Equivalente

Segundo a NBR 6118:2014, o comprimento equivalente **l<sub>o</sub>** do pilar, suposto vinculado em ambas extremidades, é o menor dos valores como mostrado na Figura 17:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

- l<sub>o</sub>**: é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;
- h**: é a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura;
- l**: é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

No caso de pilar engastado na base e livre no topo, **l<sub>e</sub> = 2l**.



**Figura 17 - Comprimento Equivalente**

#### 5.4-Raio de Giração

Define-se o raio de giração  $i$  como sendo:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

- $I$ : é o momento de inércia da seção transversal;

- $A$ : é a área de seção transversal.

#### 5.5-Índice de Esbeltez

O índice de esbeltez é definido pela relação:

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

Os pilares são classificados com relação ao índice de esbeltez como:

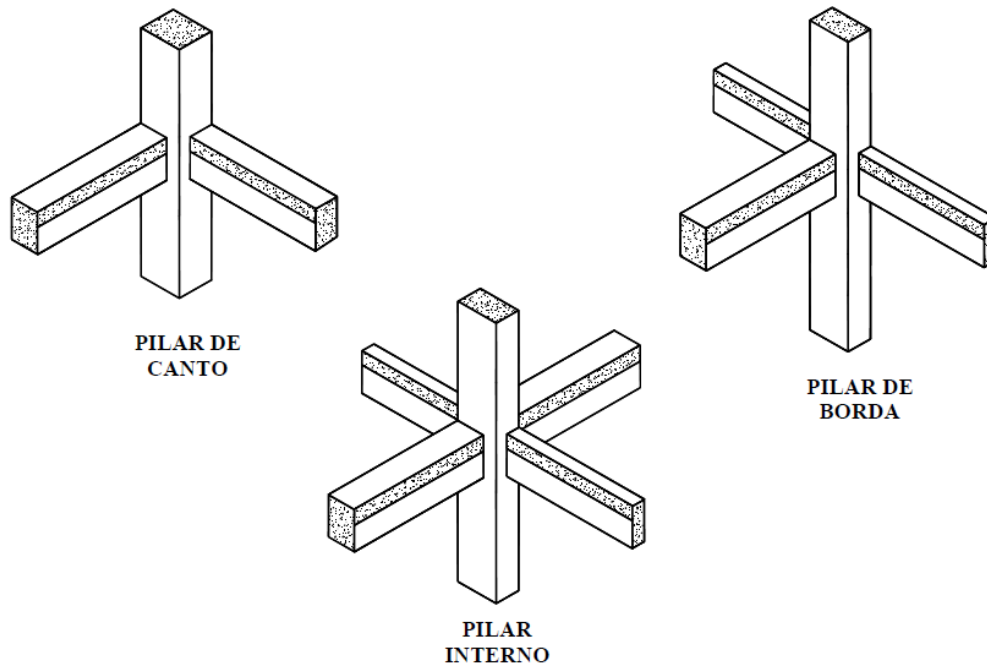
- Pilares robustos ou pouco esbeltos, para  $\lambda \leq \lambda_1$ ;
- Pilares de esbeltez média, para  $\lambda_1 < \lambda \leq 90$ ;
- Pilares esbeltos ou muito esbeltos, para  $90 < \lambda \leq 140$ ;
- Pilares excessivamente esbeltos, para  $140 < \lambda \leq 200$ .

A NBR 6118:2014 não permite em nenhum caso pilares com  $\lambda$  superior a 200.

### **5.6-Classificação dos Pilares Quanto às Solicitações Iniciais**

Os pilares podem ser classificados quanto às solicitações iniciais como:

- Pilares Internos: estão situados internamente ao piso, sua excentricidade inicial pode ser desprezada, admitindo-se compressão simples;
- Pilares de Borda: estão situados nas bordas do piso, possui excentricidade inicial em apenas uma direção, estando submetido a uma força de compressão e um momento fletor caracterizando uma flexão composta;
- Pilares de Borda: estão situados nos cantos do piso, possui esforço de compressão e excentricidade inicial em duas direções caracterizando uma flexão oblíqua;



**Figura 18 - Classificação dos pilares quanto às solicitações iniciais**

### **5.7-Armaduras Longitudinais**

As armaduras longitudinais devem ser dispostas na seção transversal, de forma a garantir a resistência adequada do elemento estrutural.

De acordo com a NBR 6118:2014, o diâmetro das barras longitudinais não pode ser inferior a 10 mm nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal.

$$10 \text{ mm} \leq \Phi \leq b/8$$

Deve- se obedecer uma taxa mínima:

$$A_{s,mín} = (0,15 N_d/f_yd) \geq 0,004 A_c$$

E uma taxa máxima:

$$A_{s,máx} = 0,08 A_c$$

Em seções poligonais, deve existir pelo menos uma barra em cada vértice; em seções circulares, no mínimo seis barras distribuídas ao longo do perímetro.

### 5.8-Armaduras Transversais

A armadura transversal de pilares, constituída por estribos e, quando for o caso, por grampos suplementares, deve ser colocada em toda a altura do pilar, sendo obrigatória sua colocação na região de cruzamento com vigas e lajes (NBR 6118:2014).

Os estribos têm as seguintes funções:

- a) impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir o posicionamento;
- b) garantir a costura das emendas de barras longitudinais;
- c) confinar o concreto e obter uma peça mais resistente ou dúctil.

O diâmetro dos estribos em pilares não pode ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal.

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \phi_e/4 \end{cases}$$

O espaçamento longitudinal entre estribos deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores

- 200 mm;
- menor dimensão da seção;
- 24  $\Phi$  para CA-25
- 12  $\Phi$  para CA-50.

Quando houver necessidade de armaduras transversais para forças cortantes e torção, devem ser comparados com os mínimos especificados no item 18.3 da NBR 6118:2014, adotando-se o menor dos limites especificados.

## **CAPÍTULO VI – PROGRAMA EBERICK V9®**

### **6.1- Considerações Iniciais**

O Eberick V9® é um sistema computacional em ambiente Windows para auxílio ao projeto de estruturas de edifícios de múltiplos pisos em concreto armado.

A utilização de um programa de computador em situações reais de projeto de estruturas implica em muita responsabilidade e experiência por parte do usuário.

Nenhum programa de computador, por mais sofisticado que seja, é capaz de substituir totalmente o trabalho, as considerações e o julgamento do engenheiro.

Este programa e o computador não tem sensibilidade, sendo a responsabilidade pelo projeto correto da estrutura assumida pelo usuário, o qual deverá verificar todos os dados de entrada e os resultados apresentados pelo programa.

### **6.2-Configurações do Sistema**

As configurações no Eberick V9® são organizadas conforme seu contexto e aplicação. Assim, a distribuição dessas configurações é feita em três grupos principais:

- Configurações do desenho;
- Configurações do projeto;
- Configurações do sistema.

O programa guarda, em um único arquivo de extensão “PRJ”, os arquivos de projeto e, neste arquivo, ficam armazenadas todas as informações relativas à geometria, vínculos e carregamentos da estrutura. Neste arquivo, existe o croqui, que é um ambiente gráfico no qual se aplicam os comandos básicos de CAD e também os comandos de lançamento dos elementos estruturais.

### **6.3-Lançamento da Estrutura no Programa**

Existem duas formas de lançamento dos elementos da estrutura através do Eberick V9®, que podem ser através de coordenadas ou através da planta digitalizada.

Usualmente, os projetos arquitetônicos digitalizados são produzidos no AutoCAD , que grava estes arquivos em formato DWG (ou DXF). É preciso, portanto, importar para o Eberick V9® essas arquiteturas digitalizadas originais, para a realização do projeto estrutural. O arquivo de arquitetura precisa ser modificado, uma vez que possui elementos desnecessários ao projeto estrutural.

#### **6.3.1-Lançamento dos Pilares**

Projetos executados em computadores são baseados em modelos matemáticos que procuram representar, de forma mais realista possível, a estrutura real.

O modelo matemático utilizado pelo Eberick V9® é baseado na Análise Matricial de Estruturas, que discretiza a estrutura em elementos de barra. Portanto, um pilar real, que é um elemento sólido tridimensional, é considerado como uma barra. A barra é um elemento linear, cujo eixo é paralelo ao eixo principal do elemento real e possui propriedades físicas e geométricas que descrevem este elemento real.

Um pilar é, portanto, uma barra vertical cuja aparência esquemática é de uma linha que, vista de cima, fica resumida a um ponto (nó de inserção) ou, também, pode ser visto com as dimensões da sua seção. Uma viga também é uma barra, porém horizontal, e que pertence ao plano X-Y do pavimento e aparece em verdadeira grandeza no lançamento.

Uma vez que as vigas devem estar apoiadas nos pilares, é natural que as barras das mesmas estejam conectadas às barras dos pilares. Portanto, devem-se lançar os nós dos pilares de maneira a apoiarem as barras das vigas, sempre que possível, diretamente.



No esquema utilizado pelo Eberick V9®, os pilares não são necessariamente inseridos no seu centro geométrico. Isto ocorre porque eles devem ser locados em uma posição compatível com o restante da estrutura. Por exemplo, podem ser locados na interseção dos eixos das paredes. Este é o ponto no qual será considerado o apoio da viga e cuja coordenada será utilizada para a montagem do pórtico. O lançamento é feito através da captura do ponto médio, do ponto relativo ou do quadrante.

### **6.3.2- Lançamento das Vigas**

Uma vez acessado o comando de lançamento de vigas, os dados do diálogo são informados para definir as características geométricas das vigas, que são inseridas ligando os pilares de interesse. Feito isso, o programa irá solicitar o ponto inicial da próxima viga. De maneira análoga, serão inseridas todas as vigas que se apoiam diretamente sobre os pilares.

Logo após o lançamento das vigas, é muito importante fazer a verificação do alinhamento entre os nós de uma mesma viga. Quando os nós estão desalinhados, podem ocorrer problemas numéricos, o que pode dificultar o processamento da estrutura, bem como podem surgir diferenças nas medidas do projeto.

Através da utilização do comando específico para a renumeração das vigas, elas serão automaticamente ordenadas de cima para baixo e da esquerda para a direita, sendo as vigas inclinadas numeradas posteriormente.

### **6.3.3- Lançamento das Lajes**

As lajes podem ser lançadas através de comandos específicos do EberickV9®, preenchendo-se os dados do diálogo para definir as suas características delas, bastando apenas clicar em um ponto qualquer no interior do contorno definido pelas vigas e lança-las.

Quando as lajes são inseridas, o programa considera que todas elas estão simplesmente apoiadas no seu contorno. Entretanto, se for de interesse garantir a

continuidade entre todas as lajes do projeto, pode-se acessar o comando específico para isso. Observa-se que as linhas traço-ponto, que definiam o contorno das lajes são substituídas por linhas contínuas que indicam engastamento e, da mesma forma que as vigas, estas são renumeradas.

#### **6.3.4- Lançamento das Cargas Lineares**

As cargas lineares podem ser aplicadas sobre elementos de barra (vigas e barras) ou diretamente sobre as lajes.

As cargas das paredes são lançadas definindo-se as suas dimensões. O Eberick V9® também permite ao usuário descontar do valor das cargas de alvenaria, as aberturas das paredes, retirando-se os vazios ocupados por portas e janelas.

