

**"ESTUDO COMPARATIVO ENTRE A UTILIZAÇÃO DOS CONCRETOS
CONVENCIONAL E LEVE NOS ELEMENTOS HORIZONTAIS DAS
ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS"**

Márcio Dario da Silva

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"ESTUDO COMPARATIVO ENTRE A UTILIZAÇÃO DOS CONCRETOS
CONVENCIONAL E LEVE NOS ELEMENTOS HORIZONTAIS DAS
ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS"**

Márcio Dario da Silva

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. José Marcio Fonseca Calixto
DEES-UFMG - (Orientador)

Prof. Dr. Alcebíades de Vasconcellos Filho
DEES - UFMG

Prof. Dr. Gilson Natal Guimarães
UFG

Belo Horizonte, 28 de novembro de 2003

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a:

Meu pai (in memoriam), minha mãe, meus filhos: Leonardo, Tatiana, Marina e, em especial, à minha esposa Beatriz, pela companhia, compreensão e carinho.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof José Márcio Fonseca Calixto, pela extrema boa vontade, pela disposição, pela dedicação e competência demonstrada durante todo o tempo, na orientação deste trabalho;

Ao Prof Alcebiades de Vasconcellos Filho, o grande incentivador da qualificação docente no Departamento de Engenharia de Estruturas da E.E.U.F.M.G;

À Diretoria da FEA-FUMEC, Prof Paulo Roberto Henrique e Prof Luiz de Lacerda Junior, pelo incentivo e compreensão manifestada durante todo o percurso;

À Profª Maria de Lourdes Viana (Malu), pelo apoio, críticas e principalmente incentivo nas horas mais difíceis;

Aos colegas Antonio Carlos Nogueira Rabello, Estevão Bicalho Pinto Rodrigues e Ronaldo Azevedo Chaves, pela ajuda, incentivo e companheirismo;

À Âncora-Engenharia de Estruturas Ltda, pelo suporte técnico fornecido;

À Gilwanna de Rezende Souza, pela grande ajuda no processamento das estruturas;

Ao George Belloni Perez, pela consultoria prestada no processamento do software utilizado neste trabalho.

LISTA DE FIGURAS

1.1 Classificação dos concretos leves quanto à massa específica	2
3.1 Diagrama de Cálculo parábola-retângulo	28
3.2 Equilíbrio de uma seção submetida à flexão simples	29
3.3 Treliça clássica de Morsch	32
3.4 Ancoragem reta à tração	37
3.5 Área da região de envolvimento da barra	42
4.1 Planta do pavimento tipo	53
4.2 Corte AA	54
4.3 Planta de fôrmas do pavimento tipo - Estrutura 1	56
4.4 Planta de fôrmas do pavimento tipo – Estrutura 2	58
4.5 Estrutura 1A – concreto convencional - carregamento das lajes	60
4.6 Estrutura 1A - concreto convencional –carregamento das vigas	61
4.7 Estrutura 1B – concreto leve - carregamento das lajes	62
4.8 Estrutura 1 - concreto leve –carregamento das vigas	63
4.9 Estrutura 2A – concreto convencional - carregamento das lajes	64
4.10 Estrutura 2A – concreto convencional - carregamento das vigas	65
4.11 Estrutura 2B – concreto leve - carregamento das lajes	66
4.12 Estrutura 2B – concreto leve - carregamento das vigas	67
4.13 Forças de arrasto na estrutura	69

4.14 Forças de arrasto em cada pavimento da estrutura	70
5.1 Reações das lajes – concreto convencional	75
5.2 Reações das lajes – concreto leve	76
5.3 Esquema do modelo pórtico espacial (planta) – Estrutura 1	79
5.4 Esquema do modelo pórtico espacial (planta) – Estrutura 2	80
5.5 Esquema do modelo pórtico espacial (perspectiva)	81
6.1 Deslocamentos horizontais das estruturas 1A e 1B – vento X	87
6.2 Deslocamentos horizontais das estruturas 1A e 1B – vento Y	88
6.3 Diagrama de cortante da V14 – Estrutura 1A	93
6.4 Diagrama de cortante da V14 – Estrutura 1B	93
6.5 Diagrama de cortante da V18 – Estrutura 1A	94
6.6 Diagrama de cortante da V18 – Estrutura 1B	94
6.7 Diagrama de momento fletor da V14 – Estrutura 1A	95
6.8 Diagrama de momento fletor da V14 – Estrutura 1B	95
6.9 Diagrama de momento fletor da V18 – Estrutura 1A	96
6.10 Diagrama de momento fletor da V18 – Estrutura 1B	96
6.11 Esforços solicitantes para o pilar P10 – Estrutura 1A	99
6.12 Esforços solicitantes para o pilar P10 – Estrutura 1B	100
6.13 Esforços solicitantes para o pilar P12 – Estrutura 1A	101
6.14 Esforços solicitantes para o pilar P12 – Estrutura 1B	102
6.15 Deslocamentos horizontais das estruturas 2A e 2B – vento X	110
6.16 Deslocamentos horizontais das estruturas 2A e 2B – vento Y	111
6.17 Diagrama de cortante da V14 – Estrutura 2A	115
6.18 Diagrama de cortante da V14 – Estrutura 2B	115
6.19 Diagrama de cortante da V18 – Estrutura 2A	116
6.20 Diagrama de cortante da V18 – Estrutura 2B	116
6.21 Diagrama de momento fletor da V14 – Estrutura 2A	117
6.22 Diagrama de momento fletor da V14 – Estrutura 2B	117
6.23 Diagrama de momento fletor da V18 – Estrutura 2A	118
6.24 Diagrama de momento fletor da V18 – Estrutura 2B	118
6.25 Esforços solicitantes para o pilar P10 – Estrutura 2A	120
6.26 Esforços solicitantes para o pilar P10 – Estrutura 2B	121

6.27 Esforços solicitantes para o pilar P12 – Estrutura 2A	122
6.28 Esforços solicitantes para o pilar P12 – Estrutura 2B	123
6.29 Deslocamentos horizontais das estruturas 1A e 2B – vento X	130
6.30 Deslocamentos horizontais das estruturas 1A e 2B – vento Y	130

LISTA DE TABELAS

2.1 Relação aproximada entre a resistência à compressão média e o teor de cimento (ACI 213 – R-87)	12
2.2 Massa específica para concretos leves – Resultados de Gomes	15
2.3 Exigências para concreto estrutural leve (ASTM C330)	17
2.4 Exigências para concreto estrutural leve (ABNT EB-230)	18
2.5 Relação entre massa específica versus resistência à compressão- resultados de Gomes	18
2.6 Resultados de Gomes - estudo comparativo entre concreto comum e concreto leve	22
3.1 Valores de ρ_{\min} para vigas de seção retangular com aço CA 50	31
5.1 Características dos materiais empregados	78
6.1 Flechas máximas nas lajes – Estruturas 1A e 1B	85
6.2 Flechas máximas nas vigas – Estrutura 1	86
6.3 Deslocamentos laterais – Estrutura 1	89
6.4 Valores do coeficiente γ_z - Estrutura 1	90
6.5 Distribuição de forças horizontais devido à ação do vento – Estrutura 1	103
6.6 Esforços totais nas fundações – Estrutura 1 – vento X	105
6.7 Esforços totais nas fundações – Estrutura 1 – vento Y	106
6.8 Quantitativos de materiais – Estrutura 1	107
6.9 Flechas máximas nas vigas – Estrutura 2	109
6.10 Deslocamentos laterais – Estrutura 2	112

6.11 Valores do coeficiente γ_z - Estrutura 2	113
6.12 Distribuição de forças horizontais devido à ação do vento – Estrutura 2	124
6.13 Esforços totais nas fundações – Estrutura 2 – vento X	126
6.14 Esforços totais nas fundações – Estrutura 2 – vento Y	127
6.15 Quantitativos de materiais – Estrutura 2	128
6.16 Deslocamentos laterais – Estruturas 1A e 2B	131
6.17 Valores do coeficiente γ_z – Estruturas 1A e 2B	131
6.18 Cargas totais na fundação – Estruturas 1A e 2B	132
6.19 Quantitativos de materiais – Estruturas 1A e 2B	133
6.20 Custo das estruturas 1A e 1B	134
6.21 Custo das estruturas 2A e 2B	134
6.22 Custo das estruturas 1A e 2B	134
Legenda do Apêndice A	148
A-1 Forças de arrasto na estrutura para vento nas direções X e Y	151

NOTAÇÕES

Nos capítulos deste trabalho, quando não for indicada, prevalecerá a seguinte notação:

A_s = área tracionada de aço na seção;

$A's$ = área comprimida de aço na seção;

A_{sw} = área da seção transversal dos estribos;

b_w = largura da seção;

d = altura útil da seção;

E_{cc} = módulo de elasticidade secante do concreto comum;

E_{cl} = módulo de elasticidade secante do concreto leve;

E_s = módulo de elasticidade do aço;

$(EI)_{eq}$ = rigidez equivalente da peça (NBR-6118);

f_{bd} = resistência de aderência de cálculo da armadura passiva;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto;

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto;

f_{ct} = resistência do concreto à tração direta ;

f_{ctd} = resistência de cálculo do concreto à tração direta;

f_{cltm} = resistência média à tração do concreto leve;

f_{ctm} = resistência média à tração do concreto comum;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço;

f_{ywk} = resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal;

F_d = valor de cálculo da combinação das ações;

F_{gk} = cargas permanentes diretas (peso próprio, revestimento e alvenarias);

F_{q1k} = sobrecargas de utilização;

F_{q2k} = ações provenientes da carga de vento;

h = altura total da seção;

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto (NBR-6118);

I_{II} = momento de inércia da seção fissurada de concreto no Estádio II (NBR-6118);

ℓ = vão da laje ou viga para efeito da verificação da flecha limite;

ℓ_{bcc} = comprimento de ancoragem reta à tração, no concreto comum;

ℓ_{bcl} = comprimento de ancoragem reta à tração, no concreto leve;

M_a = momento fletor na seção crítica do vão considerado, momento máximo no vão para vigas bi-apoiadas ou contínuas e momento no apoio para balanços;

M_f = momento de fissuração (NBR-6118);

R_{cc} = resultante de compressão do concreto;

R_{sc} = resultante de compressão no aço;

R_{st} = resultante de tração do aço;

s = espaçamento dos estribos;

x = posição da linha neutra;

y_t = distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

α = inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal;

ε_c = deformação do concreto à compressão;

ε_s = deformação específica do aço;

ϕ = diâmetro da barra;

γ_c = coeficiente de minoração do concreto;

γ_s = coeficiente de minoração do aço;

φ_{cc} = coeficiente de fluência do concreto comum;

φ_{cl} = coeficiente de fluência do concreto leve;

ν = coeficiente de Poisson;

ρ_{cl} = massa específica do concreto leve;

ρ_{min} = taxa mínima de armadura;

$\sigma_{Rd,max}$ = tensão máxima na biela comprimida de concreto;

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo comparativo entre a utilização dos concretos convencional e leve nos elementos horizontais, lajes e vigas, das estruturas de edifícios. Os pilares, porém, são sempre em concreto convencional. São feitas comparações do comportamento estrutural e do consumo de materiais a partir dos resultados da análise e do dimensionamento realizados para dois modelos adotados para um mesmo edifício real, de 15 pavimentos. No primeiro modelo, não há predominância de pilares de grandes dimensões, tendo pórticos com valores de rigidez próximos. No outro modelo, pilares de grande rigidez são utilizados no núcleo da caixa de escada e do poço de elevadores do edifício. Para o concreto armado leve, adotou-se um peso específico de $17,4 \text{ kN/m}^3$, e uma resistência característica à compressão de 20 MPa. No dimensionamento dos elementos em concreto estrutural leve, foi realizada uma adequação dos critérios da NBR 6118 (2003), com base nas prescrições normativas do EUROCODE 2 (1999), do ACI 318 (1999) e do ACI 213 (1999), visto que não existe norma brasileira específica para este tipo de material. O software empregado nos processamentos foi o da TQS Informática – CAD/Formas e CAD/Vigas versão 7.0. Em cada modelo estrutural adotado, os resultados obtidos indicaram deslocamentos laterais ligeiramente maiores nos edifícios com concreto leve. Porém, o modelo contendo pilares de grande rigidez e concreto leve apresentou valores de deslocamentos laterais, da mesma ordem de grandeza do modelo em concreto convencional, sem a presença de pilares de grandes dimensões. Em todos os casos, o consumo de armadura nos elementos estruturais e as cargas na fundação foram significativamente menores nos edifícios com concreto leve.

Palavras Chave: Estruturas de edifícios, concreto convencional, concreto leve

ABSTRACT

This dissertation presents the results of a comparative study between the use of normal and lightweight concrete in the horizontal structural elements of buildings. In all cases the columns are of normal weight concrete. Structural behavior and material consumption are compared based on the results of the analysis and design of a 15-story high residential building. Two different structural models were analyzed. In the first one, frames, having approximately the same stiffness, are used. In the other model large size columns are used in the frames located in the elevator shaft and the staircase. The lightweight reinforced concrete had a specific weight of $17,4 \text{ kN/m}^3$ and a characteristic compressive strength of 20 MPa. The design of the lightweight concrete elements was performed according to EUROCODE 2 (1999), ACI 213 (1999) and ACI 318 (1999), since there are no specific codes in Brazil for the design of lightweight concrete. TQS reinforced concrete analysis and design software version 7.0 was used. The results of each structural model indicate slightly large lateral displacements for the buildings with lightweight concrete in the slabs and beams. However, the model with large size columns and lightweight concrete and the model with normal concrete and frames of the same stiffness exhibit equal lateral displacements. In all cases, the amount of the necessary reinforcement and the foundations' loads were significantly less in structures with lightweight concrete in the slabs and beams.

1

INTRODUÇÃO

1.1 – Considerações Iniciais

Nestes últimos cinquenta anos, o concreto armado convencional, de densidade normal, tem sido o material estrutural mais utilizado no Brasil. A razão deste fato, de acordo com SÜSSEKIND (1980), está associada às grandes vantagens do material do qual se destacam:

- a) Economia, basicamente a mais importante dentre todas;
- b) Adaptação a qualquer tipo de forma e facilidade de execução, permitindo total liberdade à concepção arquitetônica;
- c) Excelente solução para se obter de modo direto, e sem necessidade de posteriores ligações, uma estrutura monolítica, hiperestática, apresentando, por esta razão, maiores reservas de segurança;
- d) Manutenção e conservação praticamente nulas, em associação à grande durabilidade; e
- e) Resistência a efeitos térmicos, atmosféricos e a desgastes mecânicos.

Por outro lado, a grande desvantagem do concreto armado convencional, também segundo SÜSSEKIND (1980), é o seu elevado peso próprio. A utilização de concretos de menor densidade surge, portanto, como a solução natural para esse problema.

O concreto feito com agregados leves é chamado de concreto leve. De acordo com NEVILLE (1997), os intervalos típicos de massa específica de concretos secos ao ar com agregados leves podem ser vistos na FIG.1.1

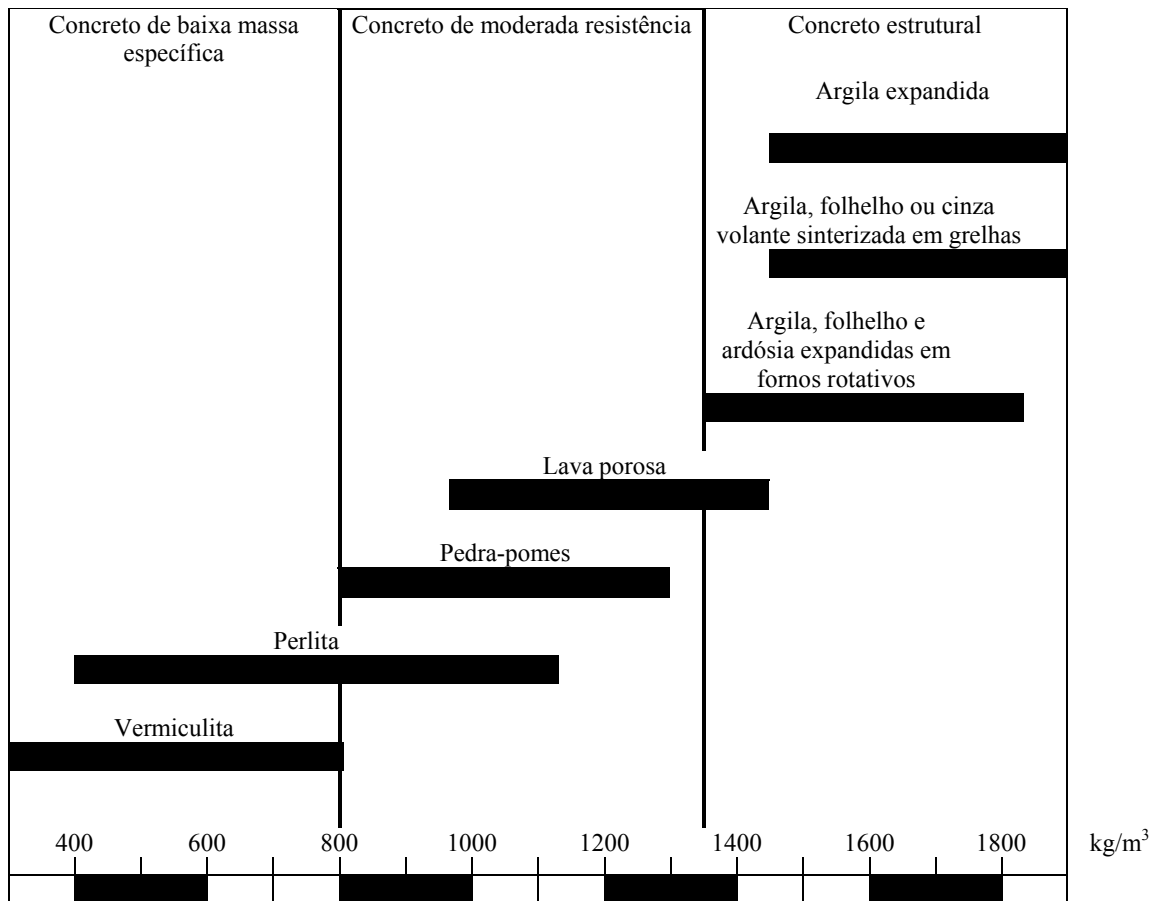


FIGURA 1.1 – Classificação dos concretos leves quanto à sua massa específica aproximada

Os concretos feitos com agregados leves, de acordo com a figura 1, são classificados em:

a) Concretos de baixa massa específica

Estes concretos leves pouco densos são utilizados, segundo SOBRAL (1987), principalmente para isolamento térmico, não sendo usados para fins estruturais. Tais concretos, com baixas massas específicas, raramente excedendo 800 kg/m^3 , possuem coeficientes de condutividade térmica baixos, que lhes conferem boas características

de isolamento. Por outro lado, são baixos os valores da resistência à compressão, variando de 0,7 MPa a 7 MPa.

b) Concreto de moderada resistência

Segundo NEVILLE (1997), o concreto de moderada resistência, cuja resistência à compressão, em cilindros, varia de 7 MPa a 17 MPa, tem característica de isolamento térmica intermediária entre o de baixa massa específica e o estrutural, sendo normalmente usado para enchimento.

c) Concreto estrutural leve

São concretos tendo massa específica entre 1350 kg/m³ e 1850 kg/m³, fabricados geralmente com argila expandida.

Em Belo Horizonte, o agregado leve comumente utilizado na fabricação do concreto estrutural leve é a argila expandida, produzida pela CINEXPAN – Indústria e Comércio Ltda, de Várzea Paulista, São Paulo. A argila expandida CINEXPAN é um agregado leve que se apresenta em forma de bolinhas de cerâmica leve e arredondada, com uma estrutura interna formada por uma espuma cerâmica com microporos e com uma casca rígida e resistente. As principais características da argila expandida CINEXPAN são: leveza, resistência, inércia química, estabilidade dimensional, incombustibilidade, além de excelentes propriedades de isolamento térmico e acústico.

1.2 – JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

A grande desvantagem do emprego do concreto armado é seu elevado peso próprio. A fim de minorar esta desvantagem e, conseqüentemente, melhorar ainda mais as potencialidades do concreto armado no competitivo mercado da construção civil, o emprego do concreto estrutural leve se apresenta como a opção natural.

Além disso, a baixa condutividade térmica do concreto estrutural leve é um fato que merece destaque, já que ela proporciona um desempenho significativamente superior

deste concreto em situação de incêndio. A baixa condutividade térmica dos concretos leves reduz o aumento da temperatura da armadura em caso de incêndio. A combinação de uma baixa condutividade térmica com um baixo coeficiente de dilatação térmica é benéfica no caso de exposição ao fogo, segundo NEVILLE (1997) , pois o agregado feito de argila expandida é estável a temperaturas elevadas, uma vez que ele é fabricado a temperaturas acima de 1100°C.

Como a massa específica dos concretos de densidade normal varia entre 2200 kg/m³ e 2600 kg/m³, e a do concreto estrutural leve entre 1350 kg/m³ e 1850 kg/m³, o uso do concreto estrutural leve nas edificações pode representar uma significativa redução do peso próprio da estrutura, podendo essa redução chegar à faixa de 15% do peso total. Mesmo que o metro cúbico do concreto estrutural leve custe mais caro que o concreto de densidade normal (cerca de 10 a 15%), o custo final da estrutura poderá ser menor devido à redução do peso próprio da estrutura e do menor custo das fundações.

Foi baseado nestas premissas que diversas obras foram executadas com concreto estrutural leve, cuja opção foi devidamente estudada e adotada, por ser vantajosa. Dentre elas, pode-se citar:

- Tabuleiro da ponte São Francisco – Oakland nos EUA, que resultou na economia de três milhões de dólares em aço, MEHTA e MONTEIRO (1994);
- As lajes de piso do edifício Lake Point Tower, em Chicago, com 71 pavimentos, MEHTA e MONTEIRO (1994);
- O Australian Square, em Sidney, Austrália, uma torre circular de 50 pavimentos, onde o emprego do concreto estrutural leve proporcionou uma economia de 13% no custo da construção, MEHTA e MONTEIRO (1994);
- O edifício da Prudential Life, em Chicago - EUA, com 42 andares, onde foi adotado o concreto estrutural leve nas lajes de piso, SOBRAL (1987);

- O edifício do Hotel Staler, em Dallas - EUA, com 18 andares, onde foi adotado o concreto estrutural leve nas lajes de piso, SOBRAL (1987);
- Edifício Federal Post-Office, em Nova York EUA, onde foram usados cerca de 23000 m³ de concreto estrutural leve nas lajes, EVANGELISTA (1996).

O interesse no estudo do concreto estrutural leve tem aumentado muito no Brasil nos últimos anos, tendo sido produzidas algumas dissertações de mestrado na COPPE/UFRJ, CASTRO (1971); LEVI (1974); CLÍMACO (1975); EVANGELISTA (1996) e na EE/UFGM, GOMES (2001). Os temas destas dissertações versam sobre os procedimentos de fabricação e as propriedades mecânicas do concreto estrutural leve, bem como do comportamento de lajes e vigas com ele fabricadas.

1.3 – OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é fazer uma análise comparativa de estruturas de edifícios em concreto armado, empregando o concreto de densidade usual e o concreto estrutural leve. Em todos os casos a serem estudados, os pilares dos edifícios serão fabricados com concreto de densidade usual, enquanto as lajes e vigas serão ou em concreto estrutural leve ou em concreto convencional. Essa premissa deve-se ao fato de que a utilização do concreto estrutural leve tem sido mais vantajosa nas lajes e vigas, conforme consta na relação das edificações citadas anteriormente. No estudo comparativo, serão analisadas as diferenças entre os deslocamentos laterais e verticais obtidos, os esforços solicitantes nas vigas, pilares e elementos da fundação, bem como os quantitativos de concreto, fôrma e aço empregados, e os custos envolvidos.

Neste estudo, os seguintes aspectos também serão abordados:

- a) Primeiramente será feita uma caracterização do concreto estrutural leve, com ênfase nos materiais constituintes, na dosagem e nas operações de lançamento e adensamento.

b) Um estudo das propriedades mecânicas e reológicas do concreto estrutural leve será realizado em seguida, dando destaque à resistência à compressão, ao módulo de elasticidade e à fluência. O estudo das propriedades mecânicas inclui a avaliação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade estático secante, bem como da relação entre os dois para verificar se as expressões hoje utilizadas para o concreto de densidade normal aplicam-se ao concreto estrutural leve.

c) Serão analisados também os critérios de dimensionamento de lajes e vigas, tanto à flexão quanto ao cisalhamento empregando concreto estrutural leve. Para isto serão estudados os trabalhos realizados no Brasil, CASTRO (1971); LEVI (1974); CLÍMACO (1975); EVANGELISTA (1996); GOMES (2001), bem como diversas normas internacionais, como o ACI 213 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), em 1999, e o EUROCODE 2 (1999).

1.4 – DESCRIÇÃO RESUMIDA DOS CAPÍTULOS

O capítulo 2 apresenta as notas históricas relacionadas ao uso do concreto estrutural leve, bem como a sua caracterização, contendo os materiais constituintes, dosagem, massa específica, resistência à compressão e à tração. Este capítulo contém também os comentários sobre o módulo de elasticidade do concreto leve, coeficiente de Poisson e fluência. No capítulo 3 estão descritos os critérios para dimensionamento no Estado Limite Último (E.L.U), de peças executadas com concreto estrutural leve, bem como as verificações no Estado Limite de Serviço (E.L.S). O capítulo 4 descreve o projeto arquitetônico escolhido, as estruturas analisadas com as devidas cargas aplicadas e as combinações das ações. O modelo estrutural adotado está descrito no capítulo 5. No capítulo 6 estão apresentados os resultados dos processamentos das estruturas estudadas, bem como as análises comparativas desses resultados. As conclusões e recomendações oriundas deste trabalho e as sugestões para pesquisas futuras estão apresentadas no capítulo 7.

2

CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO ESTRUTURAL LEVE

2.1 – Notas Históricas

As primeiras aplicações do concreto leve armado foram durante a 1ª Guerra Mundial, na construção de navios e barcos pela Emergency Fleet Building Corp [ACI 213 (1999)]. Esse concreto, empregando argila expandida como agregado, possuía uma resistência de 34,5 MPa e uma massa específica de 1760 kg/m³.

Durante a década de 20, dois importantes edifícios foram construídos com concreto leve armado. O Park Plaza Hotel em St. Louis (EUA) e o edifício Southwestern Bell Telephone Building, em Kansas City (EUA) [ACI 213 (1999)].

No começo da década de 30, o concreto leve foi usado na pista superior da ponte “São Francisco – Oakland”, como uma solução econômica para o projeto da ponte. Durante a 2ª Guerra Mundial, a história se repetiu com a construção de 105 navios em concreto leve, com o uso de placas de aço em algumas partes consideradas essenciais [ACI 213 (1999)].

Imediatamente após a 2ª Guerra Mundial, vários estudos foram feitos, proporcionando um grande impulso na determinação das propriedades do concreto feito com diferentes tipos de agregados leves, visando a sua aplicação em peças estruturais, tais como tabuleiros de pontes e pré-moldados.

A Agência Nacional de Habitação dos Estados Unidos patrocinou vários estudos e pesquisas com o uso do concreto feito com agregados leves, e estudos paralelos foram realizados nos laboratórios da “National Bureau of Standards” e no “United States Bureau of Reclamation”, para determinação das propriedades do concreto feito com vários tipos de agregados para concreto leve. Estes estudos e o trabalho feito por Richard e Jansen, Washa e Wendt e outros, focaram sua atenção no uso da capacidade estrutural de alguns concretos leves, iniciando um renovado interesse por edifícios de andares múltiplos, pontes e produtos pré-fabricados, no começo da década de 50.

Em Cleveland, foi possível acrescentar 4 andares em um projeto de um edifício cujas fundações já tinham sido executadas, com o uso de concreto estrutural leve e conseqüente redução do peso da estrutura, não necessitando modificar as fundações.

Do mesmo modo, após o colapso da ponte de Tacoma Narrows, ela foi substituída por outra estrutura suspensa, projetada para incorporar as lajes da pista de rolamento, com o uso de concreto leve, sem necessidade de modificações nos pilares já existentes [ACI 213 (1999)].

Durante os anos 50, as superestruturas de muitos edifícios de vários andares foram projetadas, tirando vantagem do reduzido peso próprio do concreto leve. Como exemplo, podem ser citados os 42 andares do Prudential Life, em Chicago, com as lajes de piso em concreto leve, e o Staler Hilton Hotel, em Dallas, com 18 andares, todo projetado em concreto estrutural leve [ACI 213 (1999)].

Tais aplicações em concreto leve, com funções estruturais, estimularam várias pesquisas sobre as propriedades do concreto leve por importantes organizações internacionais. Foi

acelerada, nesta época, a construção de usinas que fabricam agregados leves. Hoje, a produção de agregados leves de alta qualidade é feita em vários países.

2.2 – Conceituação de Concreto Estrutural Leve

Segundo o ACI 211 (1990), o concreto estrutural leve é um concreto estrutural em todos os sentidos. Visando a redução do custo total, o concreto é feito com agregados leves, sendo seu peso específico aproximadamente igual a dois terços do peso específico do concreto feito com agregado normal. Desde que o objetivo primordial seja o baixo peso, as especificações limitam o peso específico máximo permissível do concreto, exigindo também uma resistência à compressão mínima aos 28 dias, para assegurar a qualidade estrutural do concreto leve.

Como base nessas premissas, o Guia de Concreto Estrutural com Agregado Leve do ACI 213 R-87 (1999) define como concreto estrutural leve aquele que tem resistência à compressão aos 28 dias de, no mínimo, 17 MPa, e massa específica, seca ao ar, também aos 28 dias, não superior a 1850 kg/m³.

2.3 – Materiais Constituintes e Dosagem do Concreto Estrutural Leve

O concreto estrutural leve, segundo o ACI 213 R-87 (1999), pode conter somente agregado leve, ou, por diversas razões, uma combinação de agregados leves e agregados normais. Com o objetivo de melhorar a trabalhabilidade e outras propriedades, é freqüente, na prática, usar areia comum como agregado miúdo e limitar o tamanho nominal máximo do agregado leve a 19 mm.

Segundo ROSSO (1973), os agregados leves para concreto estrutural, fabricado a partir de materiais naturais, são: vermiculita, ardósia e argila expandidas. A argila expandida

é produzida por um tratamento térmico adequado que provoca um estado semiplástico, conhecido também como “ponto de vitrificação incipiente”. Elas se expandem, aumentando seu volume de 5 a 6 vezes, em consequência da formação de gases no interior da massa do material, formando, assim, uma estrutura altamente porosa ao resfriar-se. Para que o fenômeno ocorra, é necessário que as argilas contenham alguns componentes que produzam gases no momento em que o estado semiplástico é alcançado. As temperaturas necessárias para a expansão variam de 1100 a 1400°C e o pH deverá ser maior do que 5. As argilas expandidas podem ser produzidas como clínquer numa grelha móvel de sinterização, ou como agregado, de forma arredondada, em processo de pelotização, calcinação e expansão em forno rotativo. O segundo processo produz material de qualidades superiores.

A massa específica do agregado leve é a razão entre a massa de uma certa quantidade de material e o volume ocupado pelas partículas desta amostra. Neste volume são incluídos os vazios internos das partículas, mas não se incluem os vazios entre as partículas. O volume das partículas é determinado em função do volume que elas deslocam quando submersas na água. A penetração da água nas partículas durante o ensaio é evitada, segundo SOBRAL (1987), pela prévia saturação da massa do material.

A massa específica dos agregados leves varia com o tamanho das partículas: geralmente ela é maior para as partículas miúdas e menor para as partículas maiores, porque o teor de vazios dos grãos mais graúdos é maior do que os dos grãos menores.

A Norma da AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM) C 330 (1991) define que os agregados leves miúdos e graúdos não devem ter massa específica no estado solto seco, maior que 1120 kg/m³ e 880 kg/m³, respectivamente. Essa especificação contém ainda as exigências requeridas para os agregados com respeito a granulometria, às substâncias deletérias e às propriedades do agregado para a execução do concreto, tais como resistência, peso específico, retração por secagem e durabilidade do concreto contendo o agregado.

No Brasil, a fábrica “CINEXPAN” produz três tipos de agregado leve, à base de argila expandida: agregado esférico grosso e agregado fino, ambos com casca ou capeados; agregado moído, produzido pela britagem do material grudado. Tem-se, então, a produção dos seguintes tipos comerciais, denominados “PRODUTOS CINASITA”, próprios para uso em concreto estrutural:

- agregado graúdo com massa específica aparente (agregado no estado solto seco) entre 400 a 550 kg/m³, com tamanho do agregado entre 32 a 15 mm, equivalente à brita 2 e brita 1 respectivamente, para uso em concretos estruturais de qualquer natureza;
- agregado graúdo com massa específica aparente (agregado no estado solto seco) entre 600 a 700 kg/m³, com tamanho do agregado entre 15 a 6 mm, equivalente à brita 0, para uso em concretos estruturais de qualquer natureza;
- agregado miúdo com massa específica aparente (agregado no estado solto seco) entre 750 a 930 kg/m³, com tamanho do agregado abaixo de 5 mm, equivalente à areia grossa, para uso em composições com os demais tipos, nas diversas misturas do concreto.

A massa específica é uma das principais características do concreto leve. Como o concreto estrutural leve tem um grande volume de agregados, sua massa específica depende, principalmente, da massa específica dos grãos desses agregados. Uma curva granulométrica rica em partículas mais finas ou um diâmetro menor dos grãos dos agregados sempre conduzem, em ambos os casos, a uma maior massa específica e muitas vezes, a uma maior resistência à compressão do concreto. A substituição de agregados leves miúdos por areia natural, mais pesada, também aumenta a massa específica do concreto.

Segundo NEVILLE (1997), o concreto estrutural leve tem teores de cimento maiores do que os concretos normais, obviamente representando um custo adicional na feitura do concreto. Porém, as reduções no custo da estrutura e das fundações, em função do

menor peso próprio e menor carga nas fundações, compensam este custo maior do material.

Neste sentido, o ACI 213 R-87 (1999) apresenta uma relação aproximada entre a resistência à compressão média e o teor de cimento. Essa relação pode ser vista na TAB. 2.1.

Tabela 2.1 – Relação aproximada entre a resistência à compressão média e o teor de cimento (ACI 213 R-87)

Resistência à compressão MPa	Cimento (kg/m ³)	
	Somente Agregado leve	Agregado leve e areia natural
17,2	240-305	240-305
20,7	260-335	250-335
27,6	320-395	290-395
34,5	375-450	360-450
41,4	440-500	420-500

NEVILLE (1997) destaca também que os agregados leves têm uma característica importante, não encontrada nos agregados normais, influenciando sobremaneira o aspecto da dosagem do concreto e as suas propriedades. É a capacidade de absorção de grandes quantidades de água e de permitir um ingresso da pasta de cimento fresco nos poros abertos da superfície das partículas. Por isso, é muito difícil determinar a parte da água que é absorvida diretamente pelo agregado e qual parte realmente participa da reação de hidratação do cimento. Daí a necessidade de se conhecer a capacidade e velocidade de absorção de água do agregado, bem como seu teor de água no momento da mistura. O conhecimento destes parâmetros, associado à consistência inicial da pasta de cimento e ao tempo entre a mistura e o lançamento, é importante na dosagem da água no concreto estrutural leve. É importante frisar que essa alta absorção de água, pelos agregados leves (10 a 20%), tem efeitos indesejáveis sobre a retração, fissuração superficial e a resistência à tração do concreto.

MEHTA e MONTEIRO (1994) afirmam que a resistência à compressão de concretos com agregados leves está relacionada com o teor de cimento para um dado abatimento, e não com o fator água/cimento. Esses autores afirmam também que a resistência à compressão, para um dado teor de cimento e de água, pode ser aumentada reduzindo-se a dimensão máxima do agregado graúdo e/ou substituindo-se o agregado leve miúdo por areia natural.

Nos primeiros tempos do desenvolvimento do bombeamento de concreto, houve, segundo NEVILLE (1997), dificuldades com o uso de agregados leves. A pressão do bombeamento faz com que o ar contido nos poros interiores do agregado se contraia fazendo com que água da mistura penetre para o interior destes poros, ocasionando um rápido enrijecimento do concreto fresco. A solução encontrada foi fazer uma imersão prévia em água, por um mínimo de 24 horas, dos agregados leves.

Os concretos leves com agregados de uma mesma procedência têm, ainda, segundo NEVILLE (1997), grande uniformidade, sendo a dosagem, por esta razão, feita com grande confiabilidade, com um intervalo estreito de características.

No que tange a trabalhabilidade, deve-se fazer algumas observações importantes, pois no concreto leve, feito em misturas com alta fluidez, o agregado tende a segregar e flutuar na superfície. Para combater esse fenômeno, é necessário limitar o abatimento máximo na ordem de 50 a 70 mm.

Portanto, a especificação para o concreto estrutural leve deve conter, além da resistência à compressão mínima desejada, os valores máximos para a massa específica e o seu abatimento.

Na sua dissertação de mestrado, GOMES (2001) analisou o efeito do emprego do concreto estrutural leve em lajes mistas aço-concreto, com “steel deck”. A especificação do concreto exigia uma resistência característica à compressão de 20 MPa e uma massa específica máxima de 1800 kg/m³. Foram estudados traços para lançamento convencional (Traço I) e bombeamento (Traço III) do concreto. No caso de edifícios de

andares múltiplos, esse último traço seria o utilizado, sendo, por este motivo, destacado e descrito a seguir.

Na composição do Traço III, foi usada a areia natural como agregado miúdo, e a argila expandida, usada como agregado graúdo, foi a Cinexpan 1000, da CINEXPAN, com tamanho máximo igual a 10 mm. O agregado foi mantido imerso em água por um período de 24 horas antes da mistura. A proporção em peso usada foi 1 : 2,34 : 0,99 (cimento, areia quartzosa e argila expandida), com consumo de cimento de 350 kg/m³ e relação água/cimento de 0,60. Optou-se por adotar um aditivo plastificante retardador (Chryso Bet 151), com a proporção de 0,35% em relação ao peso do cimento.

2.4 – Propriedades no Estado Fresco

2.4.1 – Consistência

Os concretos leves têm comportamento diferenciado dos concretos normais. Com um mesmo abatimento, o concreto leve apresenta melhor trabalhabilidade. O fator de adensamento dos concretos leves subestima a trabalhabilidade, pois a força oriunda da gravidade que adensa o concreto é menor quando sua massa específica é menor.

A colocação de agregado miúdo normal (areia), substituindo parte do agregado leve, facilita sobremaneira o lançamento e o adensamento do concreto.

MEHTA e MONTEIRO (1994) indicam que, em geral, o lançamento, a compactação e o acabamento de concreto com agregado leve requerem esforço relativamente menor. Conseqüentemente, abatimentos de 50 a 70 mm podem ser suficientes para obter uma trabalhabilidade similar à do concreto normal, com abatimentos de 100 a 125 mm.

Um abatimento elevado pode causar segregação, com as partículas graúdas flutuando na parte superior. Assim, deve-se evitar a vibração muito prolongada do concreto no instante da concretagem.

Segundo o ACI 213 R-87 (1999), o “slump” é o fator mais importante para que se tenha uma boa superfície acabada de uma peça com concreto leve, e geralmente é limitado a 100 mm.

2.4.2 – Massa Específica do Concreto Leve

A massa específica é uma das principais características do concreto leve. Porém, seu valor varia ao longo do tempo: é maior no estado fresco diminuindo com o endurecido e a idade do concreto. A TAB. 2.2 apresenta os resultados de massa específica, obtidos por GOMES (2001), para um concreto leve com características de bombeamento (Traço III). Pode-se notar que houve uma redução da massa específica, em aproximadamente 7%, do estado fresco para a idade de 28 dias do concreto, devido à perda de água. O valor utilizado neste trabalho é o correspondente aos 28 dias de idade.

Tabela 2.2 – Massa específica para concreto leve - Resultados de GOMES

Idade (dias)	Massa específica (kg/m ³)
Fresco	1795
7	1701
28	1673
32	1664
43	1657

2.4.3 – Cura do Concreto Leve

A cura é responsável pela manutenção da água necessária às reações químicas que ocorre no período de endurecimento do concreto, principalmente nas idades iniciais. Uma boa cura é fundamental para obtenção de um concreto de boa qualidade.

O concreto leve tem o seu próprio suprimento de água no interior do agregado, o que permite a hidratação contínua do material. Com agregados leves, o intercâmbio de água na zona de transição entre o agregado poroso e a argamassa resulta numa cura úmida interna. Este processo de cura interna é possível quando o teor de umidade do agregado leve na mistura é pelos menos igual ao do atingido em um dia de imersão em água.

O concreto estrutural leve pode ser significativamente beneficiado por este processo de cura interna, devido à troca de água entre o agregado leve úmido e a pasta de cimento, resultando numa pasta de cimento bem hidratada na zona de transição.

2.5 – Propriedades no Estado Endurecido

2.5.1 – Resistência à Compressão

No concreto estrutural leve, a resistência à compressão e a massa específica são as propriedades mais importantes e, portanto, mais comumente analisadas.

Para um determinado agregado leve, existe, segundo NEVILLE (1997), uma ampla relação entre o teor de cimento do concreto e a resistência à compressão. Como o cimento tem massa específica maior do que o agregado leve, para um dado agregado, a resistência à compressão do concreto aumenta com o aumento de sua massa específica.

MEHTA e MONTEIRO (1994) indicam que a substituição do agregado miúdo leve por areia natural leva a um aumento da massa específica do concreto e, portanto, a um aumento da resistência à compressão do concreto.

Neste sentido, a maioria das normas e especificações apresenta relações entre a massa específica do concreto leve e sua resistência à compressão. Nos Estados Unidos, por exemplo, as exigências da norma ASTM C 330 (1991) para massa específica do concreto estrutural leve e para resistência à compressão e à tração estão mostradas na TAB. 2.3.

Tabela 2.3 – Exigências para concreto estrutural leve (ASTM C330)

Máxima massa específica seca ao ar aos 28 dias (kg/m ³)	Resistência à tração mínima no ensaio de compressão diametral aos 28 dias (MPa)	Resistência à compressão mínima aos 28 dias (MPa)
	Todos os agregados leves	
1760	2,2	28
1680	2,1	21
1600	2,0	17
	Combinação de areia natural com agregado leve	
1840	2,3	28
1760	2,1	21
1680	2,1	17

No Brasil, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), através de sua especificação EB-230 (1969), estabelece, conforme mostra a TAB. 2.4, relações entre a máxima massa específica do concreto leve e sua resistência à compressão aos 28 dias.

Em seus estudos, GOMES (2001) obteve as relações entre massa específica e resistência à compressão de um concreto leve com características de bombeamento (Traço III), sendo os resultados mostrados na TAB.2.5.

Tabela 2.4 – Exigências para concreto estrutural leve (ABNT EB-230)

Máxima massa específica seca ao ar aos 28 dias (kg/m ³)	Resistência à compressão mínima aos 28 dias (MPa)
1840	28
1760	21
1680	14

Tabela 2.5 – Relação entre massa específica versus resistência à compressão
Resultados de GOMES

Idade (dias)	Massa específica (kg/m ³)	Resistência à compressão média (MPa)
7	1701	18,58
28	1673	23,70
32	1664	24,16
43	1657	24,86

Pode-se observar, da tabela acima, que os resultados de resistência à compressão e massa específica, aos 28 dias de idade, satisfazem as exigências da ASTM e ABNT, bem como do estudo pretendido, em que se estabeleceu uma massa específica máxima de 1800 kg/m³, e resistência característica à compressão de 20 MPa.