#### **6.3.5- Lançamento da Escada**

Para viabilizar o lançamento de patamares de escadas sem a criação de pavimentos adicionais, definem-se níveis intermediários no mesmo pavimento. Os elementos estruturais (vigas, lajes, barras) lançados nos níveis intermediários são agrupados aos elementos no croqui principal para dimensionamento e detalhamento, como se fossem uma continuidade deste.

O lançamento dos croquis intermediários deve ser feito através da janela “projeto”. Ao clicar com o botão direito do mouse sobre o pavimento superior da escada, seleciona-se o comando “inserir nível intermediário”, no qual deverá constar a altura do nível no qual o patamar da escada está inserido.

No projeto foram feitos três níveis intermediários, pois a planta de arquitetura previa três patamares, conforme a Figura 19.

Lançamento do patamar no croqui intermediário

Para que possa ser lançada a laje do patamar, é preciso definir barras que compõem seu contorno. Utiliza-se o comando “Elementos - Barras - Adicionar Barra” e definir o contorno do patamar.

O patamar é um tipo de laje que pertence à escada em um pavimento qualquer. Como nas lajes, basta clicar em um ponto no interior das barras para, através do comando “Elementos- Escadas- Adicionar Patamar”, incluir o patamar.

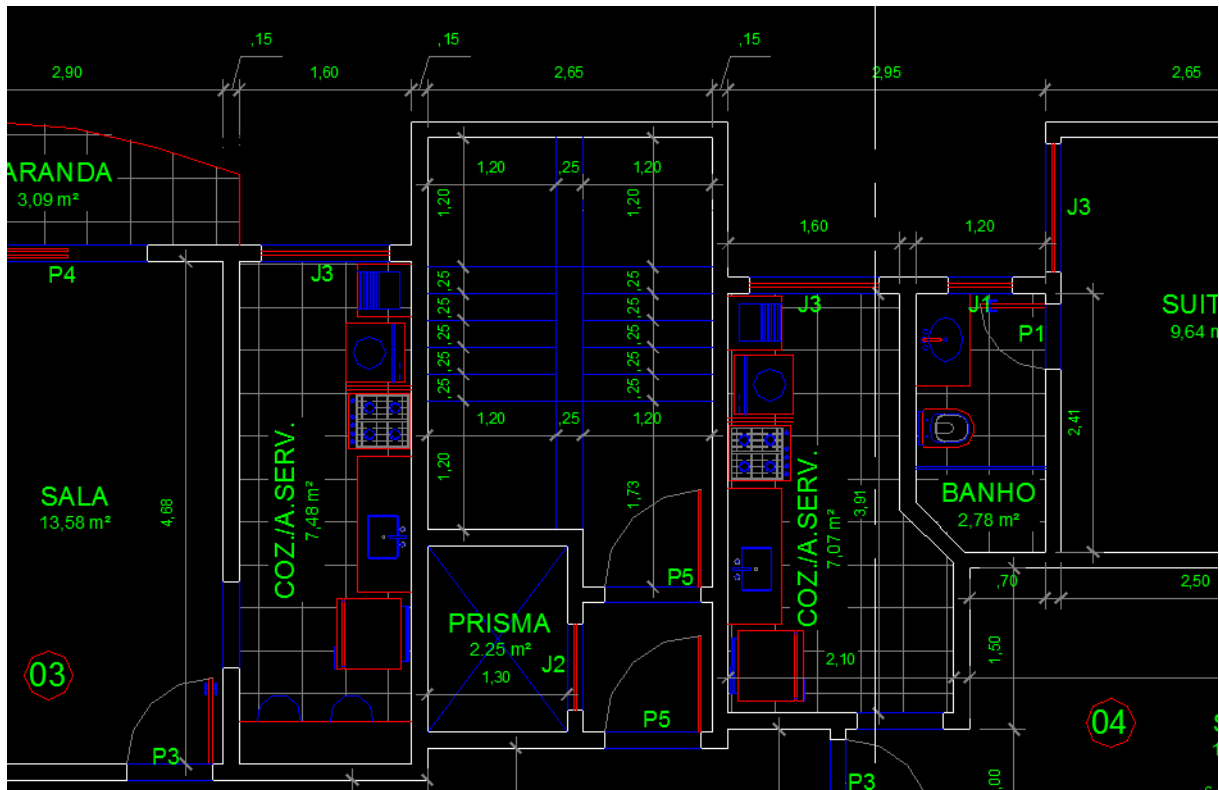


Figura 19 - Planta Baixa da Escada

#### Lançamento dos Lances da escada

Os lances da escada correspondem aos elementos inclinados que farão a ligação entre o croqui principal e os croquis intermediários. Estes elementos, portanto, aparecem em dois croquis simultaneamente, definidos por um ponto de partida, no croqui superior, e um ponto de chegada, no croqui imediatamente abaixo.

Para inserir o lance de escada, deve-se executar o comando “Elementos – Escadas – Adicionar Lance de Escada”, definir a geometria (o espelho e o piso dos degraus) e o carregamento da escada.

### **6.3.6 – Ajustes Finais no Pavimento**

Como situação inicial do programa, a ligação entre duas vigas em um nó é assumida como rígida, gerando um momento fletor no final da viga apoiada e um momento de torção correspondente na viga de apoio. Este efeito, chamado “torção de compatibilidade”, pode ser eliminado para garantir um dimensionamento mais econômico e, provavelmente, mais próximo da realidade para a viga. Isto é feito selecionando o item “Rotular apenas as extremidades de vigas que se apoiam em outras vigas”.

Outro fator importante a ser ajustado é a definição de ambiente interno ou externo. O Eberick V9® permite tratar de maneira diferenciada os valores dos cobrimentos em vigas e pilares para o caso das peças que se situam no interior da edificação. Para esses casos, o programa considera que os valores dos cobrimentos mínimos podem ser obtidos para uma Classe de Agressividade Ambiental (CAA) mais branda que aquela para as peças externas da estrutura.

Assim, pode-se definir uma localização diferenciada para as vigas e pilares internos. Para isso, devem-se editar os elementos e alterar o status da configuração “ambiente” para o valor “interno”.

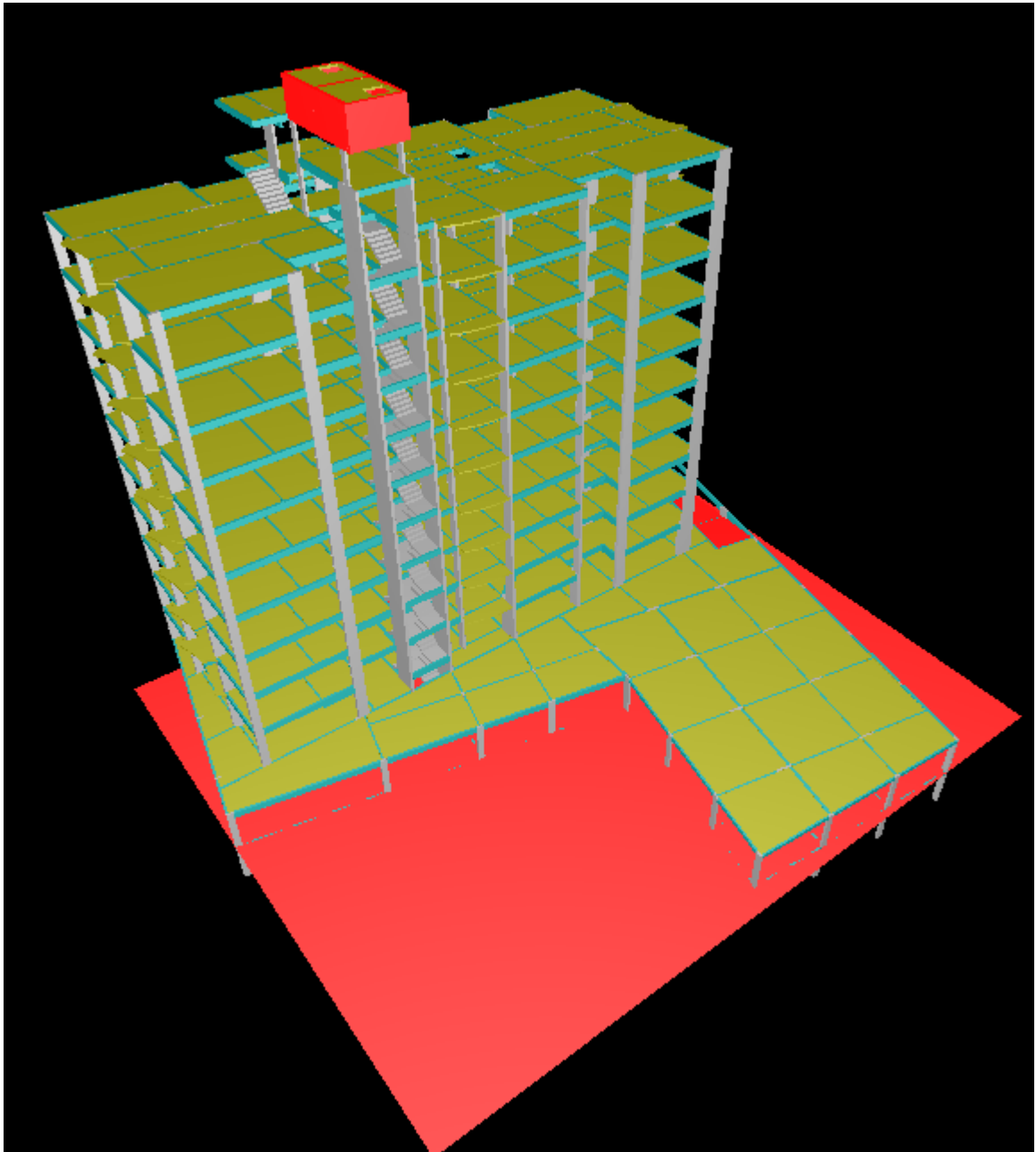
Também como já foi feito com os pilares e com o alinhamento das vigas, deve-se verificar a existência de nós muito próximos, que podem constituir uma situação de erro. Não havendo problemas de proximidades conclui-se, então, o lançamento do pavimento-modelo.

O trabalho desenvolvido para o primeiro pavimento tipo pode ser bastante aproveitado no lançamento dos demais pavimentos do projeto, bastando utilizar parte desse croqui e corrigir as diferenças particulares de cada pavimento. Após a cópia de todo o croqui, devem-se fazer as alterações pertinentes a alguns pavimentos.

### **6.4-Visualização do Pórtico 3D**

Concluída a etapa de lançamento da estrutura, é possível visualizar o Pórtico 3D (Figura 20), que oferece algumas opções de configuração referentes às cores de cada elemento do pórtico, a incidência de luz ambiente e luz direcional.

É possível selecionar os pavimentos ativos, bem como planos de corte vertical e regiões de seleção no pavimento, mostrando ser uma ferramenta bastante versátil para visualização.



**Figura 20 - Estrutura Tridimensional Gerada no Eberick V9®**

Existe, ainda, a opção de uso de teclas de atalho para efetuar translações do pórtico 3D e rotações segundo os eixos principais.

## 6.5 – Etapa de Configurações

### 6.5.1 – Configurações de Análise

As configurações do tipo análise são aquelas que definem os parâmetros do modelo de cálculo, a partir do qual serão obtidos os esforços e deslocamentos da estrutura.

Dentre os tópicos abordados nessa configuração, alguns devem ser destacados, em razão de sua importância.

O item “Processo” permite ao usuário selecionar a forma como a estrutura será calculada, existindo duas possibilidades:

- Pórtico Espacial: modelo completo de cálculo, com a estrutura calculada espacialmente, considerando os efeitos horizontais e efetuando as verificações de estabilidade global. É possível considerar a ação do vento na estrutura, determinar os efeitos de 2ª ordem globais, analisados pelo processo P-Delta, levar em conta as imperfeições geométricas globais e analisar as combinações previstas na NBR 6118:2014.
- Pavimentos isolados: modelo simplificado, no qual os pavimentos são calculados de forma independente, mas sem os recursos disponíveis pelo processo de pórtico espacial. O processamento de estruturas de grandes dimensões pode ser significativamente mais rápido pelo processo de pavimentos isolados.

Foi selecionado o processo via pórtico espacial.

No grupo “Geral”, destacam-se os itens:

- Redução no engaste para nós semirrígidos: configura o valor de redução da ligação da rigidez da ligação entre barras, que pode ser atribuído quando da disposição de nós semirrígidos nas ligações entre vigas e entre vigas e pilares.

- Redução na torção para as vigas: configura o percentual de redução de rigidez à torção a ser considerado na análise, que pretende, de forma simplificada, considerar o efeito da fissuração na rigidez à torção das vigas.

No grupo “Não-linearidade física”, são definidos os valores de redução da rigidez do material, considerando seu comportamento não linear.

O método de cálculo das lajes é o de grelha, processo que o pavimento é discretizado em uma grelha plana formada pelas faixas das lajes nas duas direções e pelas vigas do pavimento. Por este processo, são consideradas as deformações das vigas no cálculo das lajes.

### **6.5.2 – Configurações de Materiais e Durabilidade**

As configurações relativas a Materiais e Durabilidade pretendem caracterizar os parâmetros do concreto e das armaduras para as diversas partes do projeto, bem como requisitos para garantia da durabilidade da edificação (cobrimento e abertura máxima das fissuras).

É possível configurar diferentes tipos de concreto a serem utilizados na obra, com informações individuais sobre resistência à tração e compressão, peso específico, abatimento e módulo de elasticidade. Pode-se livremente incluir novas ou apagar classes de resistência existentes, desde que não estejam sendo utilizadas.

A partir da configuração “Barras” é possível definir o tipo de aço para cada bitola, o comprimento máximo (comercial) para as barras longitudinais, o tipo de fabricação (rolo ou barra) e o tipo de emenda utilizado (transpasse ou solda).

A configuração das bitolas existe para cada um dos elementos estruturais e permite particularizar os tipos de armaduras para cada um dos elementos.

A Classe de Agressividade Ambiental (CAA) deve ser definida para o projeto, conforme o item 6.4 da NBR 6118:2014. A classificação da agressividade tem a função de impor limites aos demais parâmetros de durabilidade, tais como a classe de concreto e os cobrimento mínimos. No caso deste projeto, foi adotada uma classe de agressividade ambiental II, característica de zonas urbanas. Para isso, deve-se selecionar toda a lista de pavimentos e alterar a CAA para o valor II.

### 6.5.3 – Configurações de Dimensionamento

As configurações de dimensionamento refletem itens que alteram a maneira como os elementos estruturais são dimensionados.

Dentro deste estudo, cabe destacar algumas dessas configurações que poderão interferir no dimensionamento dos elementos:

- Taxa de armadura máxima: Configura a taxa geométrica de armadura máxima dos pilares. A NBR 6118:2014 limita esse valor em 8%, incluindo a região da emenda. Uma vez que este valor aplica-se também à região de emenda (na qual tem-se somada a taxa de armadura do pilar com o do pilar superior), recomenda-se o uso do valor 4%.
- Avisar para flechas  $> L/250$ : Na janela de vigas, pode ser acessado um diagrama contendo os deslocamentos de todo o pavimento. Além de indicar os deslocamentos absolutos do pavimento, este comando verifica também as flechas relativas das vigas, comparando-as com o valor definido neste item.
- Relação máxima entre altura e C.G. da armadura: Configura a distância do centro de gravidade da seção de armadura até o ponto da seção da armadura mais afastada da linha neutra. Conforme a NBR 6118:2014 esse valor não pode ser superior a 10% de  $h$ , sendo o parâmetro “ $h$ ” correspondente à altura da viga. Será adotado o valor de 10%.
- Avisar para flechas  $> L/250$ : Na janela de lajes, com o mesmo contexto de aplicação que o já apresentado para as vigas.

### 6.6-Etapa de Análise

O processamento da estrutura, que fornece os esforços e os deslocamentos, pode ser feito a partir de qualquer janela do programa, pressionando-se o botão específico para esta finalidade na barra de ferramentas.

O cálculo desses esforços e deslocamentos é feito através de uma análise linear do modelo de pórtico espacial, que contempla as seguintes etapas:

- Construção do modelo estrutural (montagem das barras do pórtico);
- Cálculo dos painéis de lajes (método de cálculo utilizado);



- Processamento do pórtico espacial (solução e verificação da precisão numérica do sistema linear e análise de estabilidade global da estrutura).

Logo após o processamento da estrutura, o trabalho passa para a fase de análise e dimensionamento dos elementos estruturais. Esta etapa é uma das mais importantes no projeto estrutural, pois consiste em interpretar e refinar os resultados obtidos pelo programa. Por se tratar de uma etapa relativamente grande, é importante trabalhar com uma metodologia bem definida, a fim de cumprir todas as etapas sem que haja desperdício de tempo. Uma abordagem que pode ser sugerida é a de ter uma visão geral para depois obter uma visão mais particular do problema.

Tanto a análise como o dimensionamento dos elementos tem dois escopos distintos: global e local. É preciso, portanto, analisar o comportamento e verificar o dimensionamento ao Estado Limite Último e de Serviço, tanto no escopo global quanto no local. Desta maneira, deve-se começar a análise da estrutura por seu comportamento global.

A análise do comportamento global da estrutura é bem enfocada na NBR 6118:2014, uma vez que os efeitos globais são importantes, tanto no comportamento último como em serviço. Esta etapa pode, neste caso, ser dividida em três etapas: Verificação da estabilidade global, dos deslocamentos dos pilares da cobertura e do comportamento do pavimento (lajes).

A verificação da estabilidade global é feita pelo Eberick V9® na parte final do processamento, após a obtenção dos deslocamentos finais. Os resultados dessa verificação podem ser visualizados a partir do botão “Mensagens”, logo após o processamento, ou através do relatório de Estabilidade Global, localizado a partir do menu “Estruturas”.

O parâmetro obtido da NBR 6118:2014 avalia a susceptibilidade da estrutura aos efeitos de 2ª ordem globais e permite definir se há necessidade de se fazer uma análise mais sofisticada, considerando os efeitos de 2ª ordem globais. O relatório de estabilidade global gerado pelo Eberick V9® fornece dados mais detalhados sobre essa verificação.

Uma vez processada a estrutura, pode-se visualizá-la como um pórtico espacial pressionando o botão característico na barra de ferramentas. Na janela “Pórtico”, temos a possibilidade de conferir visualmente os esforços e

deslocamentos da estrutura da edificação, representada pelas barras do pórtico (vigas e pilares).

O recurso do pórtico no Eberick V9® tem as mesmas funções do pórtico 3D, permitindo a seleção de pavimentos, planos de corte segundo os dois eixos principais, opções de ponto de visualização e rotação da estrutura.

O comportamento das lajes do pavimento pode ser analisado com base na avaliação dos resultados obtidos da análise da grelha, que fornece os resultados referentes aos esforços e deslocamentos do modelo de grelha, e pelos diagramas de reações de apoio e momentos fletores.

A partir dessa ferramenta, é apresentada uma representação da grelha, que utiliza as características de visualização tridimensional utilizadas pelo Pórtico 3D.

Os valores exibidos para o modelo elástico podem referir-se aos esforços axiais, momentos fletores, esforços cortantes, momentos torsões e deslocamentos.

Neste diagrama, a representação é feita através de um gradiente de cores associado a uma escala relativa aos valores máximos de esforço observado.

Pressionando-se o botão esquerdo do mouse sobre uma barra da grelha, abre-se uma pequena janela na qual são exibidos os valores inicial e final referentes ao diagrama corrente. Ao parar com o mouse sobre uma das barras, o programa também exibe o valor do máximo esforço da barra através de um dialogo dinâmico.

Sobre a janela da grelha 3D é possível utilizar os comandos de visualização já conhecidos. Além disso, o usuário pode optar pela visualização da grelha 3D ou em vista superior. Na vista superior pode-se definir o fator multiplicador dos deslocamentos.

## **6.7-Comportamento do Pavimento (Vigas)**

A análise mais importante relativa ao desempenho estrutural de um pavimento compete a ligação entre vigas e pilares, que, juntos, compõem o pórtico espacial. Essa ligação é a grande responsável por modelos eficientes de estrutura, em que os esforços são absorvidos por peças de dimensões proporcionais á estrutura, com funcionamento adequado em serviço e mantendo caráter de uma boa solução do ponto de vista da economia.

Definir um bom modelo para uma estrutura requer, portanto, uma análise adequada dos resultados. Essa análise pode ser efetuada no Eberick V9® através da observação do diagrama do pórtico e dos diagramas de esforços solicitantes das vigas. A primeira alternativa é, geralmente, pouco prática nos casos de estruturas maiores, já que a visualização dos resultados torna-se mais difícil. A segunda forma, através dos diagramas de esforços solicitantes das vigas, permite uma visualização rápida e detalhada dos resultados.

O Eberick V9® fornece, ainda, um diagrama com as reações de apoio das vigas sobre os pilares. Os diagramas, além de exibirem os gráficos de esforços, mostram também seus valores.

Os diagramas de esforços solicitantes representam o comportamento teórico da viga segundo o modelo de cálculo proposto. Devido a relevância desse recurso na análise, recomenda-se que seja feito um estudo detalhado de cada diagrama para cada viga.

A seguir, são destacados os principais pontos que podem ser observados da análise dos diagramas:

- Diagrama de carregamentos: exibe os valores dos carregamentos aplicados sobre a viga. Correspondem fielmente aos valores observados no diagrama de reações da lajes.
- Diagrama de esforços cortantes: corresponde aos esforços aplicados segundo o diagrama de carregamentos.
- Diagrama de momentos fletores: exibe os momentos negativos sobre os apoios extremos (ligação rígida viga-pilar) e uma descontinuidade sobre o apoio intermediário, decorrente da análise sobre um modelo de pórtico. É importante notar que nos modelos de viga sobre viga não era percebida essa descontinuidade no diagrama de momentos fletores.
- Diagrama de momento torsor: mostra, em geral, somente valores pequenos, evidenciando torção de compatibilidade.

## **6.8-Etapa de Dimensionamento dos Elementos**

O dimensionamento da estrutura deve garantir os requisitos mínimos de qualidade da estrutura, que correspondem à capacidade resistente (segurança à ruptura), desempenho em serviço (principalmente flechas e fissuração controlada) e durabilidade da estrutura.

Dada a importância da verificação da estrutura em serviço, é importante saber, antes do dimensionamento ao Estado Limite Último (ELU), qual foi o desempenho da estrutura em termos de deformações excessivas. O Eberick V9® apresenta um diagrama que mostra os deslocamentos verticais nos nós da estrutura e nos pontos das vigas onde o deslocamento é máximo.