2.5.2 – Resistência à Tração

A resistência à tração direta do concreto é difícil de ser determinada em laboratório, já que o ensaio é de execução complicada e qualquer descuido pode alterar significativamente os resultados. Por isso, a resistência à tração do concreto é geralmente determinada, segundo SOBRAL (1987), pelo ensaio de compressão diametral, também chamado Ensaio Brasileiro, pois foi desenvolvido por Lobo Carneiro e sua equipe. O valor obtido é, segundo MEHTA e MONTEIRO (1994), uma medida relativa conveniente da resistência à tração do concreto. Por isso, diversas normalizações preconizam o emprego deste ensaio. No Brasil, este ensaio é regido pela norma NBR 7222 da ABNT.

Os resultados de ensaios realizados por Hanson, sobre a resistência à tração por compressão diametral de concretos leves curados em câmara úmida, de acordo com SOBRAL (1987) e com o ACI 213 R-87 (1999), são iguais ou próximos dos valores obtidos para concreto de densidade usual de mesma resistência à compressão. Porém, os resultados desses ensaios mostraram que a resistência à tração do concreto leve é significativamente reduzida quando a cura é feita ao ar. A razão para este fato se deve à maior relação água/cimento usada em concretos leves e à maior rapidez de secagem das camadas mais externas, de peças feitas com concreto leve, secas ao ar.

MEHTA e MONTEIRO (1994) ressaltam que, como no concreto de densidade usual, a relação entre a resistência à tração por compressão diametral e a resistência à compressão decresce de maneira significativa com o aumento da resistência do concreto leve. Prova disso são as exigências da norma ASTM C330, apresentadas na TAB. 2.3.

A resistência à tração é um importante elemento na avaliação da fissuração do concreto. Como o concreto é um material heterogêneo, sua composição afetará não só a tensão de tração que provoca a fissuração, como também o mecanismo do processo.

De acordo com SOBRAL (1987), a aparência das fissuras nos concretos leves é bem diferente da que apresentam os concretos convencionais. As fissuras são mais regulares

e lineares, indicando que a superfície de fratura passa tanto pela matriz quanto pelos grãos do agregado leve.

2.5.3 – Módulo de Elasticidade Estático Secante

O módulo de elasticidade tem grande importância para o concreto estrutural leve em face da sua influência sobre as deformações das peças sujeitas à flexão, sobre a distribuição das forças internas nas peças sujeitas à compressão e sobre a carga crítica no caso de peças com propensão à ruína, devido à estabilidade elástica.

Uma importante característica do agregado leve é sua boa aderência à pasta hidratada de cimento que o envolve. Este fenômeno é devido a vários fatores, entre os quais pode-se destacar a textura áspera da superfície dos agregados leves, a hidratação continuada do cimento, pela disponibilidade da água absorvida pelo agregado durante a mistura.

NEVILLE (1997) ressalta que, nos concretos de densidade usual, o módulo de elasticidade da pasta de cimento é, geralmente, bem menor que o módulo dos agregados. Porém, no concreto estrutural leve, os valores do módulo de elasticidade das partículas do agregado leve e da pasta de cimento são bastante próximos resultando numa melhor aderência na zona de transição agregado-pasta.

Ensaio de laboratório comprovam que, para um mesmo nível de resistência à compressão, o valor do módulo de elasticidade estático do concreto leve é consideravelmente menor que o valor obtido para um concreto de densidade convencional. Essa diferença se deve ao menor valor do módulo de elasticidade do agregado leve em relação ao agregado convencional. Portanto, as deformações de uma estrutura fabricada com concreto leve serão maiores se comparadas a estruturas construídas com concreto de densidade usual.

Com base nesse fato, as normas de projeto especificam relações para o módulo de elasticidade do concreto estrutural leve em função da massa específica e da resistência à compressão do concreto. Para resistências características à compressão entre 12 e 80

MPa, o EUROCODE 2 (1999) adota a seguinte expressão para avaliação do módulo de elasticidade estático secante, do concreto estrutural leve:

$$E_{cl} = 9,5 \times (f_{ck} + 8)^{0,333} \times (\rho_{cl} / 2400)^2 \text{ em GPa,} \quad (2.1)$$

onde:

f_{ck} = a resistência característica à compressão do concreto (em MPa), medida em corpos de prova cilíndricos; e

ρ_{cl} = massa específica do concreto leve, em kg/m^3 .

Já a norma ACI-318 (1999) sugere, para concretos com massa específica entre 1440 kg/m^3 e 2480 kg/m^3 e resistências à compressão de até 41 MPa, a seguinte expressão para o módulo de elasticidade estático secante:

$$E_{cl} = 43 \times 10^{-3} \times (\rho_{cl})^{1,5} \times (f_c)^{0,5} \text{ em MPa,} \quad (2.2)$$

onde:

f_c = a resistência à compressão do concreto (em MPa), medida em corpos de prova cilíndricos; e

ρ_{cl} = massa específica do concreto, em kg/m^3 .

Os valores encontrados pelas expressões do EUROCODE 2 e do ACI-318 podem divergir dos valores obtidos, experimentalmente, em até 20%.

Para concretos leves com resistências à compressão mais altas (≥ 50 MPa), a relação entre o módulo de elasticidade estático secante e a resistência à compressão é melhor representada, segundo EVANGELISTA (1996), pela expressão proposta por Zhang e Gjrv dada por:

$$E_{cl} = 9,5 \times (f_c)^{0,3} \times (\rho_{cl} / 2400)^{1,5} \text{ em GPa,} \quad (2.3)$$

onde:

f_c = a resistência à compressão do concreto (em MPa), medida em corpos de prova cilíndricos; e

ρ_{cl} = massa específica do concreto leve, em kg/m^3 .

Em sua pesquisa, GOMES (2001) realizou um estudo comparativo entre um concreto convencional com brita e um concreto estrutural leve, com características de bombeamento, porém de mesma resistência à compressão. Os resultados obtidos estão apresentados na TAB. 2.6.

Tabela 2.6 – Resultados obtidos por GOMES

Tipo de concreto	Massa específica no estado fresco	Massa específica aos 28 dias	Idade do concreto na data dos ensaios	f_c (MPa)	E_c (MPa)
Concreto convencional	2292 kg/m^3	-	28 dias	23,00	23514
Concreto leve (TRAÇO III)	1795 kg/m^3	1673 kg/m^3	28 dias	23,70	14423

Pode-se observar, na análise dos resultados acima, que o módulo de deformação do concreto leve obtido no ensaio (14423 MPa) foi de 61,3% do valor medido para o concreto convencional (23514 MPa). Geralmente, os resultados do módulo de elasticidade do concreto leve variam entre 50 e 67% do valor correspondente ao concreto convencional de mesma resistência à compressão.

Empregando-se as expressões do EUROCODE 2 e do ACI-318, os valores do módulo de deformação para o concreto leve (TRAÇO III) foram iguais respectivamente a 13260 MPa e 14324 MPa. O valor medido foi 9 % maior que o prescrito pelo EUROCODE 2, e praticamente igual ao previsto pelo ACI-318. Portanto, pode-se observar que os resultados encontrados estão dentro da margem de 20%, permitida pelo EUROCODE e pelo ACI.

2.5.4 – Coeficiente de Poisson

Resultados de ensaios, usando o método da ressonância, para determinação do coeficiente de Poisson, segundo o ACI 213 R-87 (1999), mostraram valores variando entre 0,16 e 0,25 com uma média de 0,21. Empregando-se o método estático os valores obtidos foram entre 0,15 e 0,25, com uma média de 0,20.

Como o coeficiente de Poisson variou pouco com a idade, com as condições do teste, com a resistência do concreto e com o agregado utilizado, o ACI 213 R-87 (1999) recomenda o valor de 0,20 para uso em projetos utilizando concreto estrutural leve.

2.5.5 – Fluência

A fluência é definida como sendo o aumento da deformação sob uma tensão mantida constante. Como esse aumento pode ser bem maior do que a deformação no momento do carregamento, a fluência tem considerável importância no comportamento das estruturas.

Para estruturas de concreto, deve ser notado que é a pasta de cimento hidratado que apresenta a fluência, sendo o papel do agregado basicamente de contenção. Portanto, a fluência do concreto é uma função do teor em volume da pasta de cimento na mistura, mas a dependência não é linear.

Algumas propriedades físicas do agregado podem influenciar a fluência do concreto. O módulo de elasticidade é o fator mais importante. Quanto maior o módulo de elasticidade, maior o efeito de contenção oferecido pelo agregado à fluência potencial das pastas de cimento hidratado. A porosidade do agregado e a sua condição de absorção desempenham uma função direta nas trocas de umidade no interior do concreto; essas trocas de umidade podem ser associadas com a fluência, criando condições para a fluência por secagem. Isso explica a elevada fluência inicial que ocorre em concretos fabricados com agregados leves, usados secos no instante da mistura.

Um dos fatores externos mais importantes que atuam sobre a fluência é a umidade relativa do ar que envolve o concreto. Em linhas gerais, pode-se dizer que, para um mesmo concreto, quanto menor a umidade relativa, maior a fluência. A secagem da peça, enquanto carregada, aumenta a fluência, isto é, induz a fluência adicional por secagem. A influência da umidade relativa é muito menor, ou nenhuma, nos casos de elementos que tenham atingido equilíbrio higroscópico com o meio antes da aplicação da carga.

A resistência do concreto tem uma considerável influência sobre a fluência, uma vez que quanto maior a resistência do concreto no momento da aplicação da carga menor será o efeito da fluência. Portanto, pode-se concluir que a fluência é inversamente proporcional à resistência do concreto.

Segundo NEVILLE (1997), não existe uma diferença fundamental entre agregados leves e agregados normais no que diz respeito à fluência, e a fluência maior do concreto com agregados leves é apenas um reflexo do menor módulo de elasticidade desses agregados. Em concreto com agregados leves, a velocidade da fluência diminui com o tempo menos lentamente do que no caso dos agregados normais. Como regra geral, pode-se afirmar que a fluência de um concreto leve com qualidade estrutural é aproximadamente igual à dos concretos com agregado normal. Em qualquer comparação, é importante que não difiram muito os teores de agregados de concretos leves ou normais. Além disso, como a deformação elástica de concreto com agregados

leves é geralmente maior do que a dos concretos normais, a relação entre a fluência e a deformação elástica é menor no caso dos concretos com agregados leves.

O coeficiente de fluência φ para estruturas com concreto leve, segundo o EUROCODE 2 (1999), pode ser assumido como o valor adotado do concreto comum multiplicado pelo fator $(\rho_{cl} / 2400)^2$, para concreto leve com massa específica maior que 1800 kg/m³; para concretos leves com massa específica menor que 1500 kg/m³, deve-se multiplicar o coeficiente de fluência do concreto comum por $1,3 \times (\rho_{cl} / 2400)^2$. Para valores intermediários de massa específica entre 1500 kg/m³ e 1800 kg/m³ deve-se interpolar.

Ainda, segundo o Eurocode 2 (1999), as deformações oriundas da fluência devem ser multiplicadas por um fator $\eta = 1,3$ para concretos leves com uma resistência inferior a 20 MPa e $\eta = 1,0$ para concreto com resistência à compressão superior a 20 MPa.

LEONHARDT e MÖNNING (1979) citam que o valor do coeficiente de fluência para uma mesma resistência à compressão é, no concreto leve, um pouco menor e até igual do que para o concreto normal, ou seja, não é nunca maior que a razão inversa dos módulos de elasticidade (E_{cc}/E_{cl}). Isso significa que os coeficientes de deformação lenta para o concreto leve são menores do que para o concreto normal, e estão aproximadamente na proporção direta entre os módulos de elasticidade. Deve-se adotar, segundo LEONHARDT e MÖNNING, um coeficiente de deformação lenta φ , dado pela expressão abaixo:

$$\varphi_{cl} = k (E_{cl} / E_{cc}) \varphi_{cc} \quad , \quad (2.4)$$

sendo:

φ_{cl} = coeficiente de fluência do concreto leve;

φ_{cc} = coeficiente de fluência do concreto comum;

E_{cl} = módulo de elasticidade do concreto leve;

E_{cc} = módulo de elasticidade do concreto comum; e

k = coeficiente que varia de 0,7 a 1,0.

Pode-se observar que a expressão de LEONHARDT e MÖNNING se aproxima bastante da recomendação do EUROCODE 2, confirmando também a afirmação de NEVILLE, constatando que a fluência é apenas um reflexo do módulo de elasticidade dos dois concretos, e que a fluência de concretos leves com qualidade estrutural é aproximadamente igual à do concreto comum.

3

Crêterios para Dimensionamento de Elementos Fabricados com Concreto Estrutural Leve

3.1 – Considera es Iniciais

Neste capítulo são apresentados os cr terios para dimensionamento e detalhamento de elementos, basicamente lajes e vigas fabricadas com concreto estrutural leve. Como não existe norma brasileira específica para este fim, foi realizada uma adequa o dos cr terios da nova NBR 6118 (2003). Tal adequa o teve como base as prescri es contidas no Capítulo 10, específico para estruturas em concreto leve, do EUROCODE 2 (1999), bem como as especifica es do ACI 213 (1999) e sugestões de renomados pesquisadores brasileiros e estrangeiros. O estudo inclui tanto a análise dos cr terios para dimensionamento no Estado Limite  ltimo (ELU) quanto para verifica o no Estado Limite de Serviço (ELS).

3.2 – Dimensionamento no Estado Limite  ltimo (ELU)

3.2.1 – Elementos Sujeitos a Solicita es Normais – Flexão Simples

No dimensionamento   flexão simples (momento fletor), segundo VASCONCELOS (1973), LEVI (1974), LEONHARDT e MONNING (1979) e o EUROCODE 2 (1999), podem ser adotadas as seguintes hipóteses básicas:

- a) as seções transversais permanecem planas após a deformação. Daí resulta que as deformações das fibras de uma seção são proporcionais às suas distâncias à linha neutra, sendo o diagrama de deformação retilíneo, conforme mostra a FIG. 3.2;
- b) a resistência à tração do concreto é desprezada;
- c) existe a perfeita aderência entre o aço e o concreto, e a deformação das barras deve ser a mesma do concreto em seu entorno;
- d) a distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola retângulo, com tensão de pico igual a $0,85f_{cd}$, podendo este diagrama ser substituído por um diagrama retângulo de altura igual a $0,80x$ (onde x é a profundidade da linha neutra), com a tensão máxima igual a $0,85f_{cd}$, no caso da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida;
- e) o alongamento máximo do aço é de 10%;
- f) os valores de ϵ_{c2} e ϵ_{cu} do concreto convencional podem ser mantidos para o concreto estrutural leve com resistência característica à compressão f_{ck} , não superior a 50 MPa (objetivo do nosso trabalho), conforme se pode observar na FIG. 3.1.

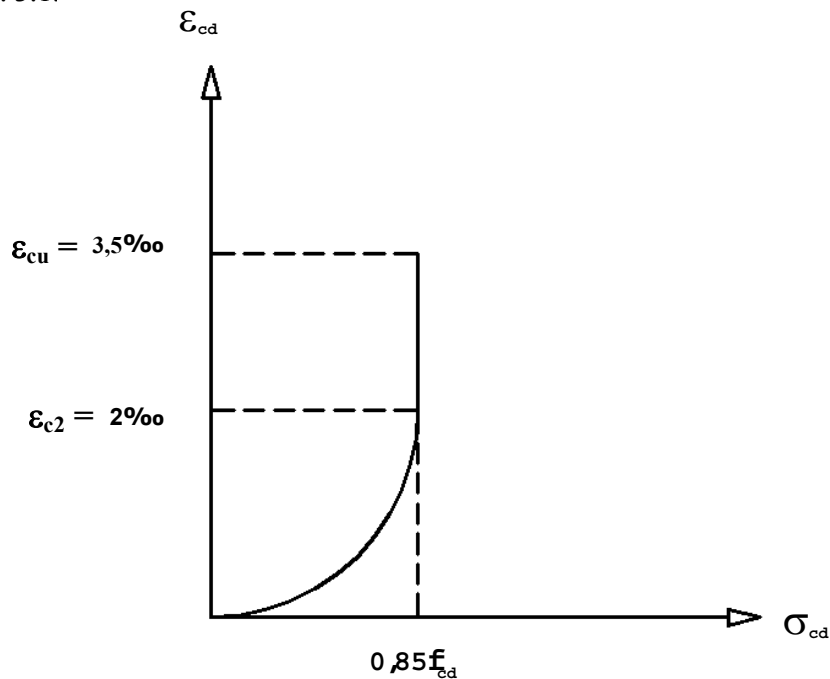


FIGURA 3.1 – Diagrama de cálculo parábola-retângulo

O equilíbrio de uma seção retangular com dimensões b_w e h , submetida à flexão simples (momento fletor de cálculo $M_d = 1,4 M$) é determinado a seguir, conforme ilustra a FIG. 3.2, onde:

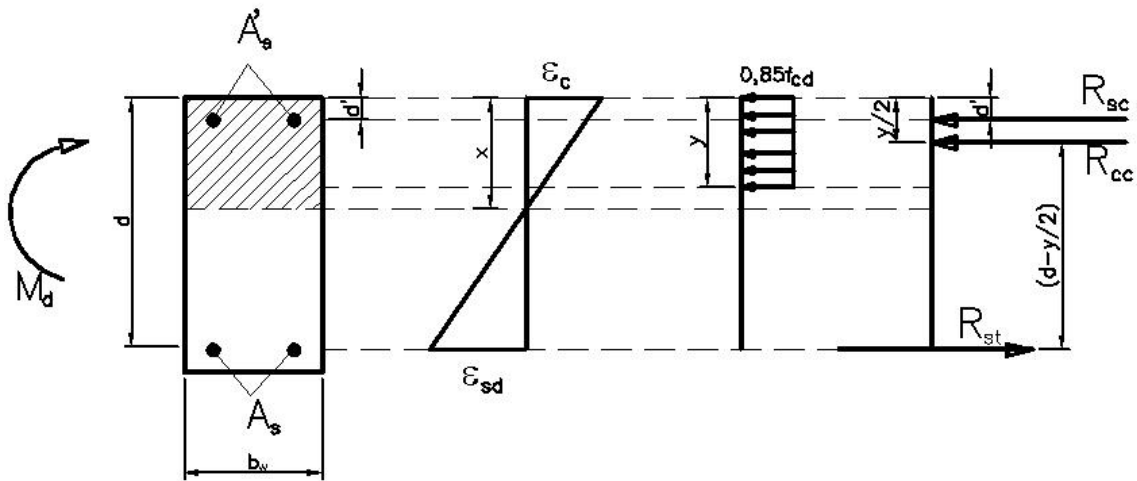


FIGURA 3.2 – Equilíbrio de uma seção submetida à flexão simples.

$$R_{sc} = \text{resultante de compressão no aço} = \sigma_s \cdot A'_s$$

$$R_{cc} = \text{resultante de compressão no concreto} = 0,85 f_{cd} \cdot b_w \cdot y$$

$$R_{st} = \text{resultante de tração no aço} = A_s \cdot f_{yd}$$

1ª equação de equilíbrio (somatória das forças horizontais = 0)

$$\Sigma H = 0 \Rightarrow R_{sc} + R_{cc} - R_{st} = 0 \quad (3.1)$$

2ª equação de equilíbrio (somatória dos momentos em relação à armadura tracionada)

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow 1,4 \cdot M = R_{sc} \cdot (d-d') + R_{cc} \cdot (d-y/2) \quad (3.2)$$

Desenvolvendo estas duas equações de equilíbrio, chega-se às fórmulas de dimensionamento da flexão simples.

Adotando as mesmas hipóteses básicas descritas, LEVI (1974) em seus estudos, sob a orientação do prof. Fernando Luis Lobo Carneiro (COPPE), ensaiou 12 vigas fabricadas com concreto estrutural leve. As vigas tinham as mesmas dimensões (largura e altura), mas apresentavam diferentes taxas geométricas de armaduras longitudinais: 2 vigas eram subarmadas, 8 vigas eram normalmente armadas e as outras 2 vigas eram superarmadas. O dimensionamento ao esforço cortante e o esquema de aplicação das cargas foram feitos de modo a garantir que as rupturas das vigas se desse sempre por flexão. Com base na análise dos resultados obtidos nos ensaios, LEVI chegou às seguintes conclusões:

- a) em todas as vigas ensaiadas, os momentos fletores últimos observados foram maiores que os momentos calculados, empregando-se as fórmulas teóricas com base nas hipóteses citadas anteriormente, e a curva dos valores observados têm uma forma semelhante à curva teórica;
- b) o valor médio da relação entre o momento fletor último observado nos ensaios e o momento fletor último calculado foi igual a 1,20, quando se utilizaram valores unitários para os coeficientes de minoração de resistência do aço, γ_s , e do concreto γ_c ; para $\gamma_s = 1,15$ e $\gamma_c = 1,5$; o valor médio da relação entre os momentos últimos subiu para 1,53.

Os ensaios realizados por LEVI confirmaram que as hipóteses básicas mencionadas podem ser aplicadas no dimensionamento da flexão simples de peças com concreto leve. O Prof. Augusto Carlos de Vasconcelos, em seu trabalho “Cálculo estrutural de concretos leves de argila expandida”, de 1973, também recomenda a adoção destes mesmos critérios.

Uma importante consideração a ser feita e observada nos projetos estruturais diz respeito à colocação de armaduras mínimas nas seções submetidas a momentos fletores. Estas armaduras visam a evitar a ruptura frágil das seções transversais quando da formação da primeira fissura. Neste sentido, a NBR-6118 (2003) estabelece, para as vigas de seção retangular, uma taxa mínima de armadura longitudinal na flexão simples, dada por:

Tabela 3.1 – Valores de ρ_{\min} para vigas de seção retangular com aço CA 50

f_{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	50
ρ_{\min}	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288

Por conseguinte, a área mínima de armadura fica igual a $A_{s, \min} = (A_c \times \rho_{\min})/100$.

Já nas lajes, a NBR 6118 (2003) fornece os seguintes valores mínimos para as taxas de armadura $\rho_s (= 100 A_s / b_w h)$:

- a) armaduras negativas: $\rho_s \geq \rho_{\min}$;
- b) armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções: $\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}$; e
- c) armadura positiva principal de lajes armadas em uma direção: $\rho_s \geq \rho_{\min}$,

sendo os valores de ρ_{\min} os mesmos apresentados na tabela 3.1. Nas lajes, o diâmetro máximo das armaduras de flexão simples deverá ser sempre menor ou igual a $h/8$, sendo o espaçamento máximo entre as armaduras igual a $2h$ ou 20 cm, prevalecendo o menor desses dois valores na região dos maiores momentos fletores.

Também deve ser observado, nas vigas e lajes, um limite máximo de armaduras longitudinais, com o intuito de assegurar condições de ductilidade e de se respeitar o campo de validade dos ensaios que deram origem às prescrições de funcionamento do concreto armado. Neste sentido, a NBR-6118 (2003) estabelece que a soma das armaduras de tração e de compressão ($A_s + A'_s$) não deve ter valor maior que 4% da seção transversal, calculada na região fora das emendas.

Ainda com relação ao detalhamento, deve-se colocar, nas vigas com alturas maiores que 60 cm, uma armadura mínima lateral (armadura de pele), em cada face, com área igual a 0,10% $A_{c,alma}$, composta de aço CA 50 e espaçamento da armadura não maior que 20 cm.

O EUROCODE 2 (1999) adota, para o concreto leve, os mesmos critérios de projeto do concreto convencional, no tocante às armaduras mínimas e aspectos de detalhamento

das armaduras. Por esta razão, estes mesmos procedimentos serão adotados no detalhamento das peças em concreto leve.

3.2.2 – Elementos Sujeitos à Força Cortante – Cisalhamento

Há muitos anos que a teoria de treliça desenvolvida por Morsch tem sido utilizada no dimensionamento das armaduras de combate ao esforço cortante, sejam elas constituídas de estribos e/ou barras inclinadas. Este modelo tem sido adotado por diversas Normas Internacionais, bem como pela Norma Brasileira NBR-6118 (2003).

A hipótese básica de Morsch foi que uma viga de concreto armado, após a fissuração do concreto, tinha o funcionamento de treliça. Nesta treliça, a armadura longitudinal de tração e a zona comprimida de concreto faziam o papel dos banzos tracionados e comprimidos; a armadura transversal, composta de estribos ou barras inclinadas, constituía os montantes ou diagonais tracionadas, e o concreto entre duas fissuras consecutivas comportava-se como uma diagonal comprimida. Esta diagonal comprimida faz um ângulo de 45° com o eixo da viga. A FIG.3.3 ilustra esta idealização.

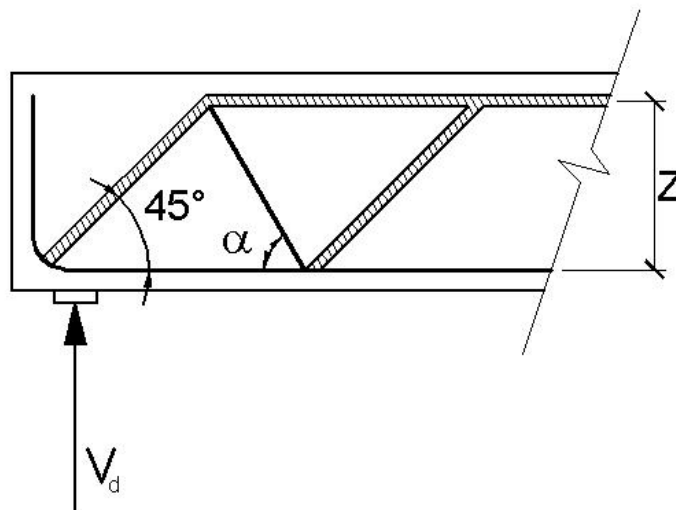


FIGURA 3.3– Treliça clássica de Morsch (diagonais comprimidas e barras tracionadas).

Com base nesse modelo, SÜSSEKIND (1980) indica que o dimensionamento ao esforço cortante de uma peça em concreto armado envolve sempre duas etapas:

- a) verificação do não esmagamento do concreto, para as diagonais comprimidas da treliça que se formam em seu interior;
- b) dimensionamento das armaduras necessárias para absorver as trações que surgem na referida treliça, oriundas do esforço cortante (estribos ou barras inclinadas).

Se a armadura transversal for excessiva, a ruptura dar-se-á por esmagamento das diagonais comprimidas (bielas). No entanto se houver deficiência da armadura transversal, o Estado Limite Último é atingido quando do escoamento desta armadura.

Vários estudos foram feitos no Brasil e no exterior, com o objetivo de analisar o comportamento do concreto estrutural leve quando submetido ao esforço cortante (cisalhamento). Dentre esses estudos, destacam-se os trabalhos de HANSON (1961) e CLIMACO (1975).

Com base nos resultados de 74 testes efetuados pela Portland Cement Association e University of Texas Laboratories, HANSON (1961) concluiu que “a resistência à compressão na diagonal comprimida do concreto leve é afetada pelas mesmas variáveis que afetam o concreto comum. A diferença entre estes tipos de materiais é apenas na magnitude da resistência à compressão nesta diagonal, já que não existe diferença fundamental no comportamento”. A partir dessa afirmação, ele estabeleceu uma equação semelhante à proposta para o concreto comum, sendo esta equação especificada para uso pelo ACI 213 (1999).

Com o objetivo de verificar o comportamento e a resistência ao esforço cortante de elementos fabricados com concreto estrutural leve de argila expandida, CLÍMACO (1975) realizou, na COPPE, ensaios até a ruptura de 10 vigas. Da análise dos resultados, ele concluiu que a avaliação da resistência última ao esforço cortante mostrou a necessidade de uma correção numérica, motivada pela diferença quantitativa de resistência relativamente ao concreto comum, apesar de não haver diferença fundamental de comportamento, como já havia concluído HANSON. A correção

adotada por CLÍMACO foi a recomendada pelo ACI 318 de 1971, que consistia em calcular a tensão de cisalhamento última τ_{wu} , pelas mesmas expressões propostas para o concreto comum e, então, multiplicá-la por um coeficiente de redução igual a 0,85. A comparação das curvas teóricas, obtidas, desta forma, com os resultados experimentais, indicou ser bastante razoável a extensão do método ao concreto leve, visto que os valores calculados encontram-se muito próximos dos valores dos testes, para concretos leves com resistência à compressão de até 41MPa, considerados de moderada resistência à compressão.

O EUROCODE 2 (1999) também especifica uma redução no valor da tensão limite na biela comprimida de concreto, nas peças feitas com concreto estrutural leve, em relação ao concreto comum. A expressão adotada pelo EUROCODE 2 para a tensão máxima, $\sigma_{Rd,max}$, na biela comprimida de concreto, no caso de concreto convencional é:

$$\sigma_{Rd,max} = v_{cc} \cdot f_{cd} = [0,7 - (f_{ck} / 200)] \cdot f_{cd} \quad , \quad (3.3)$$

onde f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto (em MPa), medida em corpos de prova cilíndricos, e f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão igual a f_{ck} / γ_c .

Para concreto estrutural leve, o EUROCODE 2 apresenta uma expressão, bastante similar à Eq. (3.3), dada por:

$$\sigma_{Rd,max} = v_{cl} \cdot f_{cd} = [0,6 - (f_{ck} / 235)] \cdot f_{cd} \quad , \quad (3.4)$$

onde os termos têm o mesmo significado anterior.

Dividindo v_{cl} da Eq.3.4 por v_{cc} da Eq.3.3 e fazendo as devidas simplificações temos que:

$$v_{cl} = 0,85 \cdot v_{cc} \quad , \quad (3.5)$$

o que confirma o mesmo valor adotado pelo ACI 318.

Portanto, será adotado para o dimensionamento ao esforço cortante, nas vigas executadas com concreto estrutural leve, o mesmo modelo da treliça de Morsch, com a tensão última igual a $0,85\tau_{wu}$, como recomendado pelo ACI 318 e pelo EUROCODE 2.

Quanto ao detalhamento, será adotada a solução de estribos, por ser a mais utilizada nos projetos de cálculo estrutural, lembrando, ainda, que se o projetista desejar adotar a solução de estribos e barras dobradas, estas não devem suportar mais do que 60% do esforço total resistido pela armadura de combate ao cisalhamento, conforme o item 17.4.1.1.3 da NBR-6118 (2003). Serão utilizados também os itens da NBR-6118 (2003), onde consta que a tensão de cálculo na armadura transversal de combate ao cisalhamento é limitada ao valor f_{yd} , no caso de estribos, e a 70% desse valor, no caso de barras dobradas, não se tomando para ambos os casos valores superiores a 435 MPa. O espaçamento máximo dos estribos adotados será de 30 cm, e o diâmetro mínimo dos estribos é de 5,0 mm, não excedendo a (1/10) da largura da alma da viga.

A NBR 6118 (2003) estabelece ainda que os estribos nas vigas tenham uma área mínima dada pela expressão:

$$\rho_{sw} = A_{sw} / (b_w s \sin \alpha) \geq 0,2 (f_{ctm} / f_{ywk}), \quad (3.6)$$

onde:

A_{sw} = área da seção transversal dos estribos;

s = espaçamento dos estribos;

α = inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal;

b_w = largura média da alma da viga;

f_{ywk} = resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal; e

$f_{ctm} = 0,3 (f_{ck})^{2/3}$ com f_{ck} e f_{ctm} em MPa.

O EUROCODE 2 (1999) explicita que estes mesmos critérios podem ser adotados para projeto de peças fabricadas com concreto estrutural leve.

Nos projetos estruturais de edifícios residenciais não é, geralmente, necessário colocar armadura de combate ao cisalhamento nas lajes, pois a tensão de cisalhamento é muito pequena, tendo em vista que, nessas obras, as reações das lajes são consideradas uniformemente distribuídas ao longo dos apoios. Neste sentido, a NBR 6118 (2003) explicita que “as lajes maciças executadas com concreto convencional podem prescindir de armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, quando a força cortante de cálculo obedecer à expressão”:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_1)] b_w d , \quad (3.7)$$

onde:

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd} = 0,25 \cdot f_{ctk,inf} / \gamma_c = 0,25 \cdot [0,21 (f_{ck})^{2/3}] / \gamma_c ;$$

$\rho_1 = A_{s1} / b_w d$, não maior que $| 0,02 |$, sendo A_{s1} a área de armadura que se estende até o apoio;

b_w = largura da seção mínima da seção ao longo da altura útil d ; e

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

- nos elementos, onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio: $k = | 1 |$;
- nos demais casos: $k = (1,6 - d)$, não menor que $| 1 |$, com d em metros.

Para se ter uma ordem de grandeza desses valores, vamos calcular, no apoio extremo de uma laje em concreto convencional ($f_{ck} = 20$ MPa) das estruturas estudadas neste trabalho, a condição necessária para não colocar armadura de cisalhamento. Seja uma laje com 10 cm de altura, tendo no seu centro uma área de armadura de aproximadamente $2,0 \text{ cm}^2$, sendo metade desta armadura ancorada no apoio extremo, teremos:

$$\rho_1 = A_{s1} / b_w d = 1,0 / 100 \cdot 8 = 0,00125;$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd} = 0,25 [0,21 (f_{ck})^{2/3}] / \gamma_c = 0,25 [0,21 (20)^{2/3}] / 1,4 = 0,0276 \text{ kN/cm}^2;$$

$$k = (1,6 - d) = (1,6 - 0,08) = 1,52;$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_1)] 100 \times 8 = 42,00 \text{ kN/m}; \text{ e}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \leq 42,00 \text{ kN/m} \Rightarrow V_{serviço} = 42,00 / 1,4 = 30,00 \text{ kN/m}.$$

No caso da mesma laje, exemplificada acima, ser projetada em concreto estrutural leve, deve-se substituir f_{ctd} por f_{cltd} , dado na Eq. 3.12. Assim, teremos:

$$f_{cltd} = 0,818 \cdot f_{ctd} = 0,818 \times 0,1105 = 0,09039 \text{ kN/cm}^2;$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \times 0,09039 = 0,02260 \text{ kN/cm}^2;$$

$$V_{RdI} = [0,02260 \times 1,52 (1,2 + 40 \times 0,00125)] 100 \times 8 = 34,35 \text{ kN/m}; \text{ e}$$

$$V_{sd} \leq V_{RdI} \leq 34,35 \text{ kN/m} \Rightarrow V_{\text{serviço}} = 34,35 / 1,4 = 24,66 \text{ kN/m}.$$

Os valores assim obtidos confirmam o que foi dito anteriormente, pois, em lajes de obras residenciais, não temos, em geral, valores de força cortante dessa ordem de grandeza, dispensando, portanto, a necessidade de armar as lajes quanto ao cisalhamento.

3.2.3 – Ancoragem por Aderência

Define-se comprimento de ancoragem básico como o comprimento reto de uma barra de armadura necessário para ancorar a força limite ($A_s f_{yd}$) nessa barra, admitindo, ao longo desse comprimento, a resistência de aderência uniforme igual a f_{bd} . A Fig. 3.4 ilustra esta situação.

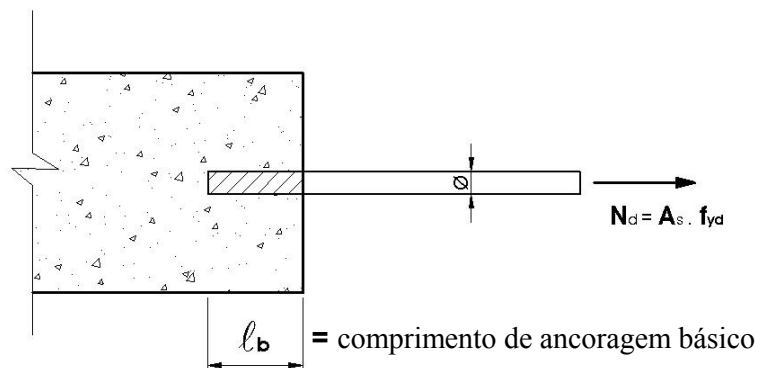


FIGURA 3.4 – Ancoragem reta à tração

A NBR 6118 (2003) apresenta a seguinte expressão para determinação do comprimento de ancoragem reta à tração em peças executadas com concreto comum:

$$\ell_b = (\phi \cdot f_{yd}) / (4 \cdot f_{bd}) \quad . \quad (3.8)$$

O EUROCODE 2 também adota a mesma expressão acima, tanto para o concreto comum quanto para o concreto leve, porém, o valor da resistência de aderência f_{bd} difere de um concreto para o outro. Em ambas as normas, o valor de cálculo da resistência de aderência para concreto convencional é dado por:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad , \quad (3.9)$$

onde:

η_1 = fator relacionado à posição da barra durante a concretagem:

$\eta_1 = 1$ para situações de boa aderência; e

$\eta_1 = 0,7$ para situações de má aderência.

η_2 = fator relacionado ao diâmetro da barra da armadura:

$\eta_2 = 1,0$ para barras com ϕ de até 32 mm;

$\eta_2 = (132 - \phi) / 100$ para barras com ϕ superior a 32 mm.

$f_{ctd} = (0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}) / \gamma_c$ para valores de f_{ck} até 55 MPa.

O valor de cálculo da resistência de aderência para concreto leve, segundo o EUROCODE 2, pode ser obtido pela mesma expressão mencionada (Eq.3.9), substituindo o valor de f_{ctd} por f_{cltd} , dado por:

$$f_{cltd} = (0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \eta_3) / \gamma_c \quad \text{para valores de } f_{ck} \text{ até 55 MPa, onde:}$$

$$\eta_3 = 0,40 + 0,60 \cdot (\rho_{cl} / 2400); \text{ e}$$

$$\rho_{cl} = \text{massa específica do concreto leve, em kg/m}^3.$$

O concreto leve a ser usado nos cálculos das estruturas deste estudo é o traço III utilizado por GOMES (2001), em sua pesquisa. A massa específica obtida para este concreto foi de 1670 kg/m^3 na ausência de armadura. Levando este valor na expressão acima, temos que o fator η_3 fica igual a 0,818, acarretando uma redução de 0,182 no valor de cálculo da resistência de aderência do concreto leve, quando comparado ao concreto comum. Por conseguinte, haverá um acréscimo do comprimento básico de ancoragem reta à tração no caso do concreto leve, que pode ser representado por:

$$\ell_{bcl} = 1,22 \cdot \ell_{bcc} \quad , \quad (3.10)$$

onde:

ℓ_{bcl} = comprimento de ancoragem reta à tração, no concreto leve; e

ℓ_{bcc} = comprimento de ancoragem reta à tração, no concreto comum.

LEONHARDT e MÖNNING (1978) citam que ensaios de arrancamentos efetuados com barras nervuradas de diâmetro 12 mm e 26 mm indicaram que, para uma força de tração capaz de provocar um deslizamento relativo de 0,1 mm, os valores obtidos, em concreto leve, foram até mais do dobro do que os para concreto comum, sendo o aumento maior para barras com diâmetro 12 mm em relação às barras de 26 mm de diâmetro. Isto ocorre porque no caso de diâmetros pequenos, a solicitação por aderência mecânica situa-se totalmente nos locais onde existe argamassa, enquanto que, no caso de diâmetros maiores, os grãos pouco rígidos do agregado se encaixam nos “dentes de concreto” entre as nervuras da barra diminuindo a resistência mecânica. A razão para essa maior resistência de aderência reside no fato de que, para a mesma resistência à compressão de um concreto comum e de um concreto leve, no concreto leve a resistência da argamassa é consideravelmente maior.

Pode-se observar que esta citação de LEONHARDT e MÖNNING não coincide com a recomendação do EUROCODE 2 (1999), na qual o valor de f_{ctd} é substituído por f_{ctld} , acarretando um acréscimo no comprimento básico de ancoragem reta à tração, conforme mostrado anteriormente. No entanto, será adotado neste trabalho o critério do EUROCODE 2, por ser uma norma de abrangência maior, adotada inclusive em vários países.

LEONHARDT e MÖNNING citam ainda que, no que diz respeito à ancoragem de barras da armadura através de ganchos ou laços, ensaios a esse respeito mostraram surpreendentemente que, neste caso, se obtém, para o concreto leve, valores mais favoráveis do que para o concreto comum, de modo que não há nenhum motivo para se

alterar os raios de dobramento da armadura. A distância ao bordo de ganchos ou laços deve, entretanto, ser um pouco maior do que no caso de concreto comum, devido à baixa resistência ao fendilhamento do concreto leve.

3.3 – Verificação do Estado Limite de Serviço (E.L.S)

3.3.1 – Estado Limite de Abertura das Fissuras (ELS-W)

A NBR 6118 (2003) cita que “a fissuração em elementos estruturais de concreto armado é inevitável, devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto à tração; mesmo sob as ações de serviço (utilização), valores críticos de tensões de tração são atingidos”.

Busca-se, então, controlar as aberturas dessas fissuras para proteger as armaduras quanto à corrosão e à aceitabilidade sensorial dos usuários. Nesse sentido, uma das condições necessárias para garantir os requisitos estabelecidos para o controle da fissuração é a adoção dos cobrimentos mínimos, exigidos pela norma, dados por:

- a) para classe de agressividade ambiental I, em ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura):
 - em lajes 20 mm;
 - em vigas e pilares 25 mm.
- b) para classe de agressividade ambiental II, em região urbana, onde o concreto não é protegido com revestimento com argamassa e pintura:
 - em lajes 25 mm;
 - em vigas e pilares 30 mm.

Para a face superior de lajes e vigas revestidas com argamassa de contrapiso e com revestimentos finais secos, pode-se, segundo a NBR 6118 (2003), reduzir os limites acima, respeitando um valor mínimo do cobrimento nominal maior ou igual ao diâmetro da barra da armadura, porém, nunca menor que 15 mm.

A resistência à tração é um importante elemento na avaliação da fissuração do concreto. Segundo SOBRAL (1987), os resultados de ensaios realizados por HANSON sobre a resistência à tração de concretos leves, curados ao ar livre, reduz o valor desta resistência, quando comparado aos valores obtidos para o concreto comum, de mesma resistência à compressão.

O EUROCODE 2 (1999) estabelece que a resistência à tração dos concretos, feitos com agregados leves, pode ser obtida, multiplicando o valor da resistência à tração do concreto comum por um fator η_3 , ficando a expressão assim definida:

$$f_{ctm} = \eta_3 \cdot f_{ctm} \quad , \quad (3.11)$$

onde:

f_{ctm} = resistência média à tração do concreto leve;

f_{ctm} = resistência média à tração do concreto convencional;

$$\eta_3 = 0,40 + 0,60 \left(\rho_{cl} / 2400 \right); e$$

ρ_{cl} = massa específica do concreto leve, em kg/m^3 .

Empregando-se o valor de massa específica igual a 1670 kg/m^3 , obtido por GOMES (2001) para um concreto leve na ausência de armadura, tem-se:

$$f_{ctm} = 0,818 \cdot f_{ctm} \quad . \quad (3.12)$$

A NBR 6118 (2003) estabelece que a grandeza da abertura de fissuras em peças executadas com concreto comum é a menor dentre as obtidas, empregando-se as seguintes expressões:

$$w = \frac{\Phi_i}{12,5\eta_i} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad ; \quad (3.13)$$

$$w = \frac{\Phi_i}{12,5\eta_i} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad , \quad (3.14)$$

onde:

ϕ_i = o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada ;

σ_{si} = a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada;

E_{si} = o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro ϕ_i ;

ρ_{ri} = a taxa de armadura passiva em relação à área da região de envolvimento A_{cri} ; e

η_i = o coeficiente de conformação superficial da armadura considerada, sendo:

$\eta_i = 1,0$ para barras lisas (CA 25);

$\eta_i = 1,4$ para barras entalhadas (CA 60);

$\eta_i = 2,25$ para barras nervuradas (CA 50).