Neste diagrama, são apresentados os deslocamentos nodais e os máximos ocorridos em cada trecho. A diferença entre os deslocamentos máximos de cada vão e os deslocamentos dos apoios provocam uma curvatura na viga, que costumamos chamar de flecha. É muito importante não confundir o deslocamento com a flecha, uma vez que temos que verificar tanto um quanto o outro.

A análise das flechas é realizada com a estrutura em serviço, enquanto o dimensionamento é feito pelo estado limite último. Portanto, as duas verificações são independentes.

O Eberick V9® oferece também um diagrama com os valores das flechas máximas observadas em cada uma das lajes, assim como uma comparação com os valores limites recomendados.

## **6.9-Dimensionamento ao Estado Limite Último (ELU)**

A etapa de dimensionamento dos elementos ao Estado Limite Último corresponde ao requisito essencial da estrutura, que é a de ter capacidade resistente e segurança à ruptura. Este dimensionamento é feito para cada elemento (viga, pilar e laje), segundo uma sequência de evolução da estrutura.

Para acessar o ambiente de dimensionamento dos elementos no Eberick V9®, basta acessar a janela de dimensionamento.

A visualização das vigas pode ser feita individualmente, por trechos, ou de maneira geral, desde que mudando para a “visão por vigas”. O formato da tabela será alterado, passando a exibir informações mais resumidas para as vigas do pavimento (nome, status, seção, dados geométricos e elevação).

Para o dimensionamento das lajes, deve-se conhecer o comportamento da estrutura, em termos de esforços e deslocamentos. Para isso, é importante analisar novamente os diagramas de esforços (Grelha 3D), reações e momentos.

Após o dimensionamento das vigas, é possível observar uma mudança significativa no comportamento e distribuição dos esforços e deslocamentos da laje. A distribuição dos esforços tornou-se mais coerente com os resultados esperados para o pavimento e pode-se, assim, partir para o dimensionamento dos elementos.

Verificando-se as armaduras positivas e negativas calculadas para cada laje, notou-se que não houve erro em nenhuma delas (Status calculado), ou seja, a espessura adotada de 10 cm foi suficiente para o dimensionamento da laje por, pelo menos, uma bitola configurada.

Sobre os pilares, tem-se que a condição de travamento no nível dos pavimentos define o comprimento de esbeltez do pilar, que, por sua vez, determina o processo de dimensionamento dos pilares. Como já se conhece do estudo de instabilidade, o comprimento de flambagem ( $l_e$ ) depende do vínculo do pilar. O Eberick V9 identifica automaticamente os travamentos dos pilares para o dimensionamento.

O Eberick V9® dispõe de um processo de verificação baseado nas indicações da NBR 6118:2014, denominado de “processo da linha neutra”.

O princípio básico desse processo é o de pesquisar a posição da linha neutra para que a seção permaneça em equilíbrio, ou seja, obtêm-se os momentos resistentes e comparam-se aos momentos aplicados. Caso os momentos resistentes sejam maiores, a seção será considerada suficiente para resistir aos esforços aplicados.

Para obter a resultante de compressão, a seção é dividida em faixas e para cada uma delas, obtêm-se a tensão de compressão relativa à deformação média da faixa. Com isto, procura-se produzir o diagrama parábola-retângulo proposto pela NBR 6118:2014.

## 6.10-Conclusão de Projeto da Estrutura

Após ter efetuado o primeiro dimensionamento para as vigas, pilares e lajes do primeiro pavimento tipo, deve-se copiar essa geometria para os demais pavimentos. Com isso, o lançamento foi atualizado e a estrutura pode ser processada novamente.

Após o processamento, devem-se repetir todos os procedimentos iniciados desde a etapa de análise e dimensionamento, iniciando pela análise global. A verificação da estrutura deve incluir novamente análise dos parâmetros de estabilidade global, a inspeção visual da estrutura (pórtico reticulado) e a verificação dos deslocamentos no topo da estrutura.

Esta análise é muito importante para a avaliação da evolução do desempenho global da estrutura na medida em que ela vai sendo dimensionada. Pode ser um parâmetro de referência no momento em que seja necessário tomar uma decisão sobre a modificação de uma parte do modelo estrutural para atender aos requisitos de estabilidade global.

Deve-se repetir o dimensionamento das vigas, incluindo a verificação das flechas e deslocamentos, diagramas de esforços solicitantes e dimensionamento das seções resistentes e armaduras para o pavimento cobertura, que ainda não foi dimensionado. Após as modificações, a estrutura deve ser processada novamente.

Deve-se repetir o dimensionamento das lajes, incluindo a verificação das reações de apoio, momentos fletores, flechas, comportamento global e dimensionamento da seção para o pavimento cobertura. Assim como no primeiro pavimento tipo, a espessura adotada para as lajes da cobertura foram suficientes, dispensando alterações.

Na etapa de dimensionamento dos pilares, deve ser efetuado o dimensionamento de toda estrutura. Há duas maneiras de fazer isto: por pavimento ou por lance.

O procedimento mais adequado ao projeto é o de dimensionar por pavimento somente o pavimento mais crítico em termos de esforços, e os demais pavimentos podem ser dimensionados a partir do primeiro.

## **6.11-Escolha das Armaduras**

No momento do dimensionamento de cada um dos elementos da estrutura, o Eberick V9® faz o dimensionamento para cada uma das bitolas selecionadas na configuração “Materiais e Durabilidade” e, dentre aquelas que atendem aos requisitos normativos e de dimensionamento, escolhe uma das armaduras para ser exibida em cada uma das respectivas janelas de dimensionamento.

A escolha das armaduras feita pelo programa depende de critérios, definidos nas configurações de dimensionamento, baseando-se no peso a ser dado para algumas das seguintes condições:

- Área de Aço;
- Mão de obra (quantidade das barras);
- Diâmetro das barras.

A atribuição de um maior ou menor peso a cada um dos itens mencionados permite ao programa escolher entre pares (quantidade/diâmetro) para diferentes bitolas com a mesma área de aço resultante. No projeto, a configuração utilizada foi a padrão já estabelecida pelo programa.

A escolha da bitola a ser adotada no detalhamento fica, entretanto, a critério do usuário, que pode modificar a escolha das armaduras feita pelo programa apenas através da seleção na janela de dimensionamento. Quaisquer das duas opções de armadura dispostas na linha podem ser adotadas, pois atendem às prescrições da norma NBR 6118:2014.

## **6.12-Etapa de Detalhamento das Armaduras**

Uma das finalidades do projeto é a de produzir os detalhamentos da armadura em plantas que são, na verdade, os documentos a serem seguidos durante a construção. Esses documentos devem conter a identificação da obra, do pavimento e dos elementos detalhados, com o resumo dos materiais empregados e com especificações que sejam necessárias ao bom desempenho da estrutura.

No Eberick V9®, considera-se uma prancha como sendo o desenho disposto em uma folha cujo tamanho seja qualquer definido a partir de uma configuração que represente todas as dimensões uteis do papel. As pranchas de detalhamento podem ser editadas no Eberick V9®, no ambiente do “Editor de Ferros”.



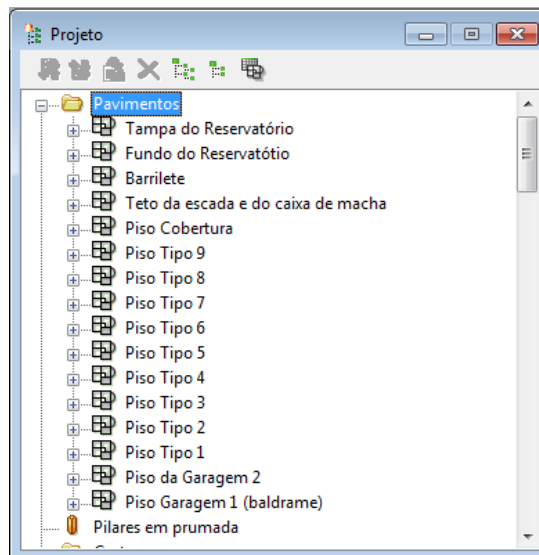
## CAPÍTULO VII – LANÇAMENTO E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

### 7.1-Configurações adotadas

O presente trabalho trata de um dimensionamento estrutural de uma unidade multifamiliar, constituído 11 pavimentos, sendo que são 9 pavimentos tipo, com 6 apartamentos em cada pavimento.

O edifício escolhido e possui uma área de construção de aproximadamente 545 m<sup>2</sup> e pavimento tipo com área total de aproximadamente 407 m<sup>2</sup>. Pode-se ver o projeto arquitetônico no anexo.

Na Figura 21 está a janela de entrada do programa na qual mostra todos os pavimentos adotados no projeto.



**Figura 21 - Janela de visualização dos pavimentos**

O lançamento dos elementos foi feito de forma gráfica, diretamente sobre a planta arquitetônica, permitindo definir diversas hipóteses na análise do modelo.

Para que as plantas de todos os pavimentos estejam em sintonia foi necessário coloca-las em escala apropriada e fixá-la por um ponto de referência através do ícone “Ferramentas – Posicionar Origem do Projeto”.

Antes de se fazer o lançamento foi preciso configurar alguns itens para que o programa processe com parâmetros que foram definidos para o projeto.

O primeiro deles foram os parâmetros da aba “Materiais e Durabilidades”, onde foram definidos o grau de agressividade do ambiente, a classe do concreto, seu abatimento, as bitolas que foram usadas para o detalhamento, o início de carregamento, as dimensões do agregado e os cobrimentos adotados. Nas figuras abaixo podem ser visto todos os parâmetros adotados nessa aba.

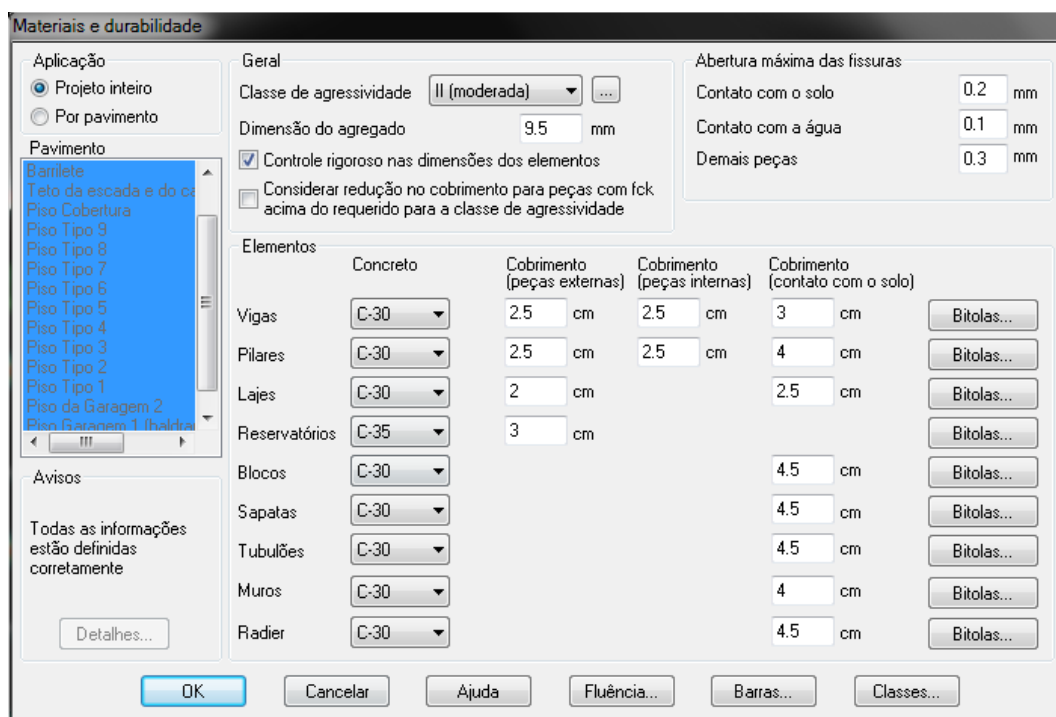


Figura 22 - Janela de materiais e durabilidade

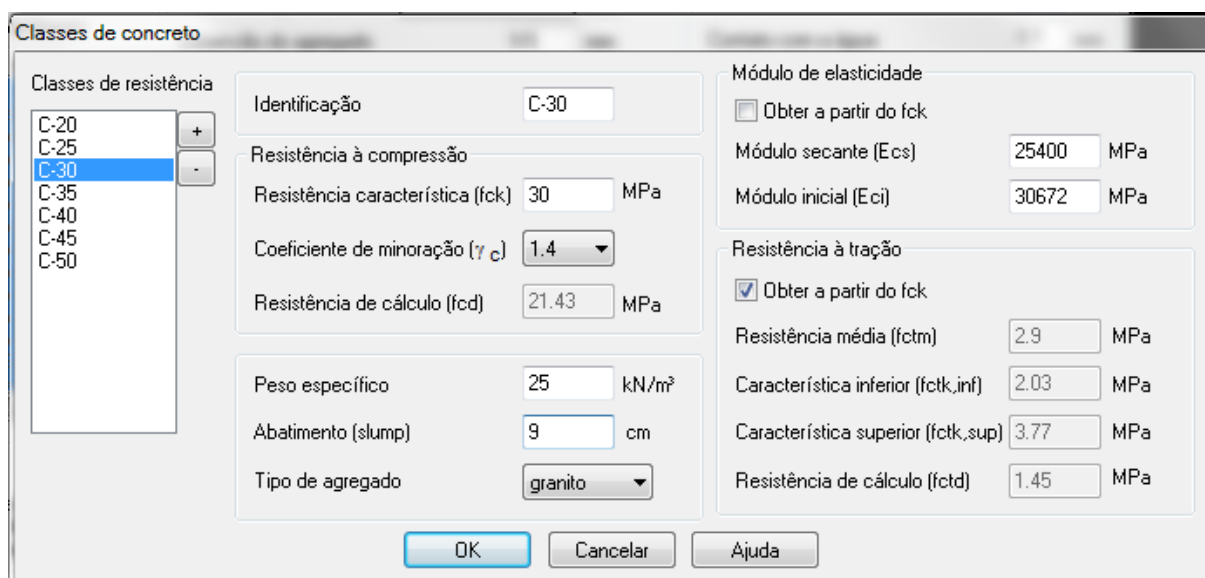
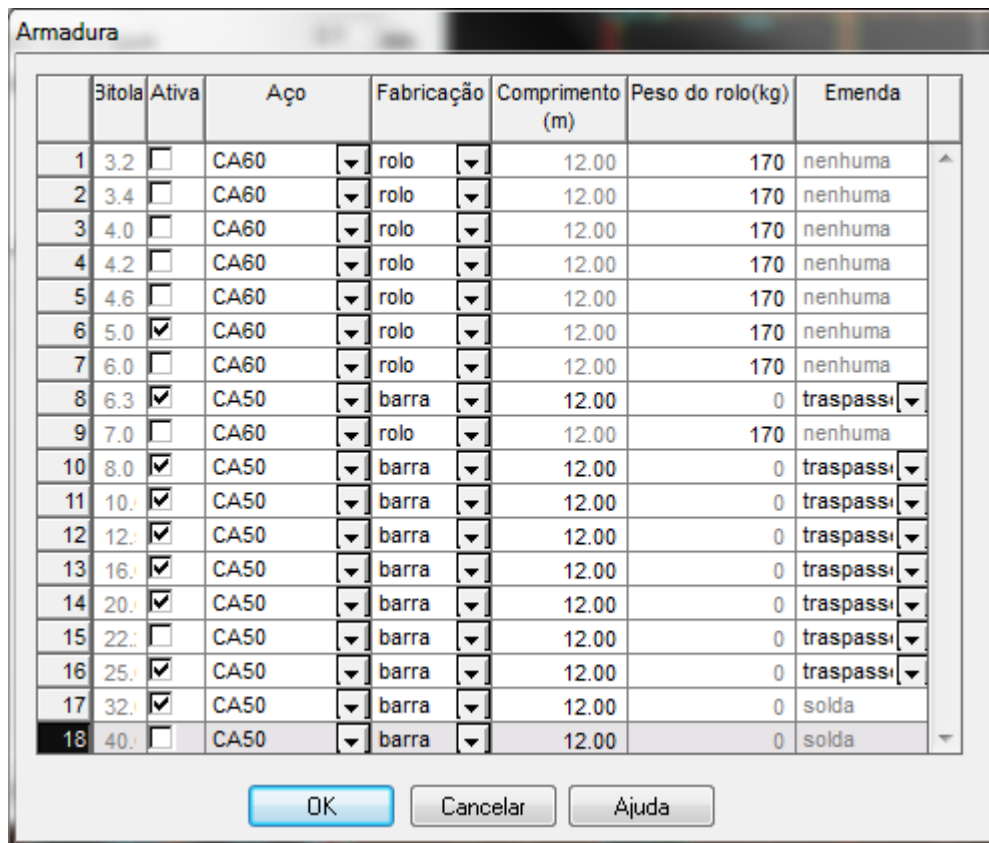
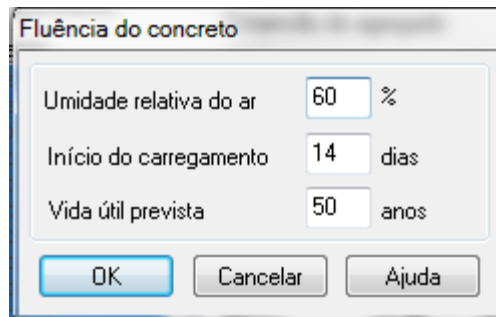


Figura 23 - Classes de Concreto

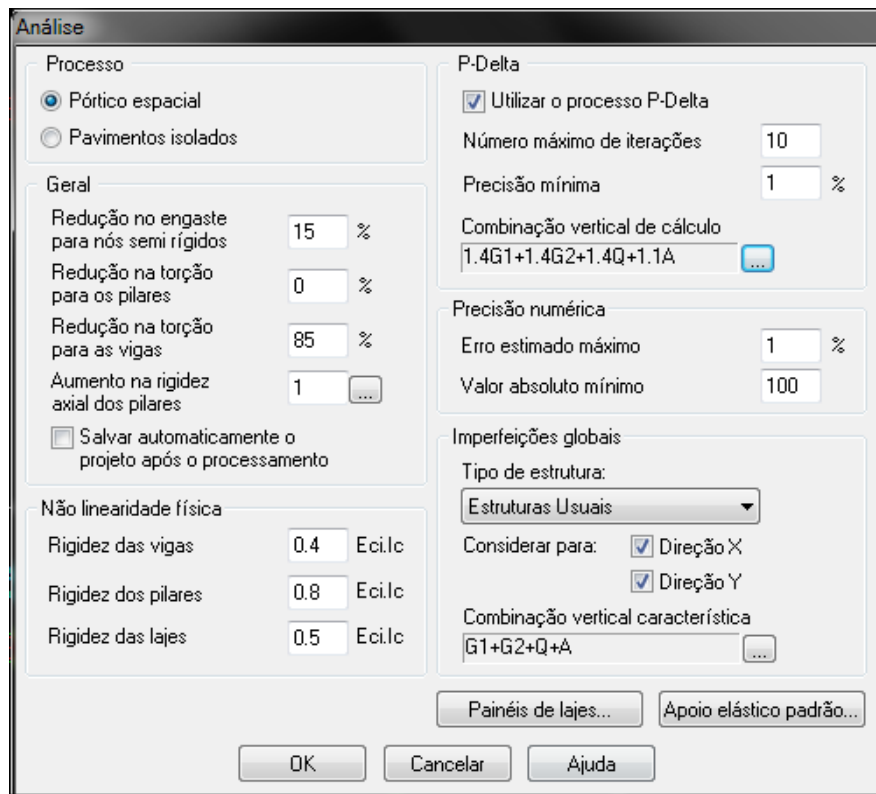


**Figura 24 - Janela de armadura**



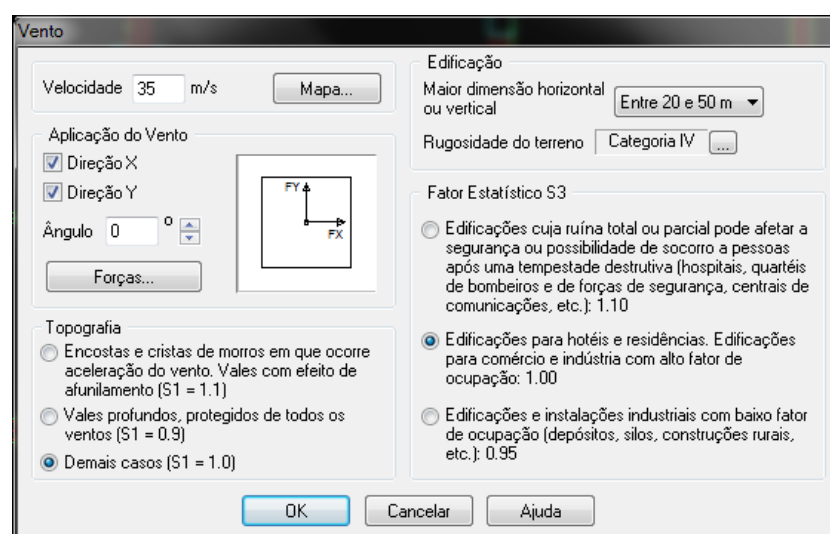
**Figura 25 - Fluência do concreto**

Na aba “Análise” possível determinar como a estrutura seria analisada, tendo duas opções: por “Pórtico Espacial” ou por “Pavimento Isolado”. Nessa aba também é possível visualizar a “Combinação Vertical de Cálculo”.