A área da região de envolvimento A_{cri} , protegida pela barra ϕ_i , é dada por:

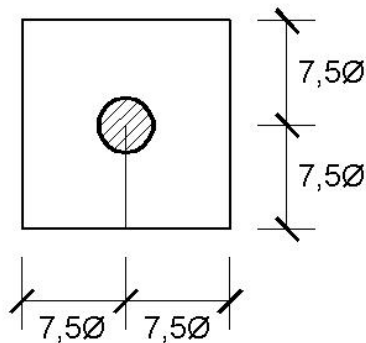


FIGURA 3.5 – Área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i

A abertura limite das fissuras é atendida se, pelo menos, um dos valores de w , calculados na região das barras mais tracionadas através das equações (3.13) e (3.14), não ultrapassar valores entre 0,2 mm e 0,4 mm, conforme a classe de agressividade exigida e estabelecida pelo projeto. Neste trabalho o valor da abertura das fissuras será limitado a 0,4 mm.

As Normas Brasileiras não fazem nenhum comentário sobre o comportamento de fissuras em peças executadas com concreto leve, e o EUROCODE 2 (1999) cita que podem ser usados os mesmos critérios de controle de fissuração para o concreto comum

e para o concreto leve, alterando apenas a tensão f_{ctm} para f_{cltm} , sendo f_{cltm} calculada pela Eq.(3.11). Portanto, com relação à verificação da fissuração em peças executadas com concreto leve, serão adotadas as equações 3.13 e 3.14, substituindo-se apenas f_{ctm} por f_{cltm} .

3.3.2 – Estado Limite de Deformações Excessivas (ELS-DEF)

3.3.2.1 – Deslocamentos limites

É definido como Estado Limite de Deformações Excessivas (ELS-DEF), o Estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da estrutura. A NBR 6118 (2003) cita que “deslocamentos limites são valores práticos utilizados para verificação em serviço do Estado Limite de deformações excessivas da estrutura”. A norma esclarece, ainda, que a verificação desses deslocamentos limites “deve ser realizada através de modelos que considerem a rigidez efetiva das seções do elemento estrutural, levando em consideração a presença da armadura, a existência de fissuras no concreto ao longo da armadura e as deformações diferidas no tempo”.

Para efeito das verificações dos deslocamentos limites, a NBR 6118 (2003) apresenta uma classificação desses limites em quatro grupos básicos, a saber:

- a) aceitabilidade sensorial: o limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou por efeito visual desagradável;
- b) efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;
- c) efeitos em elementos não estruturais: deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a ela ligados (alvenarias, caixilhos e revestimentos);
- d) efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas.

As construções a serem analisadas neste trabalho são edifícios residenciais, constituídos de alvenarias, as quais são apoiadas, em geral, sobre as lajes ou sobre as vigas. Assim, com base nas prescrições da NBR 6118 (2003), serão utilizados os seguintes valores práticos para deslocamentos limites:

a) deslocamento vertical em lajes e vigas:

a-1) $\ell / 250$ para o deslocamento total diferido no tempo, considerando todas as cargas aplicadas;

a-2) $\ell / 500$ ou 10 mm para o acréscimo de deslocamento diferido no tempo após a construção das alvenarias.

b) deslocamento lateral da edificação: $(H / 1700)$ ou $(H_i / 850)$ entre pavimentos, onde H é a altura total da edificação, e H_i o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

As verificações dos deslocamentos verticais ou laterais das edificações serão feitas a partir das combinações das ações características ponderadas pelos coeficientes definidos, conforme forem as combinações de cargas quase permanentes (CQP), freqüentes (CF), ou combinações raras (CR).

A classificação das combinações de serviço é feita de acordo com sua permanência na estrutura, a saber:

a) quase permanente: atuam durante grande parte do período de vida da estrutura;

b) freqüentes: repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura; e

c) raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura.

A limitação das deformações será feita controlando o deslocamento vertical de cada elemento estrutural e o deslocamento lateral da edificação, sempre em concordância com os valores limites estabelecidos pelas NBR 6118.

3.3.2.2 – Cálculo dos Deslocamentos Verticais

O controle de flechas em peças executadas com concreto leve é uma importante consideração de projeto, em virtude do módulo de elasticidade do concreto leve ser significativamente menor quando comparado ao módulo de elasticidade do concreto comum de mesma resistência à compressão. Conforme citado no capítulo 2, os valores do módulo de elasticidade do concreto leve (E_{cl}) variam entre 50 e 67% do (E_{cc}).

Nesse sentido, CLÍMACO (1975) em seus estudos publicados na COPPE, mostra que as flechas imediatas em vigas fabricadas com concreto leve foram, em média, 25% maiores que as flechas medidas por HANSON, em vigas, de características geométricas bastante semelhantes, porém, de concreto comum de mesma resistência à compressão. Neste estudo, o módulo de elasticidade do concreto leve foi aproximadamente igual a 2/3 do módulo de elasticidade do concreto convencional.

O estudo da verificação dos limites dos deslocamentos verticais (flechas) será feito separadamente para as vigas e lajes.

Vigas

A flecha imediata em vigas executadas com concreto convencional, segundo a NBR 6118 (2003), pode ser calculada pelas equações da linha elástica dadas pela Resistência dos Materiais, considerando a rigidez equivalente dada por:

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \cdot \left\{ (M_r / M_a)^3 \cdot I_c + [1 - (M_r / M_a)^3] \cdot I_{II} \right\} \leq E_{cs} \cdot I_c \quad , \quad (3.15)$$

onde:

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_{II} = momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II, calculado com $\alpha_e = E_s / E_{cs}$;

E_s = módulo de elasticidade do aço;

E_{cs} = módulo de elasticidade secante do concreto comum;

M_a = momento fletor na seção crítica do vão considerado, momento máximo no vão para vigas bi-apoiadas ou contínuas e momento no apoio para balanços; e
 M_r = momento de fissuração do elemento estrutural, representado pela Eq.3.16, cujo valor deve ser reduzido à metade, no caso de utilização de barras lisas.

O momento de fissuração da viga é dado por:

$$M_r = (\alpha f_{ct} I_c) / Y_t \quad , \quad (3.16)$$

onde:

α = fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta, sendo igual a 1,2 para seções T ou duplo T, e 1,5 para seções retangulares;

f_{ct} = resistência à tração direta do concreto, devendo-se no estado limite de deformação excessiva, ser usado o valor f_{ctm} , no lugar de f_{ct} ;

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto; e

y_t = distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada.

O EUROCODE 2 (1999) cita que todos os critérios estabelecidos para cálculo no Estado Limite de Serviço, para peças executadas com concreto comum, são válidos também para as peças executadas com concreto leve, apenas substituindo os valores do módulo de elasticidade e da tensão de tração média do concreto comum pelos respectivos valores do concreto leve. Portanto, para determinação da flecha imediata, serão feitas as adaptações nas equações (3.15) e (3.16), substituindo E_{cs} (módulo de elasticidade secante do concreto comum) por E_{cls} (módulo de elasticidade secante do concreto leve), e f_{ctm} por f_{cltm} . Para o módulo de elasticidade secante do concreto leve, será adotada a expressão do ACI-318 (1999), dada pela Eq.2.2, por ser a que mais se aproximou do valor real encontrado nos estudos realizados por GOMES(2001). Para a resistência média à tração direta do concreto leve será empregada a Eq. 3.11.

A NBR 6118 (2003) indica, ainda, que o valor final da flecha, em função da deformação lenta, de vigas executadas com concreto comum, pode ser calculado considerando a

flecha imediata multiplicada por um fator $(1 + \alpha_f)$, podendo ser representada pela expressão:

$$f_{\text{longo prazo}} = f_{\text{imediata}} \times (1 + \alpha_f) \quad , \quad (3.17)$$

onde:

$f_{\text{longo prazo}}$ = flecha de longo prazo;

f_{imediata} = flecha imediata, calculada considerando a rigidez dada na Eq. 3.15; e

$\alpha_f = (\Delta\xi) / (1 + 50\rho')$ com :

$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$ sendo:

$\xi(t) = 2$, para um tempo superior a 70 meses; e

$\xi(t_0) = 0$, no tempo zero (flecha imediata);

$\rho' = A'_s / b \cdot d$ = taxa geométrica da armadura longitudinal de compressão.

Com relação à deformação lenta, LEONHARDT e MÖNNING (1979) citam que o valor final dela é, no concreto leve, igual ou um pouco menor do que no concreto convencional de mesma resistência à compressão, dependendo apenas da relação dos módulos de elasticidade. Portanto, para a verificação da flecha a longo prazo nas vigas executadas com concreto estrutural leve, será adotada a mesma Eq. 3.17, do concreto convencional, estando a diferença fundamental na verificação da flecha imediata através da Eq. 3.15, com as devidas adaptações já mencionadas.

Lajes

Segundo a NBR 6118 (2003), a verificação do Estado Limite de Deformação Excessiva em lajes pode ser feita utilizando os valores de rigidez do Estádio I, considerando o módulo de elasticidade secante do concreto, desde que os momentos fletores em serviço sejam menores que o momento de fissuração. Essa Norma cita, ainda, que, nos Estados Limites de Serviço, as estruturas trabalham parcialmente no Estádio I e, parcialmente,

no Estádio II. A separação entre essas duas partes é definida pelo momento de fissuração, que pode ser calculado de maneira aproximada pela equação (3.16).

Para um concreto convencional, de massa específica de 2400 kg/m^3 e resistência característica à compressão f_{ck} de 20 MPa, o momento de fissuração M_r (em kN.cm) é igual a $0,03868.b.h^2$. Para o cálculo desse valor, foi empregada a relação entre f_{ck} e f_{ct} , proposta pela NBR 6118. Empregando-se agora o valor obtido por GOMES (2001) para massa específica de um concreto leve, igual a 1670 kg/m^3 , f_{ck} igual a 20MPa, o valor do momento de fissuração M_r (em kN.cm) será de $0,03165.b.h^2$, aproximadamente 22 % menor.

3.3.2.3 – Deslocamentos Horizontais

O cálculo do deslocamento horizontal da estrutura, quando submetida à ação de cargas horizontais e verticais, é de extrema importância, pois o valor desse deslocamento leva a duas considerações, a saber:

- a) se o deslocamento ultrapassar os limites estabelecidos no Estado Limite de Deformação Excessiva, ($H / 1700$) ou ($H_i / 850$ entre pavimentos), mesmo a estrutura não entrando em colapso, ele provoca efeitos indesejáveis em elementos não estruturais, tais como: deslocamento de alvenarias, de janelas, de divisórias e até arracamento de revestimentos externos nas fachadas, principalmente em placas como mármore; e
- b) o deslocamento horizontal pode provocar efeitos de 2ª ordem na estrutura, pois, sob a ação de cargas horizontais e verticais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente, surgindo, então, os esforços de 2ª ordem decorrentes desses deslocamentos, que são chamados de efeitos globais de 2ª ordem. Nesse caso, nas barras da estrutura, os eixos não se mantêm retilíneos, ocorrendo aí os efeitos locais de 2ª ordem que, em princípio, afetam os esforços solicitantes ao longo das barras.

Segundo a NBR 6118 (2003), podem ser consideradas como estruturas de nós fixos aquelas que, sob a ação de cargas verticais e horizontais, têm os deslocamentos horizontais dos nós pequenos e, por conseguinte, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). A norma indica, ainda, que, em tais casos, basta a consideração dos efeitos locais ou localizados de 2ª ordem.

Com base nesta definição, a NBR 6118 apresenta dois processos para a qualificação das estruturas como de nós fixos, dispensando nesses casos a consideração dos efeitos globais de 2ª ordem. Estes processos são:

Cálculo do parâmetro de instabilidade α

A NBR 6118 indica que “uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor α_1 , conforme a expressão”:

$$\alpha = H_{\text{tot}} \cdot [N_k / (E_{cs} \cdot I_c)]^{1/2} \quad (3.18)$$

onde:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{se: } n \leq 3;$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se: } n \geq 4;$$

sendo

n = número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação, ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

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

N_k = somatória de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico; e

$E_{cs} I_c$ = somatória dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada;

Na análise de estabilidade global, pode ser considerado o módulo de deformação tangente inicial, $E_{ci} = 5600 \cdot (f_{ck})^{1/2}$, e o valor de I_c deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

Cálculo do coeficiente γ_z

De acordo com a NBR 6118 (2003), “o coeficiente γ_z de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem global é válido para estruturas reticuladas de, no mínimo, quatro andares”. Ele pode ser determinado a partir de uma análise linear de 1ª ordem, para cada caso de carregamento, e calculado pela expressão:

$$\gamma_z = 1 / (1 - \Delta M_{tot,d} / M_{1,tot,d}) \quad (3.19)$$

onde:

$M_{1,tot,d}$ = momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura; e

$\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação;

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se $\gamma_z \leq 1,1$.

Segundo a norma NBR 6118 (2003), se γ_z for superior a 1,1, a estrutura é considerada de nós móveis, devendo ser obrigatoriamente considerados os efeitos da não linearidade geométrica e da não linearidade física do material; portanto, devem ser considerados, no dimensionamento, os efeitos globais e locais de 2ª ordem. Ainda segundo a NBR 6118, consiste como solução aproximada para determinação dos esforços globais de 2ª ordem, a avaliação dos esforços finais (1ª + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada, multiplicados por $0,95\gamma_z$. Esse processo só é válido para $\gamma_z \leq 1,3$ ”.

No cálculo das estruturas deste trabalho, será usado o Software da TQS Informática Ltda, chamado Processamento de Pórticos Espaciais (1998). O manual de utilização deste aplicativo cita que “os efeitos de 2ª ordem, são desprezados para $\gamma_z \leq 1,1$. Valores de γ_z entre 1,1 e 1,2 ainda são admitidos, desde que se multiplique adicionalmente os carregamentos horizontais pelo γ_z ”. Os autores do manual sugerem “um cuidado maior ao projetar estruturas para $\gamma_z > 1,2$, visto que elas estão sujeitas a deslocamentos relativos excessivos e outros efeitos colaterais”.

Na análise das estruturas a serem estudadas neste trabalho, limitar-se-á o valor de γ_z a 1,2. Caso o valor obtido seja maior, alterações na geometria dos elementos de sustentação serão feitas de modo a satisfazer este limite.

4

Estruturas Estudadas

4.1 – Considerações Iniciais

Neste capítulo são apresentadas as características das estruturas a serem analisadas no estudo comparativo entre o concreto convencional e o concreto estrutural leve. As estruturas correspondem a um mesmo projeto arquitetônico, diferindo apenas com relação à posição e dimensões dos elementos de sustentação. Os carregamentos atuantes em cada uma das estruturas, bem como as combinações consideradas na análise delas, são também apresentados.

4.2 – Projeto Arquitetônico Escolhido

O edifício escolhido é um prédio residencial, de alto nível, construído em um terreno plano no bairro de Lourdes, em Belo Horizonte. Detalhes do projeto arquitetônico do edifício estão apresentados nas figuras 4.1 e 4.2. Pode-se ver que o prédio possui dois apartamentos por andar, tendo cada um aproximadamente 150 m² de área, distribuídos em 15 pavimentos, com pé-direito de 2,86 m.

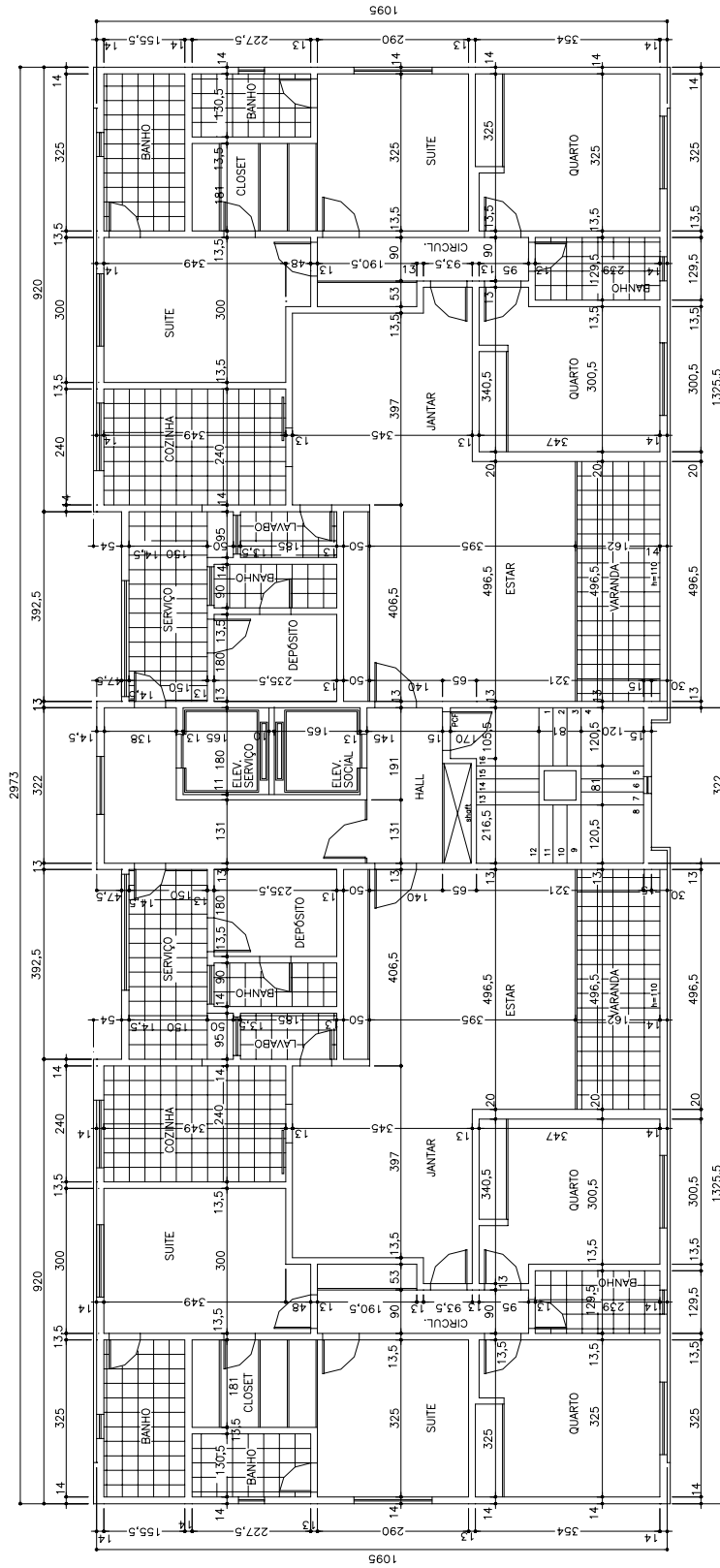


FIGURA 4.1 – Planta do Pavimento Tipo

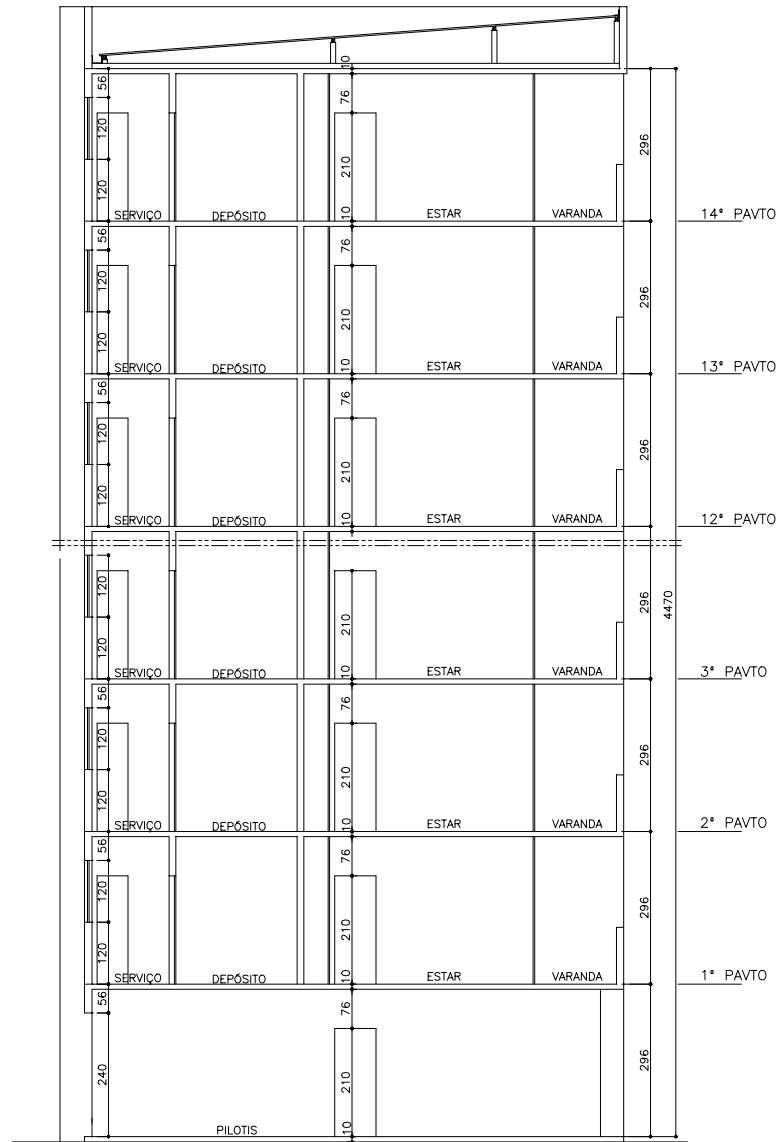


FIGURA 4.2 – Corte AA

As alvenarias são em tijolos cerâmicos, com espessuras definidas no projeto arquitetônico, e os revestimentos de piso são em cerâmicas ou tábua corrida. Esse edifício foi executado em concreto convencional de resistência característica à compressão de 20 MPa, razão pela qual ele foi escolhido para o estudo comparativo.

4.3 – Estrutura 1

Para o edifício em estudo de 15 andares, optou-se por um sistema estrutural com pórticos em concreto armado, constituído de lajes, vigas e pilares. A partir do projeto arquitetônico do pavimento tipo (Fig. 4.1), foi feito o lançamento de uma estrutura apresentada na Fig. 4.3, doravante denominada **Estrutura 1**.

A **Estrutura 1**, em planta, é composta de 30 pilares, 31 vigas e 19 lajes, onde não há predominância de pilares de grandes dimensões, tendo pórticos com valores de rigidez próximos, ou não tão distantes. As dimensões dos elementos de sustentação serão iguais em todos os andares, conforme indicado na Fig. 4.3. Essa foi uma exigência da construtora, a fim de manter a mesma fôrma em todos os pavimentos, com o objetivo de um melhor reaproveitamento delas, bem como de acelerar o processo de execução.

Para o estudo comparativo entre o concreto convencional e o concreto estrutural leve, a seguinte subdivisão será feita:

- **Estrutura 1A**

Na **Estrutura 1A**, as lajes, as vigas e os pilares são constituídos de concreto armado convencional. Com base na análise desta estrutura para as combinações de carregamento prescritas na NBR 6118 (2003), serão determinados os deslocamentos verticais e laterais, a distribuição de esforços nas vigas e pilares, bem como as cargas na fundação. Serão também calculados os quantitativos dos materiais gastos em termos de área de fôrmas, volume de concreto e peso de armação, objetivando estimar o custo total da **Estrutura 1A**.

- **Estrutura 1B**

Na **Estrutura 1B**, as lajes e as vigas são de concreto estrutural leve armado, enquanto que os pilares permanecem em concreto armado convencional. As dimensões desses elementos serão as mesmas utilizadas na **Estrutura 1A**. Novamente serão determinados deslocamentos, distribuição de esforços e quantitativos dos materiais gastos.

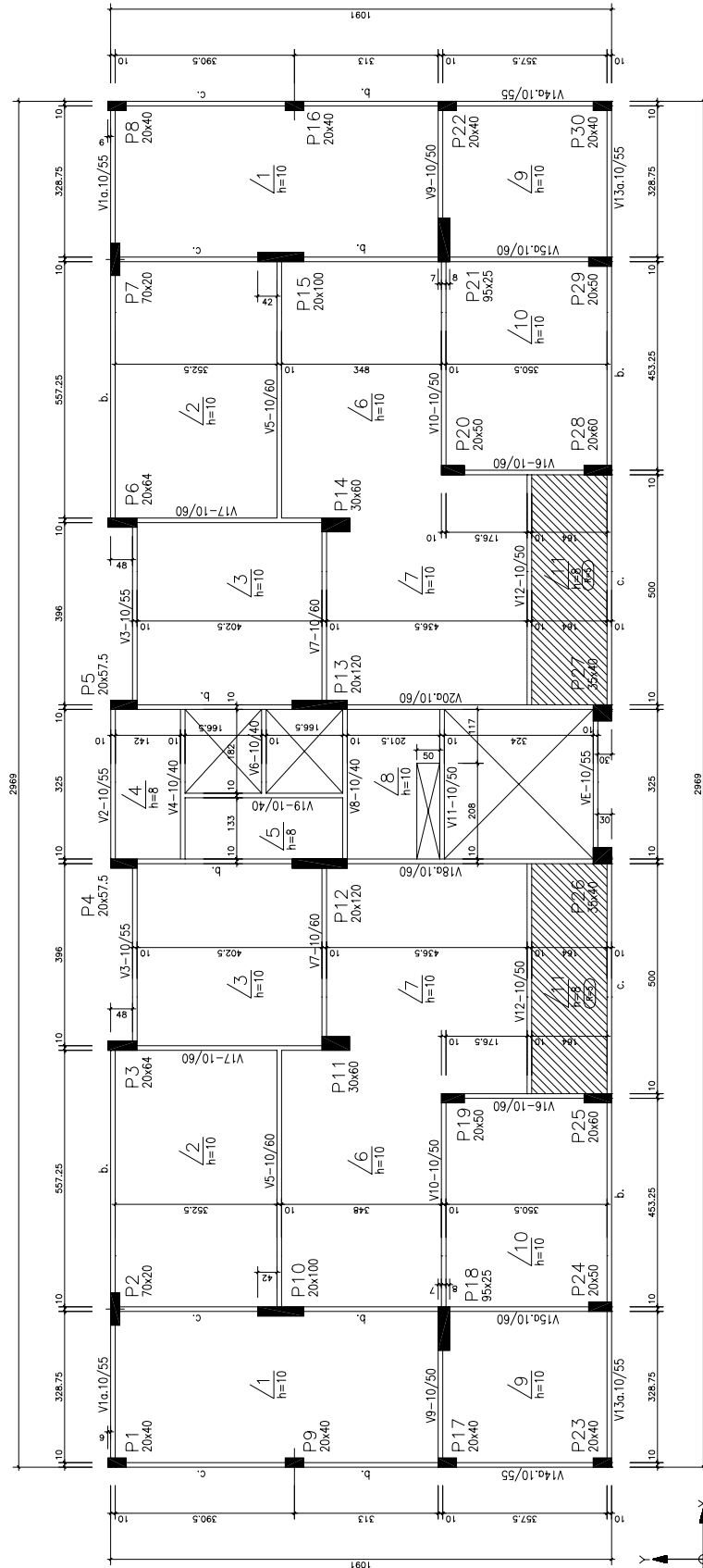


FIGURA 4.3 – Planta de Fôrmas do Pavimento Tipo – Estrutura 1

4.4 – Estrutura 2

Como a **Estrutura 1** foi projetada adotando um modelo estrutural de pórticos com valores de rigidez próximos, é de se esperar, nesse caso, que a força lateral devido ao vento, seja distribuída proporcionalmente de acordo com cada rigidez, fato este confirmado na análise preliminar da **Estrutura 1**, na época da apresentação do projeto de dissertação. Devido a este fato, julgamos interessante modificar a concepção estrutural, enrijecendo o núcleo central, na região delimitada pelos pilares P4, P5, P12, P13, P26 e P27. Assim foram criados dois pórticos centrais simétricos de grande rigidez, que certamente irão absorver a maior parte da força de vento, fazendo com que os demais pórticos tenham uma solicitação de força horizontal bem menor. Essa nova concepção de estrutura, doravante denominada de **Estrutura 2**, está apresentada na Fig. 4.4.

Também para esse caso, a seguinte subdivisão será feita:

- **Estrutura 2A**

Na **Estrutura 2A**, as lajes, as vigas e os pilares são constituídos de concreto armado convencional. Com base na análise desta estrutura para as combinações de carregamento prescritas na NBR 6118 (2003), serão determinados os deslocamentos verticais e laterais, a distribuição de esforços nas vigas e pilares, bem como as cargas na fundação. Serão também calculados os quantitativos dos materiais gastos em termos de área de fôrmas, volume de concreto e peso de armação, objetivando estimar o custo total da **Estrutura 2A**.

- **Estrutura 2B**

Na **Estrutura 2B**, as lajes e as vigas são de concreto estrutural leve armado enquanto que os pilares permanecem de concreto armado convencional. As dimensões desses elementos serão as mesmas utilizadas na **Estrutura 2A**. Novamente serão determinados deslocamentos, distribuição de esforços e quantitativos dos materiais gastos.

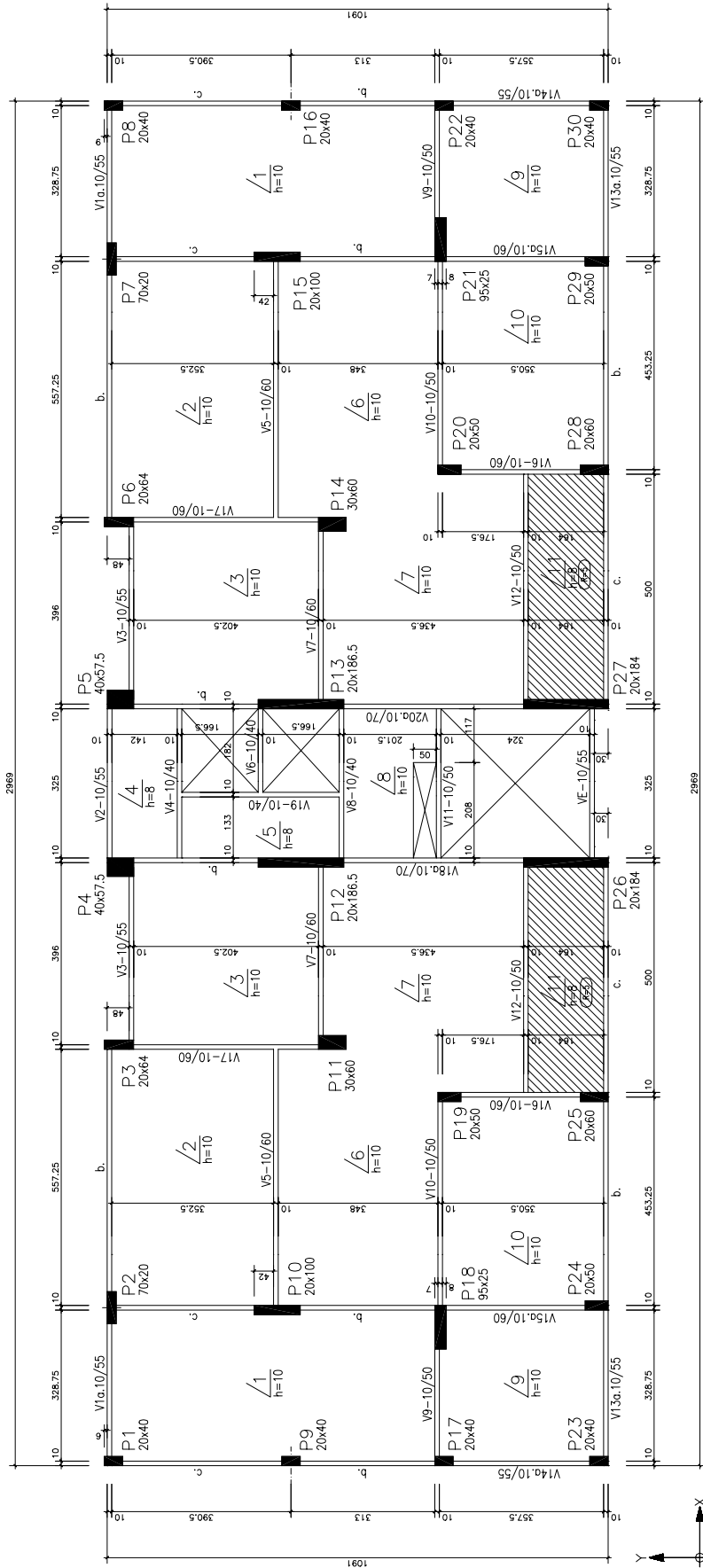


FIGURA 4.4 – Planta de Fôrmas do Pavimento Tipo – Estrutura 2

4.5 – Cargas Adotadas

As cargas atuantes em uma edificação residencial podem ser divididas em dois grupos distintos: cargas verticais e cargas laterais (horizontais).

4.5.1 – Carregamento Vertical

O carregamento vertical é composto de cargas permanentes e de cargas acidentais (sobrecargas). As cargas permanentes, consideradas na edificação em estudo, são constituídas pelo peso próprio dos elementos estruturais e das alvenarias, bem como pelo revestimento das lajes.

Para o concreto armado convencional, adotou-se o peso específico de 25 kN/m^3 ; para o concreto estrutural leve armado, este valor foi de $17,40 \text{ kN/m}^3$. O peso específico considerado para as alvenarias foi de 13 kN/m^3 , enquanto que a carga correspondente ao revestimento em todas as lajes foi de $1,0 \text{ kN/m}^2$.

As sobrecargas utilizadas correspondem aos valores prescritos pela NBR 6120 (1980), de onde se pode destacar:

- *banho, sala, quarto, cozinha e varanda*: sobrecarga = $1,5 \text{ kN/m}^2$;
- *área de serviço*: sobrecarga = $2,0 \text{ kN/m}^2$; e
- *escada*: sobrecarga = $2,5 \text{ kN/m}^2$.

Com base nos valores dos pesos específicos dos materiais dos elementos estruturais e das alvenarias, bem como das sobrecargas, acima mencionados, as figuras 4.5 a 4.12 apresentam os carregamentos verticais aplicados nas lajes e vigas correspondentes às **Estruturas 1A, 1B, 2A e 2B**, respectivamente.

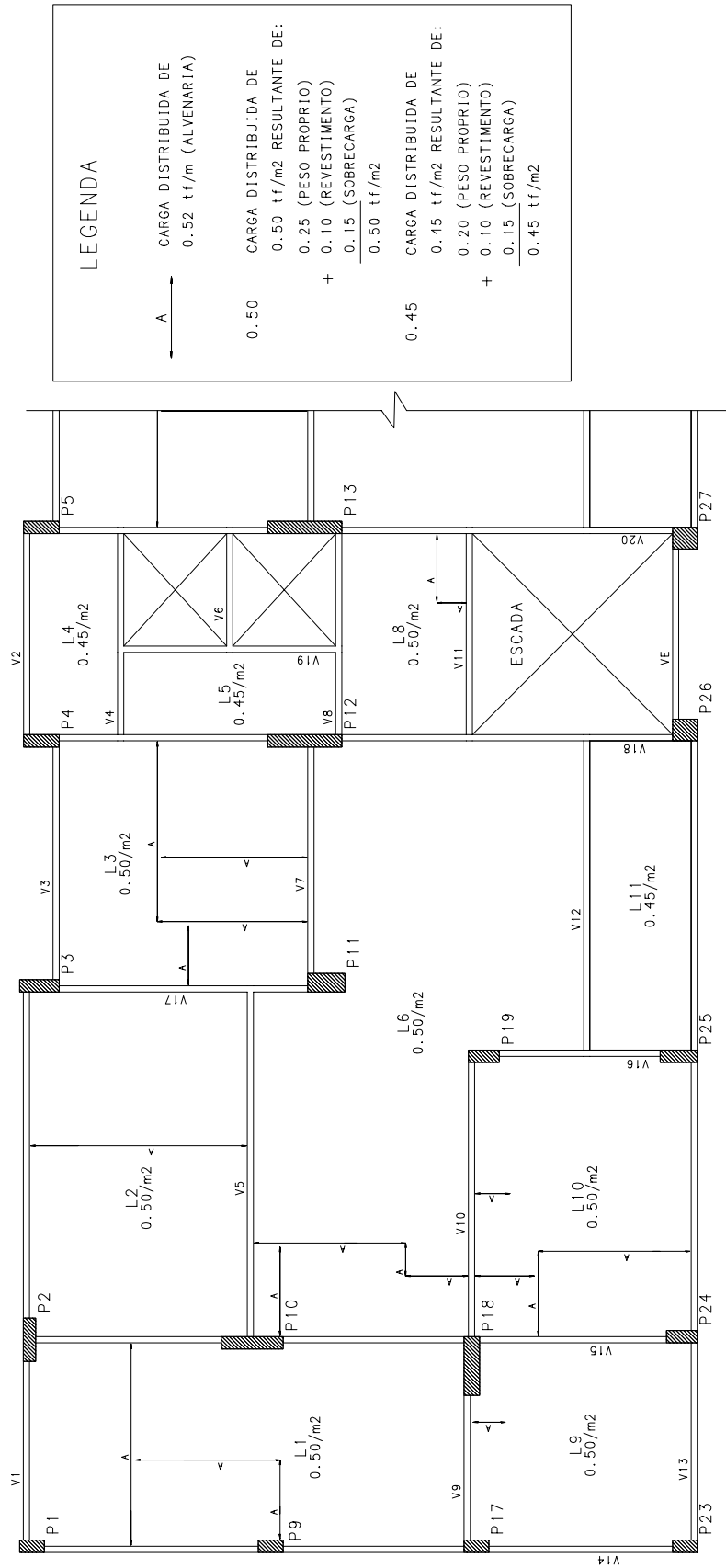


FIGURA 4.5 – Estrutura 1A em concreto convencional | - Carregamento vertical das lajes (peso próprio + alvenaria + revestimento + sobrecarga)

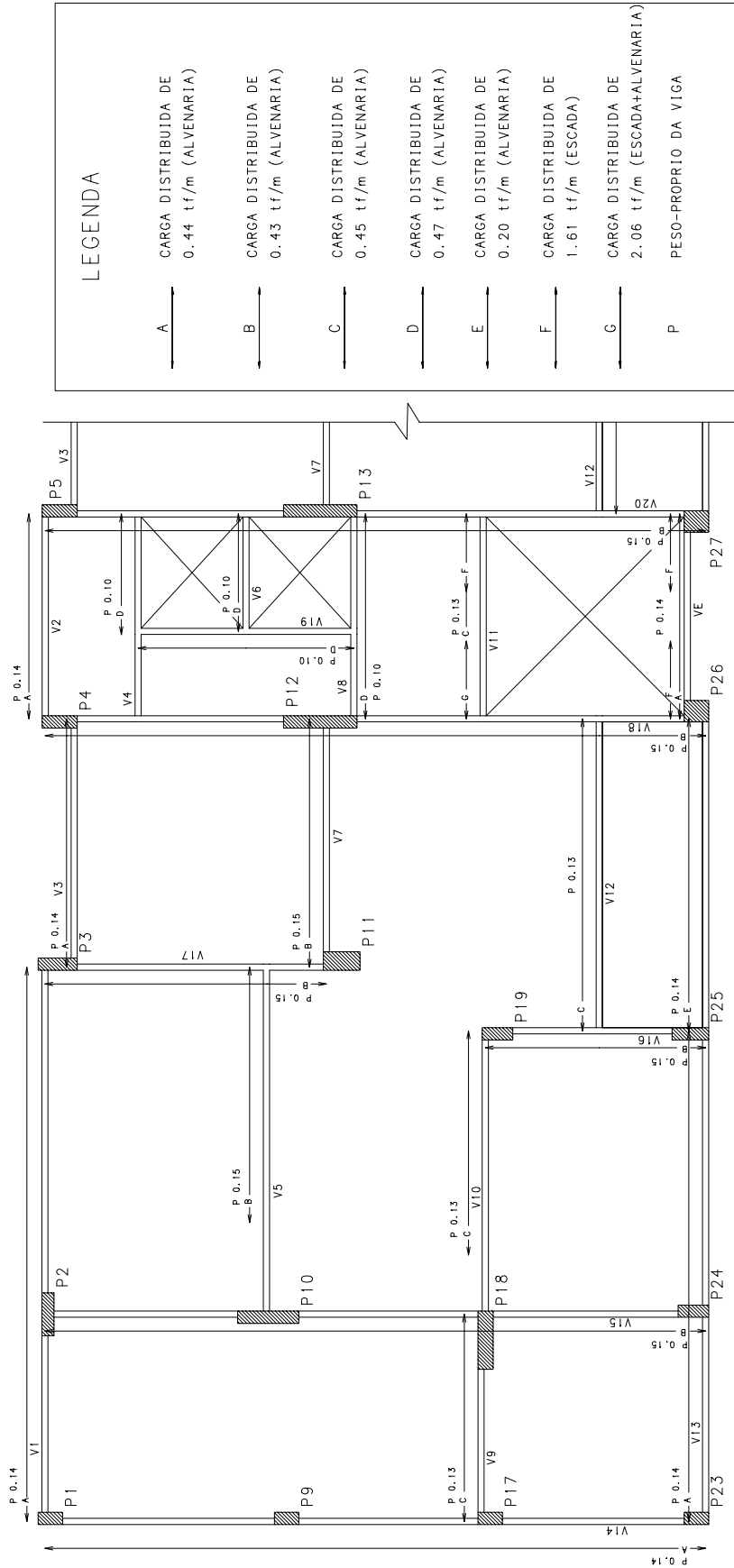


FIGURA 4.6 – Estrutura 1A em concreto convencional - Carregamento vertical das vigas (peso próprio + alvenaria)

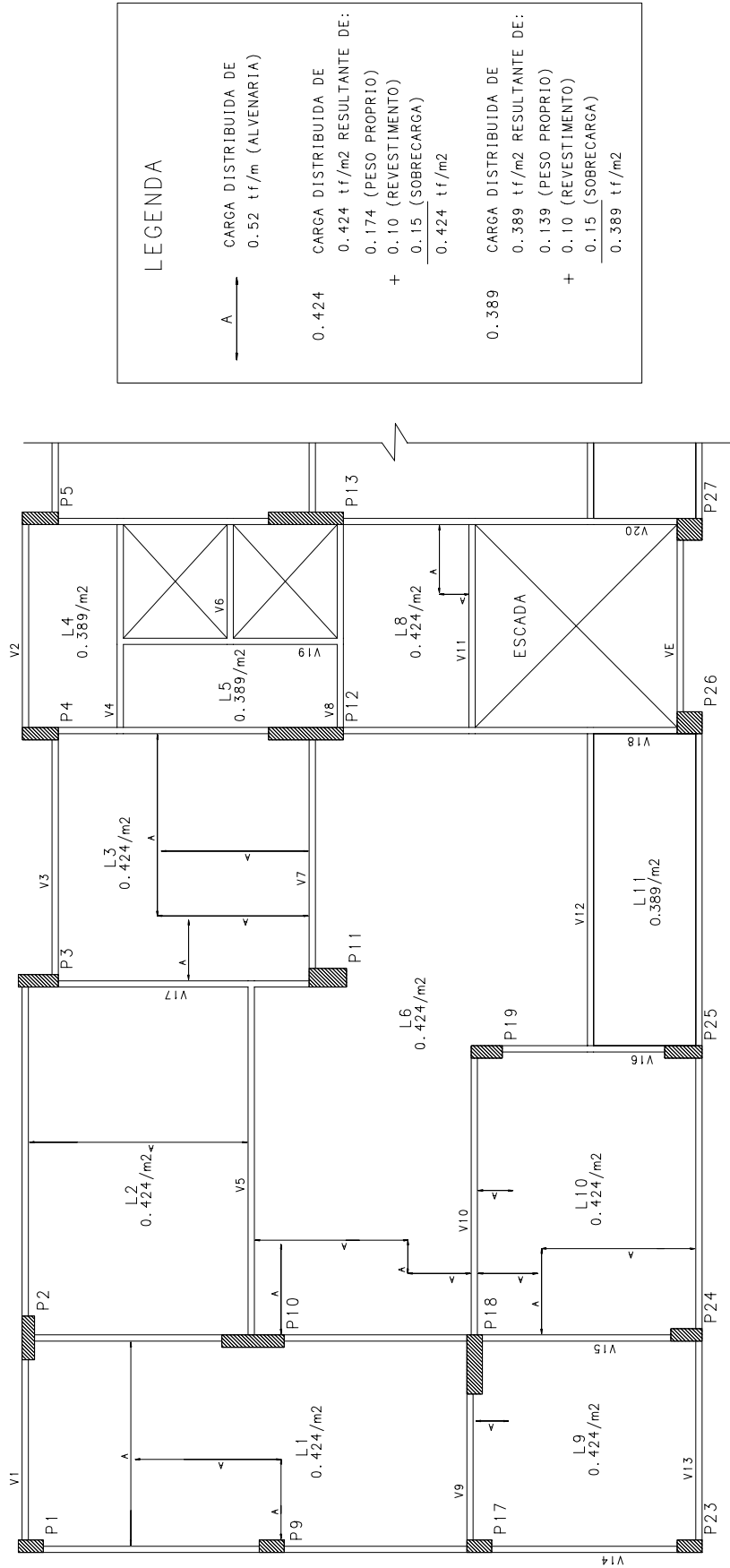


FIGURA 4.7 – Estrutura 1B em concreto leve – Carregamento vertical das lajes (peso próprio + alvenaria + revestimento + sobrecarga)