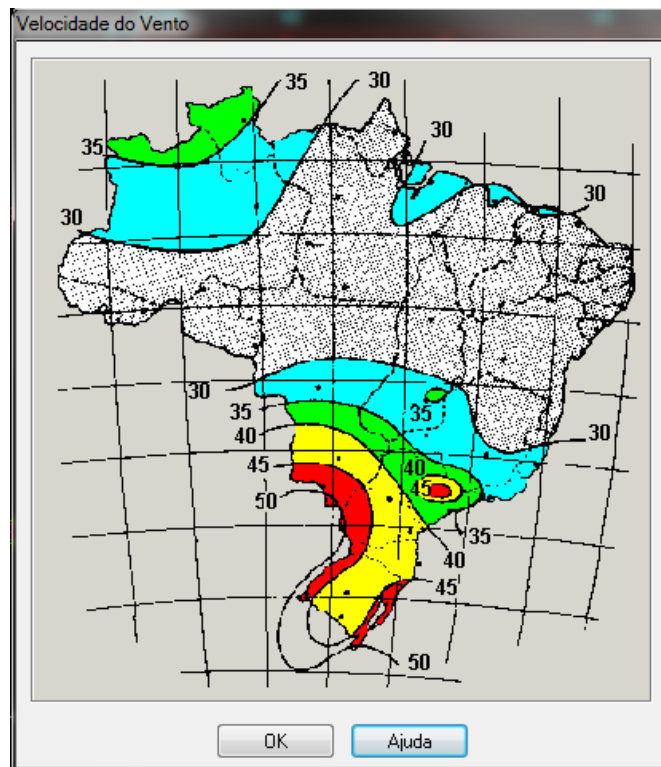


**Figura 26 - Janela análise**

Na aba “Vento” foi definido a força do vento atuante na estrutura através do mapa de vento da NBR 6123, que pode ser visualizado no programa. Para a carga de vento foi adotada uma velocidade de 35 m/s como pode ser visto na Figura 27 e a Figura 28 mostra o mapa apresentado pelo programa.

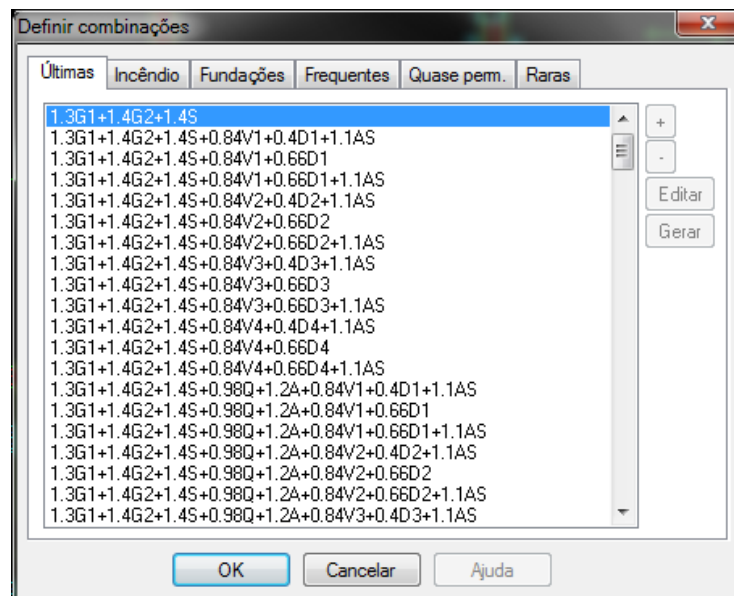


**Figura 27 - Janela vento**



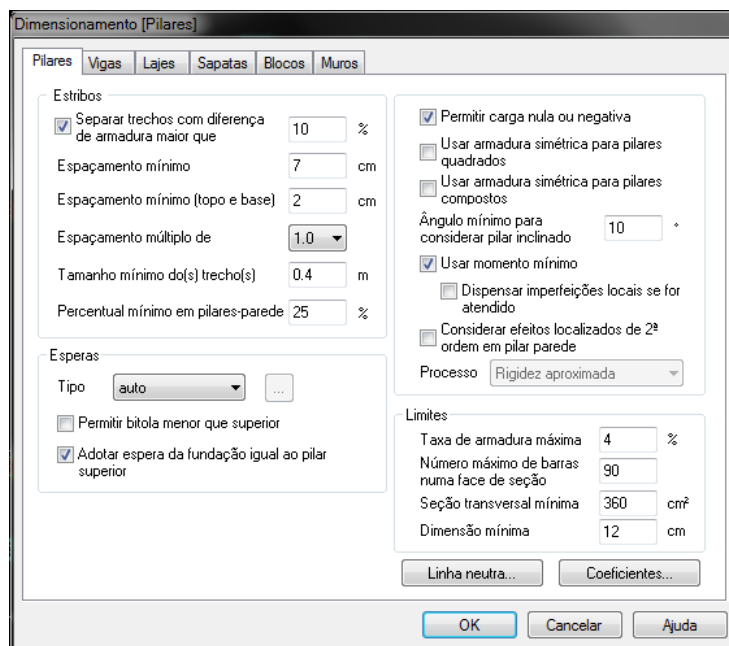
**Figura 28 - Janela velocidade do vento**

Já na aba “Ações” foram geradas todas as ações possíveis para a estrutura. Nessa aba é permitido alterar, incluir e até excluir qualquer ação definida pelo programa. A Figura 29 mostra a janela de ações definida para esse projeto.

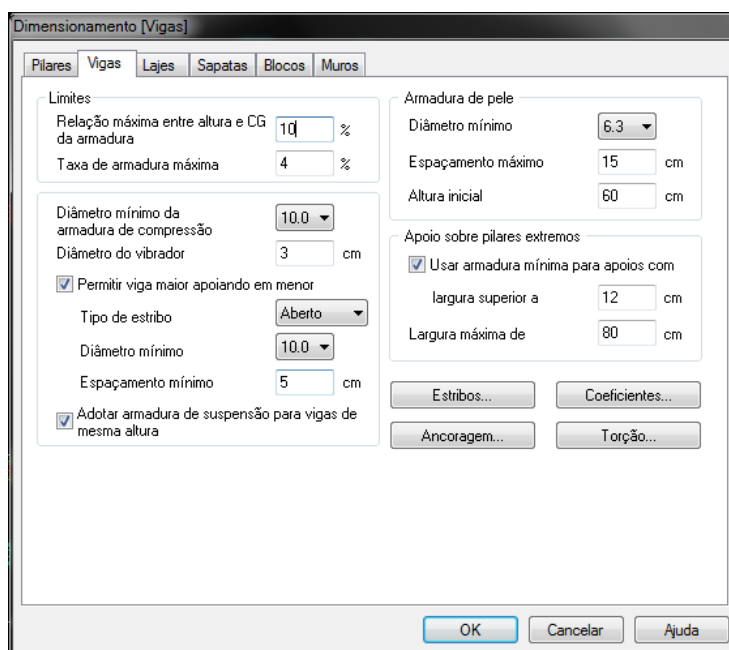


**Figura 29 - Janela de combinações**

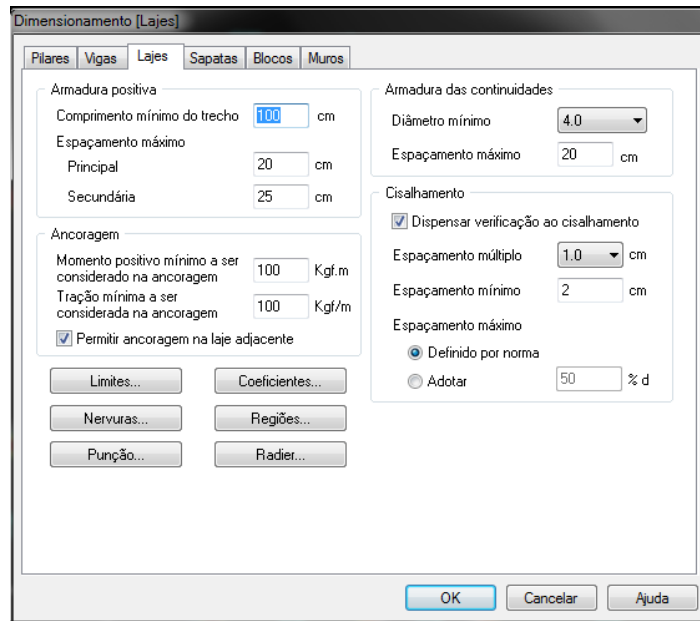
Na aba “Dimensionamento”, foi possível configurar alguns parâmetros que foram usados pelo programa para o dimensionamento dos elementos. Nas figuras abaixo podem ser visualizado dos os parâmetros adotados neste projeto em relação a cada elemento estrutural.



**Figura 30 - Janela de dimensionamento dos pilares**



**Figura 31 - Janela de dimensionamento das vigas**



**Figura 32 - Janela de dimensionamento da lajes**

Depois de feita todas essa análise começou-se o lançamento da estrutura. Iniciou-se com o lançamento dos elementos com os pilares, em seguida as vidas e depois as lajes.

## 7.2-Pilares

### 7.2.1-Lançamento

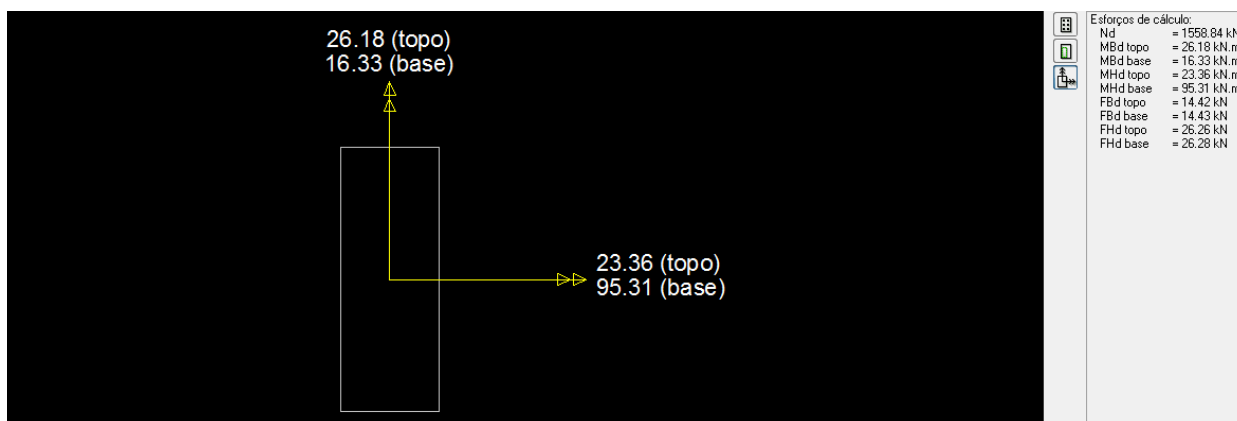
Primeiramente foram lançados os pilares, respeitando a planta arquitetônica. A maioria dos elementos foram pré-dimensionados com dimensões de 14x60cm, com o intuito de não superdimensioná-los e se conseguir uma otimização dos elementos, foi efetuado por tentativa a mudança de seção até se encontrar a seção mais eficiente. O número total de pilares em cada pavimento pode ser visto abaixo na Tabela 12.

**Tabela 12 - Quantidade de Pilares**

Pavimento	Nº de Pilares
Casa de Máq.	7
Tipo 9	41
Tipo 8	41
Tipo 7	41
Tipo 6	41
Tipo 5	41
Tipo 4	41
Tipo 3	41
Tipo 2	41
Tipo 1	41
Garagem	34
Térreo	68

### 7.2.2-Dimensionamento

Esta etapa foi feita após o lançamento de toda estrutura e edição das cargas. A maioria dos pilares apresentaram erros em decorrência de seção escolhida no pré-dimensionamento. O erro mais comum foi o D09, ou seja o programa avisava que “Nenhuma bitola configurada para armadura longitudinal poderia ser usada”. Para corrigi-los, cada caso foi analisado separadamente, com o auxílio do diagrama de momento (Figura 33) e de esforço normal, bastando apenas aumentar a seção mais solicitada até que fosse possível alcançar a eficiência da seção transversal.