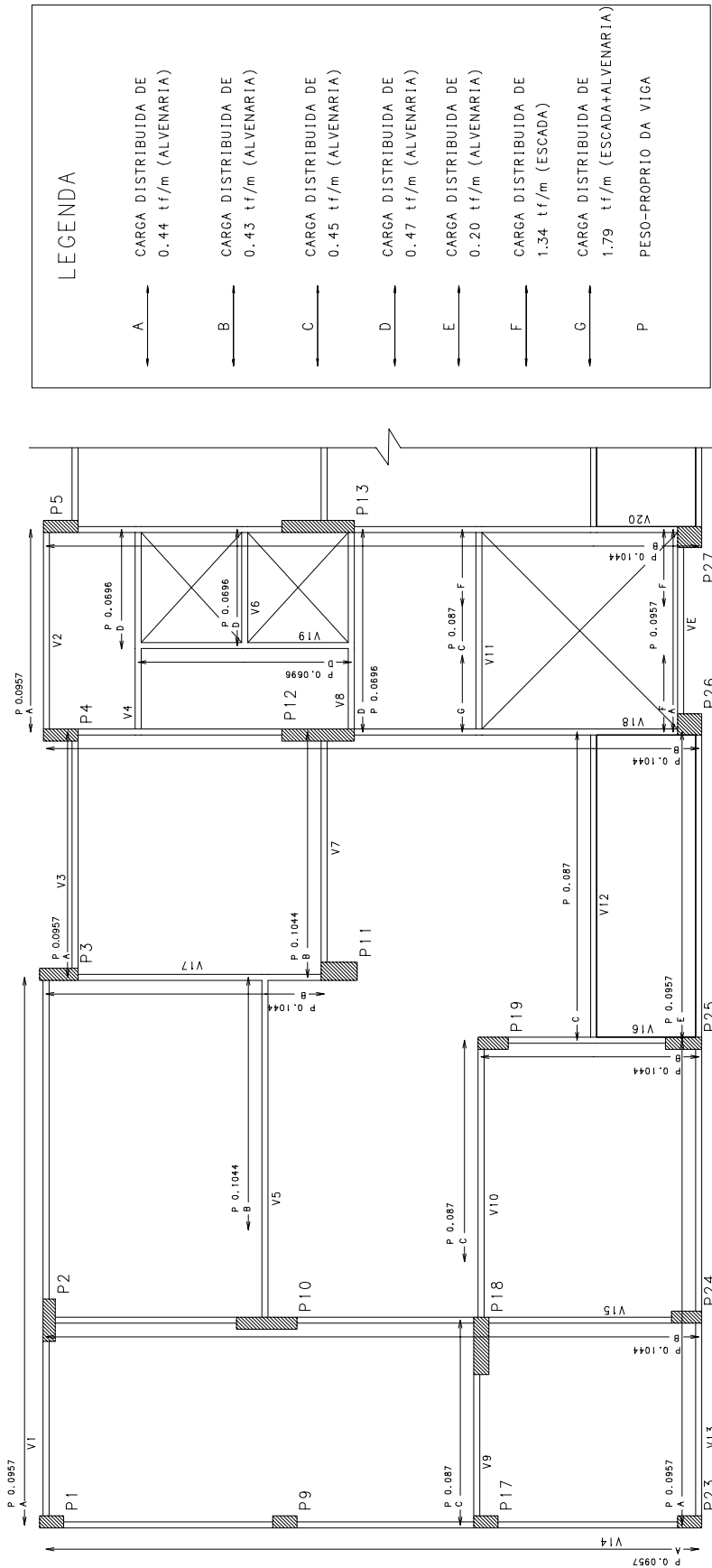


FIGURA 4.8 – Estrutura IB em concreto leve - Carregamento vertical das vigas (peso próprio + alvenaria)

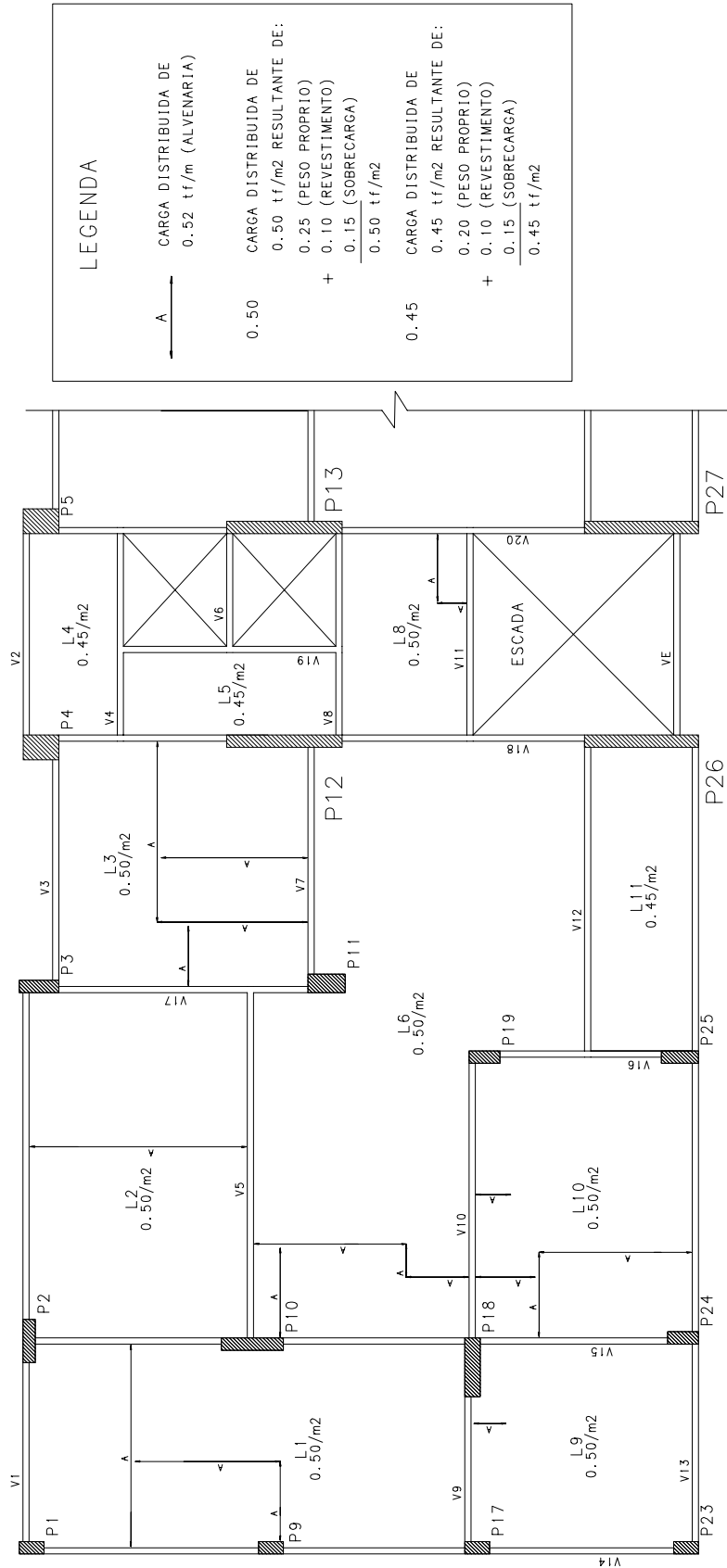


FIGURA 4.9 – Estrutura 2A em concreto convencional - Carregamento vertical das lajes (peso próprio + alvenaria + revestimento + sobrecarga)

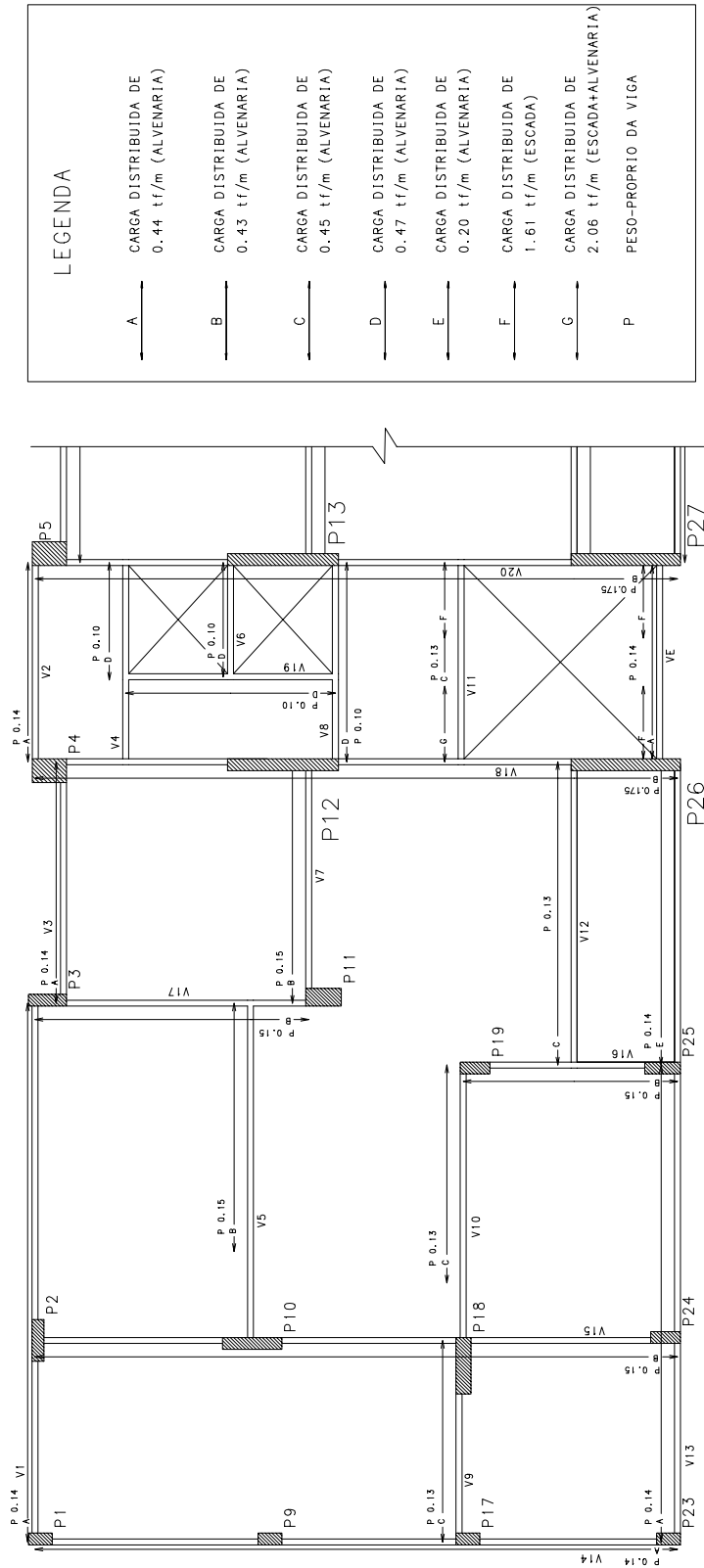


FIGURA 4.10 – Estrutura 2A em concreto convencional - Carregamento vertical das vigas (peso próprio + alvenaria)

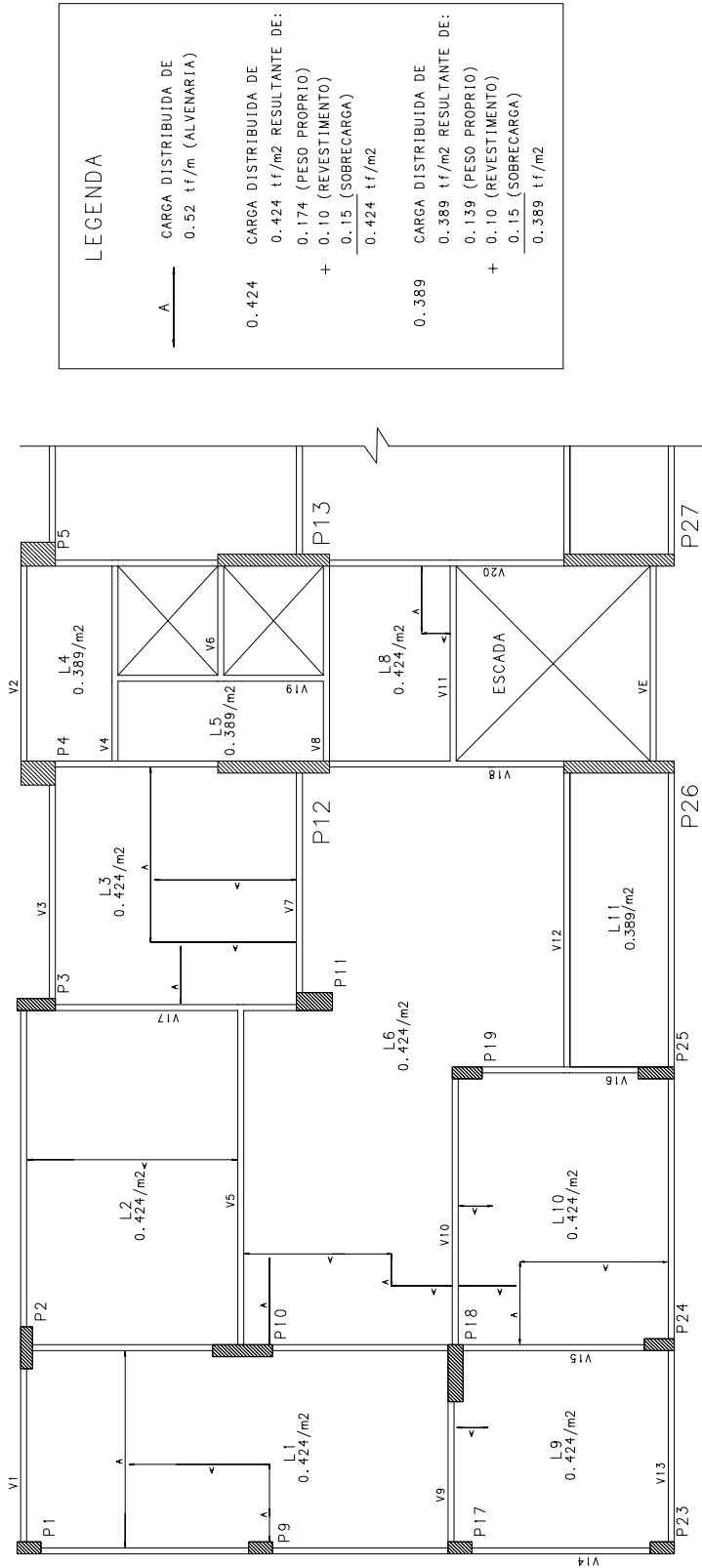


FIGURA 4.11 – Estrutura 2B em concreto leve – Carregamento vertical das lajes (peso próprio + alvenaria + revestimento + sobrecarga)

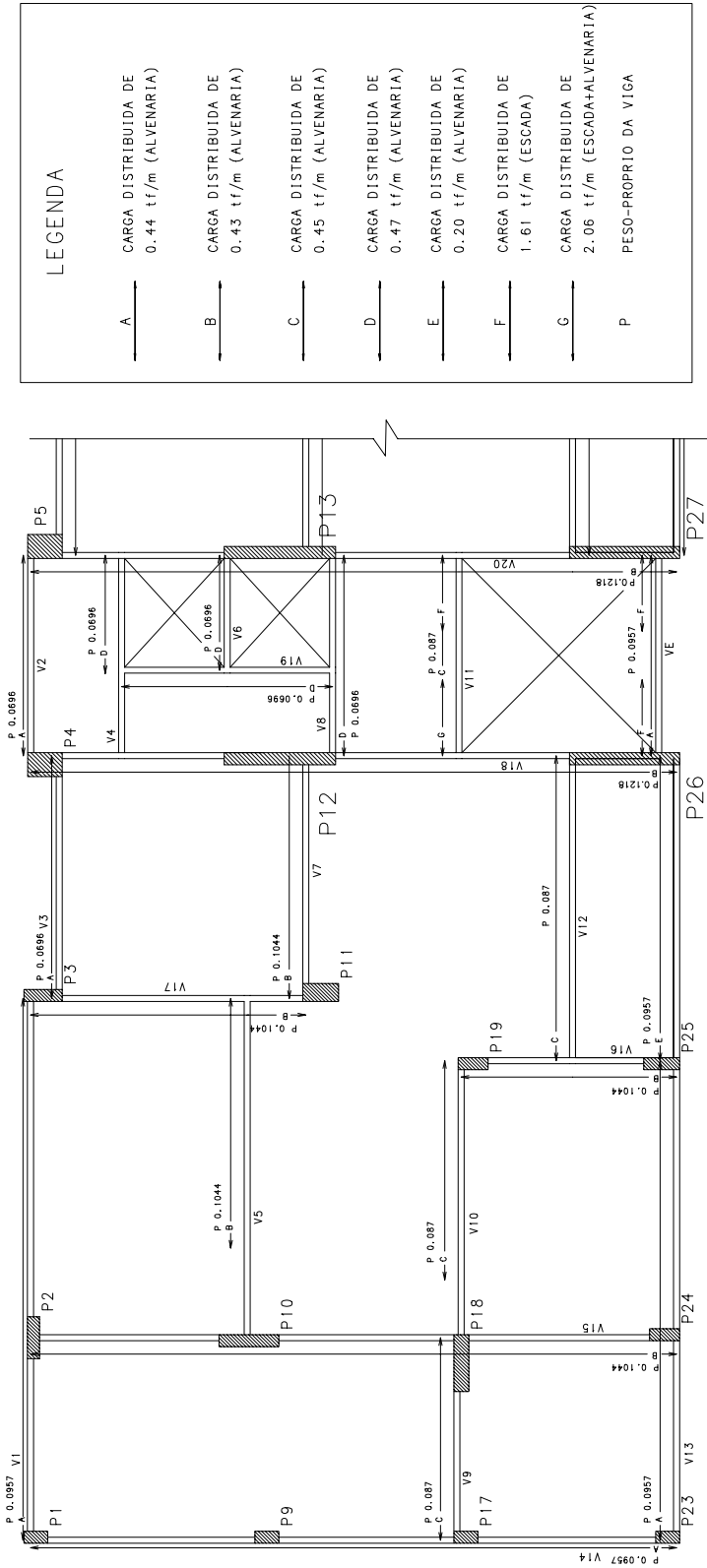


FIGURA 4.12 – Estrutura 2B em concreto leve - Carregamento vertical das vigas (peso próprio + alvenaria)

4.5.2 – Carregamento Lateral

O carregamento lateral ou horizontal na edificação é constituído pelas cargas provenientes da ação do vento nas fachadas. Portanto, têm-se duas situações de carga: carregamento na direção X (perpendicular à menor dimensão em planta da estrutura) e o carregamento na direção Y (perpendicular à maior dimensão em planta da estrutura).

A ação do vento nas edificações é regulamentada pela NBR 6123 (1988). A força de arrasto a ser aplicada é função da velocidade básica do vento V_o , que varia de região para região do país. Para Belo Horizonte, esta velocidade é de 30 m/s, de acordo com o mapa de isoplefas constante na NBR 6123.

O cálculo das forças de arrasto, devido à ação do vento, para o edifício em estudo encontra-se no Apêndice A. Na figura 4.13 estão representados, de forma esquemática, os pontos de aplicação e os valores das forças de arrasto nas direções X e Y respectivamente. Os valores destas forças, quando aplicadas em cada nível de laje da estrutura, estão mostrados na figura 4.14. Esses valores foram calculados considerando-se que metade da carga é aplicada na laje superior, e a outra na laje inferior, a menos da carga aplicada logo acima do nível da fundação, que é transferida somente para a laje do primeiro pavimento.