**Figura 33 - Exemplo de Diagrama de Momento em Pilares**



O pilar mais solicitado foi o P53, no pavimento térreo (garagem 1), com 3565,72 kN de esforço normal máximo.

**Tabela 13 - Seção inicial X seção final dos pilares do tipo**

PILAR	SEÇÃO INICIAL	SEÇÃO FINAL	PILAR	SEÇÃO INICIAL	SEÇÃO FINAL
<b>P27</b>	14X60	20X90	<b>P55</b>	14X60	20X60
<b>P28</b>	14X60	20X80	<b>P56</b>	14X60	20X50
<b>P29</b>	14X60	20X60	<b>P57</b>	14X60	20X50
<b>P30</b>	14X60	20X70	<b>P58</b>	14X100	20X100
<b>P31</b>	14X160	20X160	<b>P59</b>	14X60	20X95
<b>P32</b>	14X160	20X160	<b>P60</b>	14X60	20X50
<b>P33</b>	14X60	20X70	<b>P63</b>	14X60	20X80
<b>P34</b>	14X60	20X50	<b>P64</b>	14X60	20X50
<b>P35</b>	14X60	20X50	<b>P65</b>	14X60	20X70
<b>P39</b>	14X60	20X70	<b>P66</b>	14X60	20X70
<b>P40</b>	14X60	20X60	<b>P67</b>	14X60	20X100
<b>P42</b>	14X60	20X70	<b>P68</b>	14X60	20X50
<b>P43</b>	14X60	20X100	<b>P69</b>	14X60	20X60
<b>P44</b>	14X60	20X60	<b>P70</b>	14X60	20X50
<b>P45</b>	14X60	20X60	<b>P71</b>	14X60	25X70
<b>P48</b>	14X60	20X90	<b>P72</b>	14X60	25X90
<b>P49</b>	14X140	20X140	<b>P73</b>	14X60	20X70
<b>P50</b>	14X60	20X60	<b>P74</b>	14X60	25X110
<b>P52</b>	14X60	20X50	<b>P75</b>	14X60	20X80
<b>P53</b>	14X100	20X100	<b>P76</b>	14X60	20X50
<b>P54</b>	14X60	20X50			

### 7.2.3-Detalhamento das Ferragens

Após corrigir todos os erros de dimensionamentos, foi feita a análise do detalhamento. Neste momento, foram corrigidos os pilares com elevada quantidade barras na seção, ficando assim com menos ferragem de espera. Também foram

feitas mudanças de bitola que o programa oferecia como opção para cada pilar, visando um menor consumo de material.

O pilar com maior taxa de armadura foi o P27 no pavimento tipo 3, devido aos grandes momentos exercidos sobre ele, houve a necessidade de reforço em sua armadura. Na figura pode ser visto um exemplo de detalhamento de ferragem.

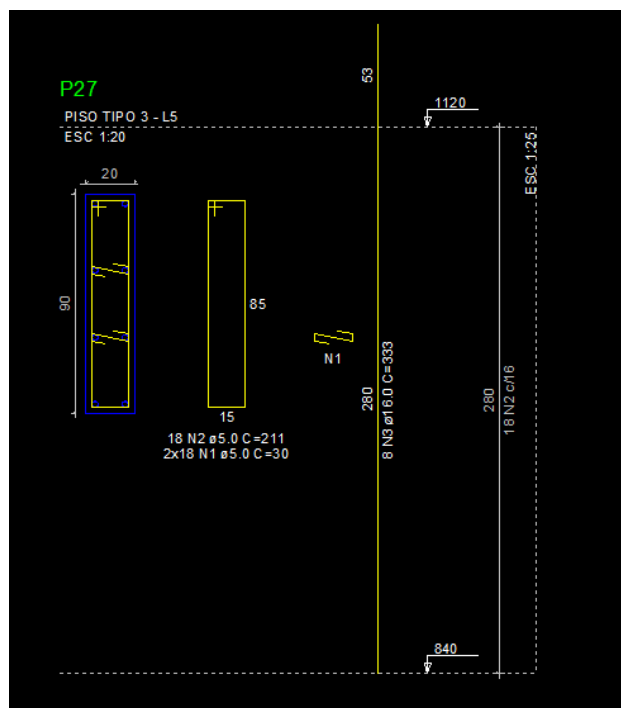


Figura 34 - Detalhamento do Pilar

#### 7.2.4-Resultados

O Eberick V9® fornece o quantitativo de material (ferragem, concreto e formas) referente a cada andar e a grupo de elementos estruturais (pilar, viga e laje) separadamente. O que permite ver em que local há um maior gasto de material. A Tabela 14 mostra a quantidade de insumos utilizados para os pilares.

**Tabela 14 - Resumo de Materiais dos Pilares**

<b>Pavimento</b>	<b>Aço (Kg)</b>	<b>Concreto (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Fôrma (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Consumo de Aço (Kg/m<sup>3</sup>)</b>
Casa de Máq.	581,90	3,50	59,09	166,00
Tipo 9	1.106,90	16,70	205,80	66,00
Tipo 8	1.153,10	16,70	205,80	69,00
Tipo 7	1.200,00	16,70	205,80	71,00
Tipo 6	1.380,90	16,70	205,80	82,00
Tipo 5	1.473,40	17,90	220,92	82,00
Tipo 4	1.590,00	17,90	220,92	88,00
Tipo 3	1.813,80	17,90	220,92	101,00
Tipo 2	2.140,90	17,90	220,92	119,00
Tipo 1	3.323,20	19,20	230,16	173,00
Garagem	5.456,80	22,90	236,32	238,00
Térreo	3.622,80	28,30	336,90	128,00
<b>Total</b>	<b>24.843,70</b>	<b>212,30</b>	<b>2.569,35</b>	<b>1.383,00</b>

### **7.3-Vigas**

#### **7.3.1-Lançamento**

Houve a preocupação em se respeitar arquitetura, colocando o mínimo possível de vigas. As vigas foram lançadas com largura de 12cm e altura de 40cm. A quantidade de vigas em cada pavimento é mostrada na Tabela 16.

**Tabela 15 - Seção inicial X seção final das vigas do tipo**

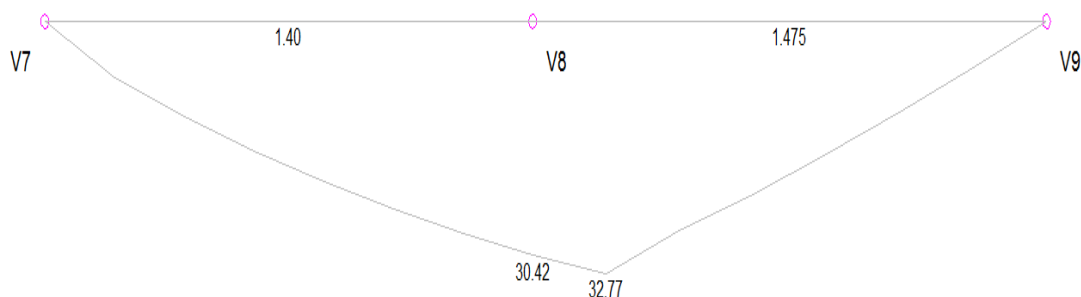
VIGA	SEÇÃO INICIAL	SEÇÃO FINAL	VIGA	SEÇÃO INICIAL	SEÇÃO FINAL	VIGA	SEÇÃO INICIAL	SEÇÃO FINAL	VIGA	SEÇÃO INICIAL	SEÇÃO FINAL
<b>V1</b>	12X40	15X40	<b>V22</b>	12X40	12X40	<b>V43</b>	12X40	15X40	<b>V64</b>	12X40	12X40
<b>V2</b>	12X40	15X40	<b>V23</b>	12X40	12X30	<b>V44</b>	12X40	15X40	<b>V65</b>	12X40	15X40
<b>V3</b>	12X40	15X40	<b>V24</b>	12X40	15X50	<b>V45</b>	12X40	12X30	<b>V66</b>	12X40	20X50
<b>V4</b>	12X40	12X30	<b>V25</b>	12X40	12X30	<b>V46</b>	12X40	12X30	<b>V67</b>	12X40	12X30
<b>V5</b>	12X40	15X30	<b>V26</b>	12X40	12X30	<b>V47</b>	12X40	12X30	<b>V68</b>	12X40	12X30
<b>V6</b>	12X40	12X30	<b>V27</b>	12X40	12X30	<b>V48</b>	12X40	12X30	<b>V69</b>	12X40	15X40
<b>V7</b>	12X40	15X50	<b>V28</b>	12X40	12X30	<b>V49</b>	12X40	15X40	<b>V70</b>	12X40	12X40
<b>V8</b>	12X40	12X30	<b>V29</b>	12X40	15X50	<b>V50</b>	12X40	15X40	<b>V71</b>	12X40	15X60
<b>V9</b>	12X40	12X30	<b>V30</b>	12X40	12X40	<b>V51</b>	12X40	15X50	<b>V72</b>	12X40	15X50
<b>V10</b>	12X40	12X30	<b>V31</b>	12X40	12X30	<b>V52</b>	12X40	15X55	<b>V73</b>	12X40	15X60
<b>V11</b>	12X40	12X30	<b>V32</b>	12X40	15X60	<b>V53</b>	12X40	15X50	<b>V74</b>	12X40	15X50
<b>V12</b>	12X40	12X40	<b>V33</b>	12X40	12X30	<b>V54</b>	12X40	12X30	<b>V75</b>	12X40	15X60
<b>V13</b>	12X40	15X50	<b>V34</b>	12X40	12X30	<b>V55</b>	12X40	12X30	<b>V76</b>	12X40	12X30
<b>V14</b>	12X40	12X30	<b>V35</b>	12X40	12X40	<b>V56</b>	12X40	12X30	<b>V77</b>	12X40	12X30
<b>V15</b>	12X40	20X40	<b>V36</b>	12X40	12X30	<b>V57</b>	12X40	12X30	<b>V78</b>	12X40	12X30
<b>V16</b>	12X40	15X65	<b>V37</b>	12X40	12X45	<b>V58</b>	12X40	12X30	<b>V79</b>	12X40	12X30
<b>V17</b>	12X40	12X30	<b>V38</b>	12X40	12X30	<b>V59</b>	12X40	12X30	<b>V80</b>	12X40	12X30
<b>V18</b>	12X40	12X30	<b>V39</b>	12X40	12X50	<b>V60</b>	12X40	15X40	<b>V81</b>	12X40	12X30
<b>V19</b>	12X40	12X30	<b>V40</b>	12X40	12X50	<b>V61</b>	12X40	12X50	<b>V82</b>	12X40	14X40
<b>V20</b>	12X40	12X30	<b>V41</b>	12X40	12X40	<b>V62</b>	12X40	12X40			
<b>V21</b>	12X40	20X40	<b>V42</b>	12X40	15X40	<b>V63</b>	12X40	12X50			

**Tabela 16 - Número de Vigas por Pavimento**

<b>Pavimento</b>	<b>Nº de Pilares</b>
Casa de Máq.	15
Tipo 9	82
Tipo 8	82
Tipo 7	82
Tipo 6	82
Tipo 5	82
Tipo 4	82
Tipo 3	82
Tipo 2	82
Tipo 1	82
Garagem	66
Térreo	64

### 7.3.2-Dimensionamento

Como já esperado, a maioria das vigas obteve erro de calculo, sendo mais comum o erro “A04 – CG da armadura muito alto”. Nestes elementos a analise foi um pouco mais complexa do que nos pilares, pois foi preciso estar atento aos momentos fletores e torsões, assim como esforços cortante e flecha. Além disso, precisou-se verificar as condições de apoio e as armaduras negativas e positivas. A Figura 35 mostra um exemplo de diagrama de momento fletor fornecido pelo software.



**Figura 35 - Diagrama de Momentos Fletores em kNm**

As vigas de maior seção da estrutura foram as vigas V65 no pavimento garagem 2 e a V58 no térreo com as dimensões de 60x60cm. Nesses pavimentos são imprescindíveis espaço para vagas de estacionamento, por isso houve a necessidade de se apoiar alguns pilares em cima de vigas. Logo, essas vigas de transição se tornaram muito robustas, com o intuito de resistir as cargas pontuais exercidas por esses pilares e atender aos requisitos de flecha.

### 7.3.3-Detalhamento das Ferragens

Neste item, as vigas foram analisadas individualmente para observar a necessidade de mudanças nas ferragens de modo a realizar um detalhamento de mais fácil entendimento e maior rapidez na armação. Isso pode ser visualizado na Figura 36.

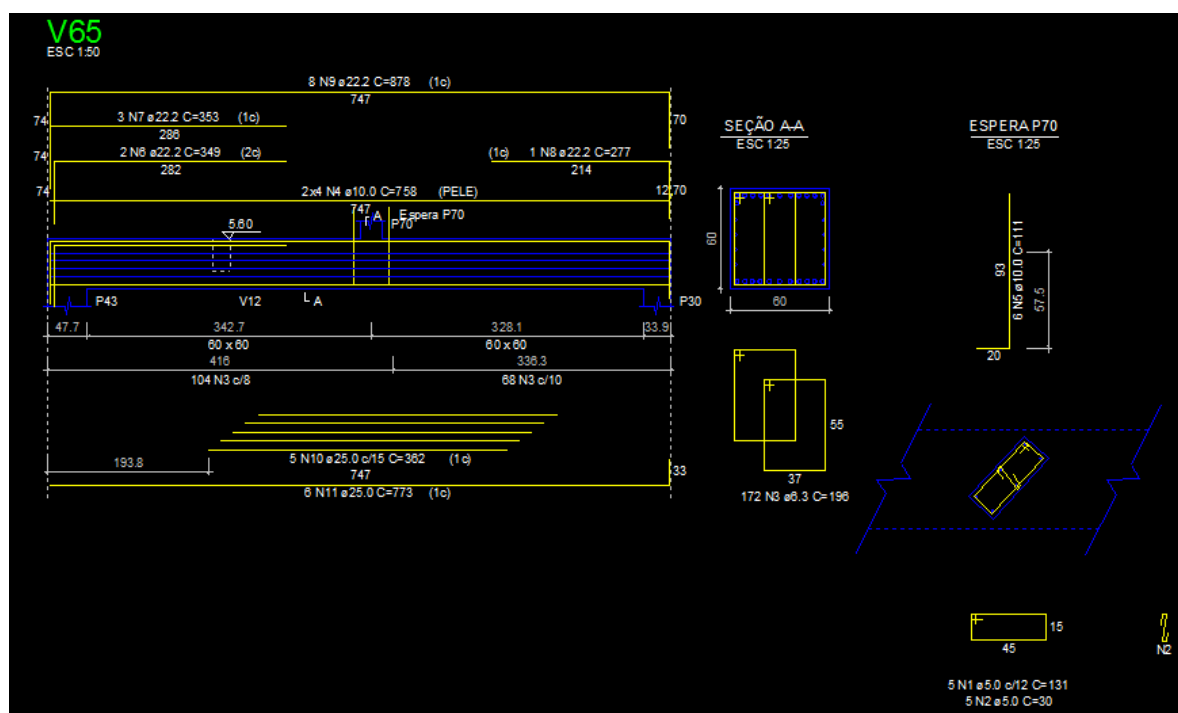


Figura 36 - Detalhamento otimizado

### 7.3.4-Resultados

O Eberick V9® fornece o quantitativo de material referente a cada andar e qualquer grupo de elementos estruturais separadamente o que nos permite ver em que local há um maior gasto de material. A Tabela 17 mostra a quantidade de insumos, utilizados para os pilares.

**Tabela 17 - Resumo de Materiais das Vigas**

<b>Pavimento</b>	<b>Aço (Kg)</b>	<b>Concreto (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Fôrma (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Consumo de Aço (Kg/m<sup>3</sup>)</b>
Casa de Máq.	341,17	3,3	63,51	103
Tipo 9	2786,6	17,9	302,16	155
Tipo 8	2786,6	17,9	302,16	155
Tipo 7	2786,6	17,9	302,16	155
Tipo 6	2786,6	17,9	302,16	155
Tipo 5	2786,6	17,9	302,16	155
Tipo 4	2786,6	17,9	302,16	155
Tipo 3	2786,6	17,9	302,16	155
Tipo 2	2786,6	17,9	302,16	155
Tipo 1	2786,6	17,9	302,16	155
Garagem	6203,6	30,3	362,88	204
Térreo	3670,7	38,6	595,47	95
<b>Total</b>	<b>35.294,87</b>	<b>233,30</b>	<b>3.741,30</b>	<b>1.797,00</b>

## **7.4-Lajes**

### **7.4.1-Lançamento**

Segundo a NBR 6118:2014 as lajes de piso não em balanço devem ter a altura mínima de 8 cm, e as lajes de que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN devem ter como altura mínima de 10 cm, por isso foi adotado no neste projeto um lançamento de lajes com 10cm de altura. Todas as lajes atenderam ao critério de flecha máxima. De acordo com a NBR 6120, tabela 7.2, as cargas acidentais foram adicionadas em cada laje com relação a sua função.

Para o pavimento tipo:

- 1,5 kN/m<sup>2</sup> para sobre-carga
- 1,2 kN/m<sup>2</sup> para revestimentos ( superior e inferior)

Para o pavimento garagem:

- 3,0 kN/m<sup>2</sup> para sobrecarga

Para cobertura:

- 0,5 kN/m<sup>2</sup> para sobrecarga

Para casa de maquina:

- 7,5 kN/m<sup>2</sup> para sobrecarga

Houve cargas de paredes sobre as lajes que foram lançadas através do botão “Lançar Carga de Parede”.

A Quantidade de lajes em cada pavimento é mostrada na Tabela 18.

**Tabela 18 - Quantidade de Lajes por Pavimento**

<b>Pavimento</b>	<b>Nº de lajes</b>
Casa de Máq	5
Tipo 9	40
Tipo 8	40
Tipo 7	40
Tipo 6	40
Tipo 5	40
Tipo 4	40
Tipo 3	40
Tipo 2	40
Tipo 1	40
Garagem	41
Térreo	55

#### **7.4.2-Detalhamento**

O detalhamento da armação das lajes é de simples visualização, mas precisou ser analisado, pois o *software* em algumas ocasiões gera ferragens com comprimento errado.



## 7.5-Rampas

### 7.5.1-Lançamento

Houve a necessidade, para o lançamento da rampa, da criação de dois níveis intermediários, para serem adicionadas vigas transversais à ela, com o intuito de dividi-la em 3 lajes. Deste modo, distribui-se melhor os esforços e deslocamentos por sua extensão.

### 7.5.2-Resultados

Abaixo, observa-se a Tabela 19, que mostra a quantidade de material utilizado nas lajes. Percebe-se que, obviamente a quantidade de materiais utilizados para estes elementos, é superior aos pilares e vigas.

**Tabela 19 - Resumo de Materiais das Lajes**

<b>Pavimento</b>	<b>Aço (Kg)</b>	<b>Concreto (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Fôrma (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Consumo de Aço (Kg/m<sup>3</sup>)</b>
Casa de Máq.	391,30	4,80	48,66	81,00
Tipo 9	4.057,40	36,00	360,66	112,00
Tipo 8	4.057,40	36,00	360,66	112,00
Tipo 7	4.057,40	36,00	360,66	112,00
Tipo 6	4.057,40	36,00	360,66	112,00
Tipo 5	4.057,40	36,00	360,66	112,00
Tipo 4	4.057,40	36,00	360,66	112,00
Tipo 3	4.057,40	36,00	360,66	112,00
Tipo 2	4.057,40	36,00	360,66	112,00
Tipo 1	4.057,40	36,00	360,66	112,00
Garagem	3.852,00	34,50	347,64	111,00
Térreo	9.108,30	88,30	886,10	103,00
<b>Total</b>	<b>49.868,20</b>	<b>451,60</b>	<b>4.528,34</b>	<b>1.303,00</b>

## 7.6-Escadas

### 7.6.1-Lançamento

No lançamento das escadas, houve a necessidade de se criar pavimentos intermediários, pois as escadas foram feitas com dois patamares. O espelho da escada foi dimensionada com 17,5 cm de altura, já o piso foi de 25 cm de largura. As cargas foram adicionadas segundo a NBR 6120.

- 2,5 kN/m<sup>2</sup> para sobrecarga

### 7.6.2-Resultados

Na Tabela 20, é mostrada a quantidade de insumos utilizados para a fabricação das escadas.

**Tabela 20 - Resumo de Materiais da Escada**

<b>Pavimento</b>	<b>Aço (Kg)</b>	<b>Concreto (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Fôrma (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Consumo de Aço (Kg/m<sup>3</sup>)</b>
Escada (Tipo)	133,3	1,3	16,48	102
Escada (caixa de Maq.)	23,9	0,5	6,21	47

## **CAPÍTULO VIII - CONCLUSÕES**

Através do desenvolvimento deste projeto foi possível o aprimoramento dos conhecimentos adquiridos no decorrer do curso. Utilizando conceitos de análise estrutural, materiais de construções e de concreto armado, foi possível calcular a estrutura de um edifício multifamiliar constituído de 11 pavimentos.

O Eberick V9® é uma excelente ferramenta para o dimensionamento de estruturas de concreto armado, porém, é preciso ter atenção e embasamento teórico para reconhecer e contornar as limitações do programa, pois o mesmo utiliza hipóteses que podem não ser convenientes para a análise no projeto real.

Nesse projeto foi feito um exaustivo processo de otimização da estrutura, reduzindo as seções dos elementos estruturais de forma rápida e prática. Recurso esse que pode ser feito de forma dinâmica, obtendo resultados de forma instantânea. Graças a velocidade de processamentos do software.

Pode-se concluir que o dimensionamento feito utilizando algum recurso computacional acarreta em grande responsabilidade do profissional, uma vez que é necessária a interpretação crítica dos dados de saída do programa, devido a dificuldades de inserir dados de entrada que interessa ao usuário.

## REFERÊNCIAS

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6118(2014) - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Armado, 2014.

ABNT , Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6120(1980) – Cargas para o Cálculo de Estruturas, 1980.

ARAÚJO, J.M. (2003a). Curso de Concreto Armado. Editora Dunas. Volume 1.

ARAÚJO, J.M. (2003b). Curso de Concreto Armado. Editora Dunas. Volume 2.

ARAÚJO, J.M. (2003c). Curso de Concreto Armado. Editora Dunas. Volume 3.

ARAÚJO, J.M. (2003d). Curso de Concreto Armado. Editora Dunas. Volume 4.

## **ANEXOS**