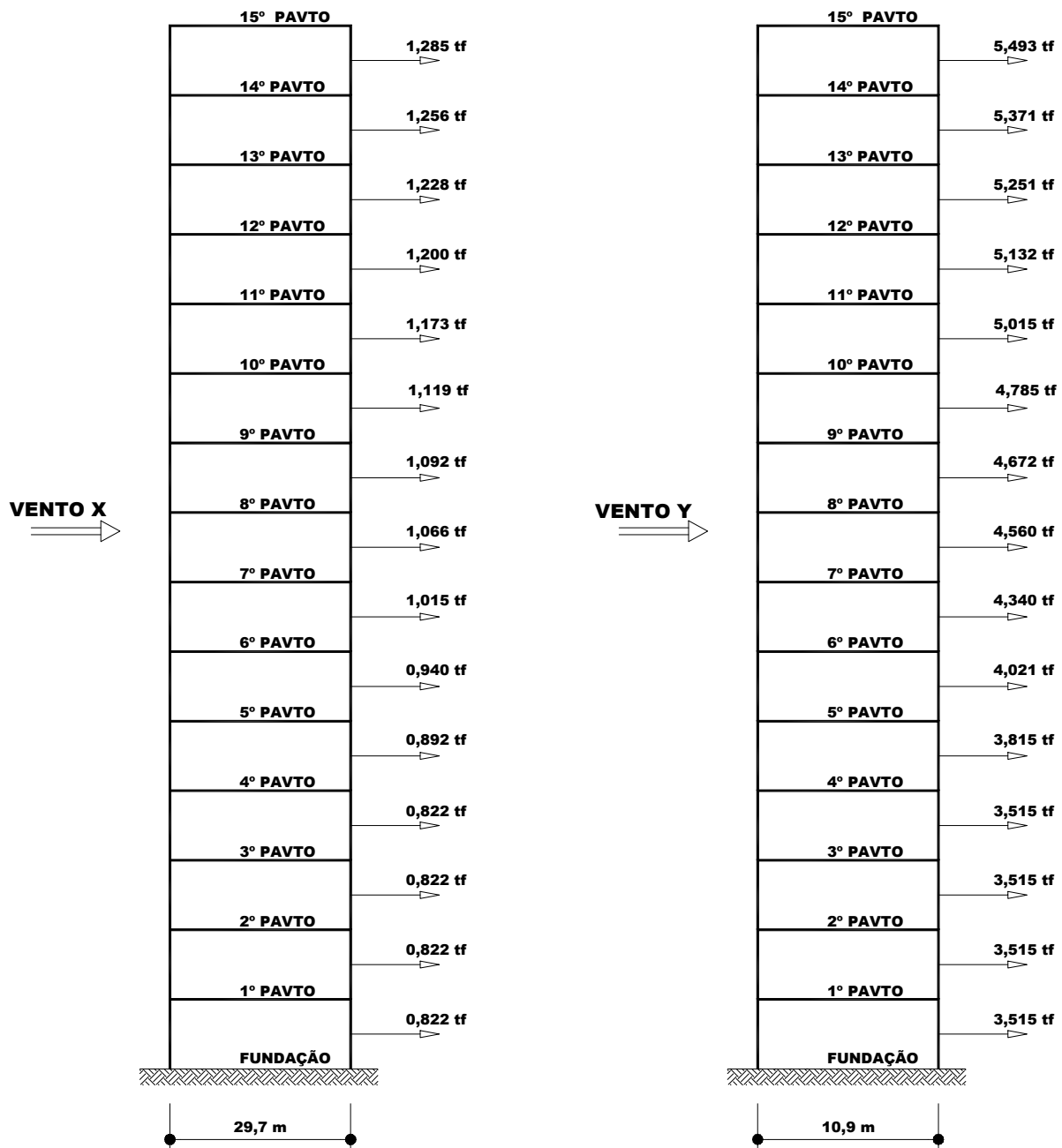


FIGURA 4.13 – Forças de arrasto na estrutura

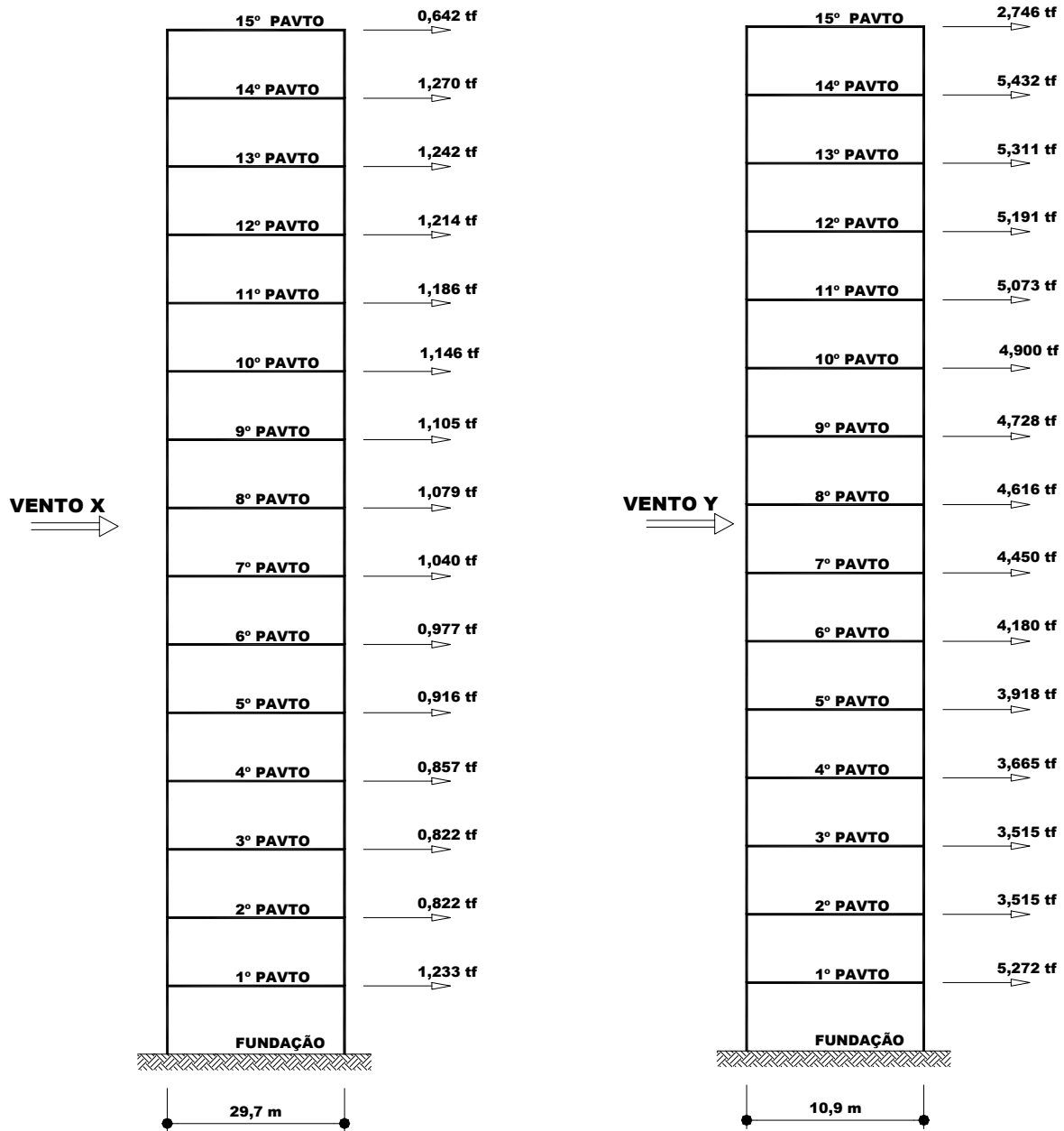


FIGURA 4.14 – Forças de arrasto em cada pavimento da estrutura

4.6 – Combinações das Ações

4.6.1 – Dimensionamento no Estado Limite Último (ELU)

Para dimensionamento no estado limite último serão adotadas as seguintes combinações das ações:

Lajes

$$F_d = 1,4 F_{gk} + 1,4 F_{q1k} \quad , \quad (4.1)$$

onde:

F_d = valor de cálculo da combinação das ações;

F_{gk} = cargas permanentes diretas (peso próprio, revestimento e alvenarias); e

F_{q1k} = sobrecargas de utilização.

Vigas e Pilares

Serão adotadas duas hipóteses conforme as prescrições da NBR 6118 (2003) e da NBR 8681(2003):

$$1^{\text{a}} \text{ hipótese: } F_d = 1,4 F_{gk} + 1,4 F_{q1k} + 1,4 \times 0,6 \times F_{q2k} \quad , \quad (4.2)$$

onde:

F_d = valor de cálculo da combinação das ações;

F_{gk} = cargas permanentes diretas (peso próprio, revestimento e alvenarias);

F_{q1k} = sobrecargas de utilização; e

F_{q2k} = ações provenientes da carga de vento.

$$2^{\text{a}} \text{ hipótese: } F_d = 1,4 F_{gk} + 1,4 \times 0,5 \times F_{q1k} + 1,4 F_{q2k} \quad , \quad (4.3)$$

onde os termos da equação têm o mesmo significado anterior.

Portanto, para dimensionamento das vigas e pilares, cada uma das estruturas será processada 2 vezes (1ª e 2ª hipóteses), e as armaduras adotadas serão determinadas pelas envoltórias das duas hipóteses, feitas de maneira automática pelo software utilizado neste trabalho.

4.6.2 – Verificação no Estado Limite de Serviço - Deslocamento Lateral da Estrutura

Para esta verificação, será adotada a combinação freqüente de serviço, que, de acordo com a NBR 6118 (2003), corresponde a:

$$F_{dserv} = F_{gk} + 0,3 F_{q1k} + 0,3 F_{q2k} \quad , \quad (4.4)$$

onde:

F_{dserv} = valor de cálculo da combinação das ações;

F_{gk} = cargas permanentes diretas (peso próprio, revestimento e alvenarias);

F_{q1k} = sobrecargas de utilização; e

F_{q2k} = ações provenientes da carga de vento.

4.6.3 – Verificação no Estado Limite de Serviço - Deslocamento Vertical das Lajes e Vigas

Para esta verificação, será adotada a combinação quase permanente de serviço, que, de acordo com a NBR 6118 (2003), corresponde a:

$$F_{dserv} = F_{gk} + 0,3 F_{q1k} \quad , \quad (4.5)$$

onde:

F_{dserv} = valor de cálculo da combinação das ações;

F_{gk} = cargas permanentes diretas (peso próprio, revestimento e alvenarias); e

F_{q1k} = sobrecargas de utilização.

5

Modelo Estrutural Adotado

5.1 – Considerações Iniciais

Para análise das **Estruturas 1 e 2**, será adotado o Modelo de Pórtico Espacial, visto ser este modelo o que mais se aproxima do funcionamento real da estrutura. Nesse modelo, as lajes são consideradas diafragmas rígidos em seu próprio plano, e os pilares engastados nos elementos da fundação. Desprezam-se os recalques diferenciais dos pilares, em um mesmo pavimento, já que as tensões normais médias nos diversos pilares em um mesmo pavimento não apresentam diferenças significativas. Estas considerações são comumente adotadas nas análises estruturais de edifícios. O software empregado é o da TQS Informática – Cad/Formas e Cad/Vigas, versão 7.0 .

5.2 – Reações de Apoio das Lajes

O cálculo das reações das lajes sobre o vigamento, neste trabalho, será feito sem levar em conta a flexibilidade dos apoios. Portanto, as reações das lajes serão determinadas através de um processo geométrico em função das condições de contorno das mesmas, de acordo com o item 14.7.6.1 da NBR 6118 (2003). Neste processo geométrico, as reações de apoio das lajes são obtidas a partir das áreas dos triângulos e dos trapézios, tendo como lados as vigas de contorno da laje e as “linhas de ruptura”, que se formam no interior da laje. A configuração final obtida é semelhante a um diagrama de telhados.

As reacções, assim determinadas, serão consideradas uniformemente distribuídas ao longo dos respectivos apoios. O software usado neste trabalho faz o cálculo automático, e as reacções das lajes estão indicadas nas figuras 5.1 e 5.2, para o concreto convencional e para o concreto leve, respectivamente.

De acordo com MAZZILLI (1995), o critério acima mencionado é aproximado, visto que a flexibilidade das vigas tem uma influência sobre o cálculo das reacções de apoio das lajes. Mazzilli sugere um critério prático para definir a validade deste processo aproximado de distribuir as cargas, através da teoria das “linhas de ruptura”. Este processo consiste em determinar o índice de flexibilidade relativo laje/viga com base nos índices de flexibilidade da laje e das vigas. Estes índices são calculados da seguinte forma:

- índice de flexibilidade da laje I_L :

$$I_L = (h^3 \times a^{1/2} \times b^{1/2}) / (12 - 12 \nu^2) , \text{ onde:}$$

h = espessura da laje (cm);

a = maior vão da laje (cm);

b = menor vão da laje (cm); e

ν = coeficiente de Poisson = 0,2.

- índice de flexibilidade da viga I_V :

$$I_V = (B \times H^3) / 12 , \text{ onde:}$$

B = largura da viga (cm); e

H = altura da viga (cm).

- índice de flexibilidade relativo laje/viga I_{LV} :

$$I_{LV} = I_L / I_V .$$

Mazzilli indica que, para estruturas nas quais o valor de I_{LV} é muito menor que 1 (um), o cálculo das reacções das lajes através teoria das “linhas de ruptura”, é válido. No caso de I_{LV} ser maior que 1 (um), não é recomendável o uso deste procedimento para determinação das reacções das lajes.

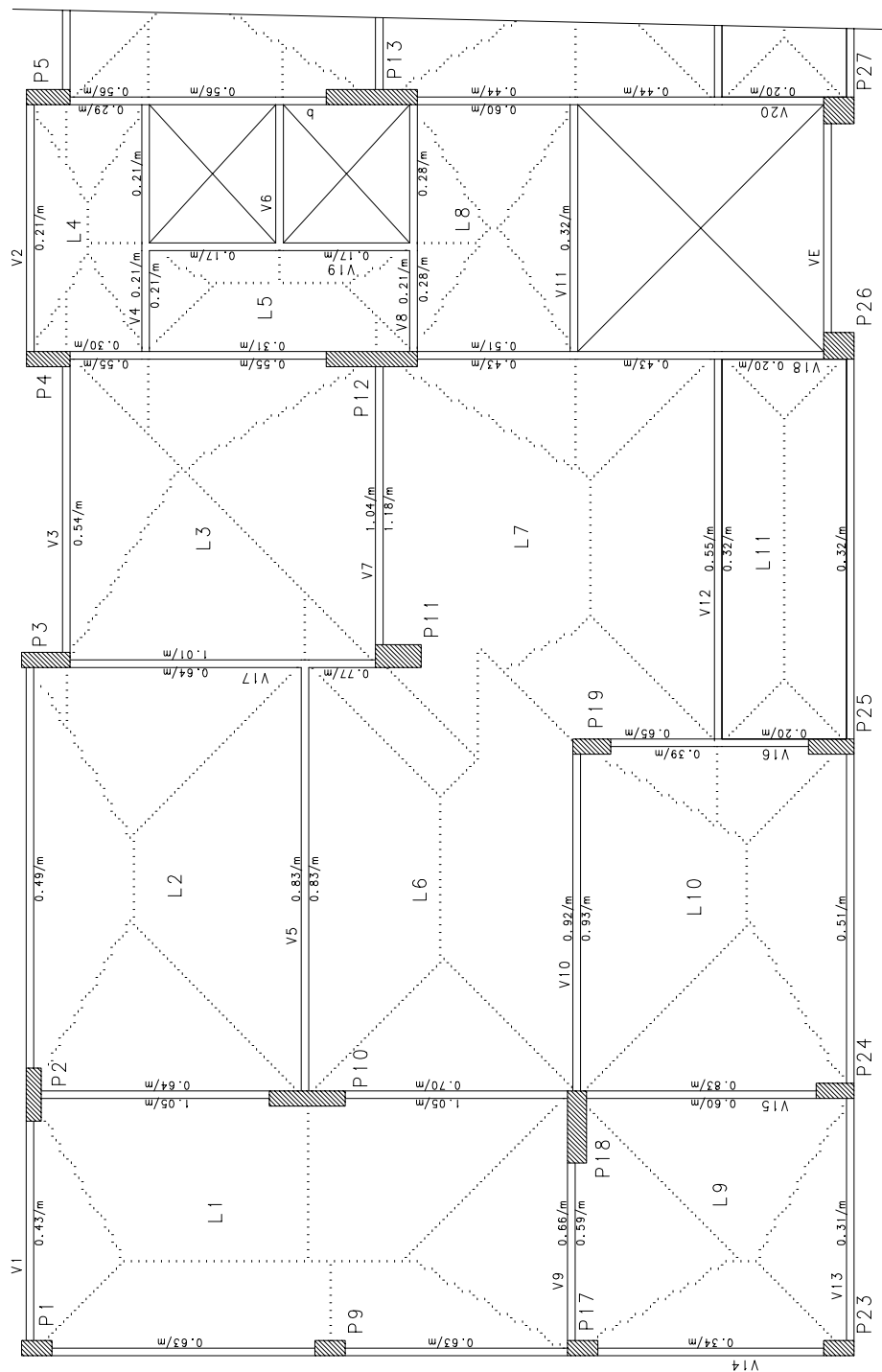


FIGURA 5.1 – Reações das lajes – Concreto Convencional - valores em tf/m

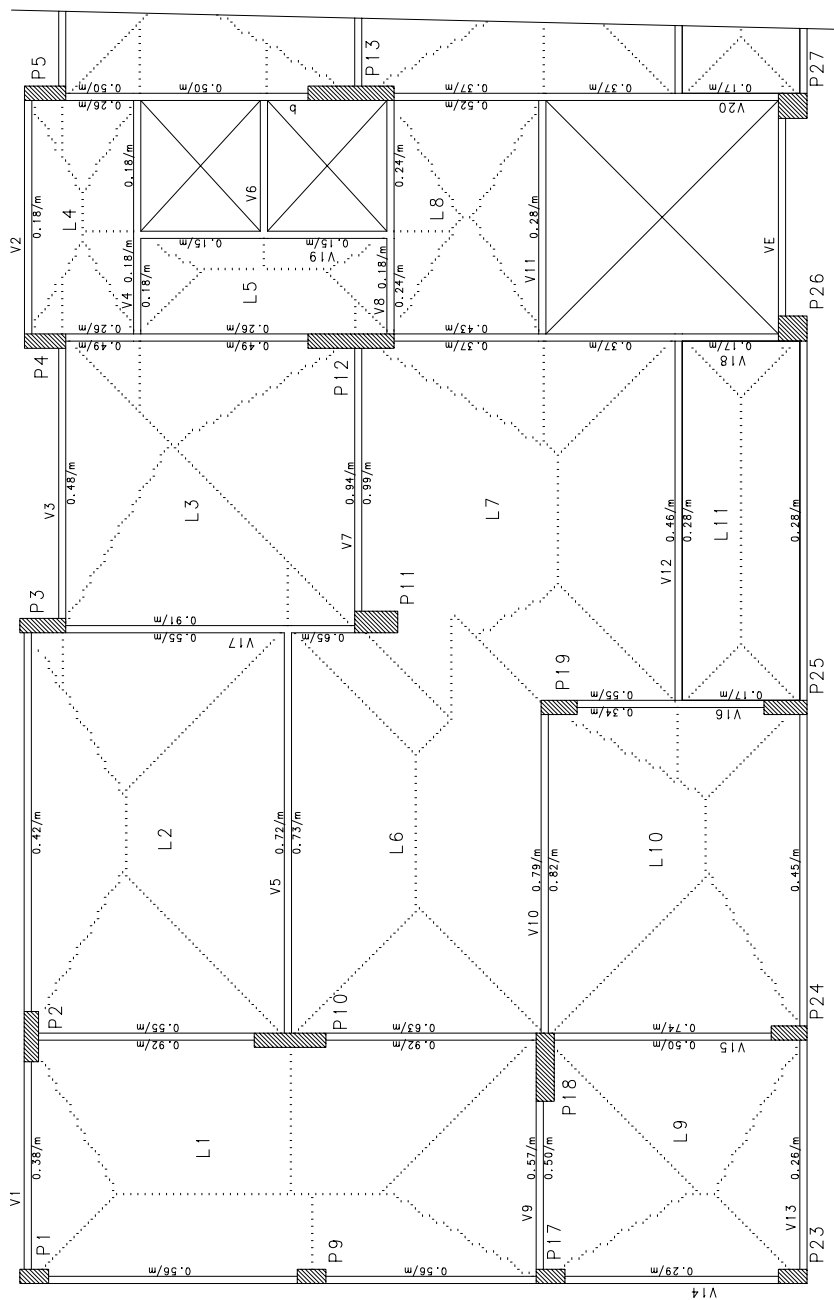


FIGURA 5.2 – Reações das lajes – Concreto Leve – valores em tf/m

O cálculo dos índices de flexibilidade relativos laje/viga I_{LV} para as lajes das **Estruturas 1 e 2** resultou em valores muito menores que 1 (um), indicando a adequabilidade de se adotar o critério descrito anteriormente, para determinação das reações das lajes ao longo dos apoios.

5.3 – Condições Adotadas no Modelo de Pórtico Espacial

No Modelo de Pórtico Espacial, as lajes se apóiam sobre as vigas, supostas indeformáveis. As vigas e os pilares formam pórticos espaciais, onde as lajes são admitidas como um diafragma rígido em seu plano. BELLONI PEREZ (1999) indica ainda as seguintes condições impostas no Modelo de Pórtico Espacial:

- o cálculo dos deslocamentos nodais e esforços solicitantes é feito com base na configuração indeformada da estrutura;
- a interação entre as forças axiais e momentos fletores é desprezada;
- as propriedades geométricas dos elementos estruturais foram determinadas com base na seção bruta de concreto;
- os vãos livres das vigas são tomados entre as faces de apoios; e
- em cada pavimento, os pilares são simulados por barras na direção vertical (Z) coincidentes com o centróide dos mesmos. As vigas que apóiam num pilar são ligadas ao seu centróide através de barras de grande rigidez.

O material concreto armado é considerado homogêneo, isotrópico e linearmente elástico. O módulo de elasticidade do concreto armado terá os seguintes valores:

- concreto convencional com $f_{ck} = 20$ MPa :

$$E_{cc} = 0,85 \times 5600 \times f_{ck}^{1/2} = 0,85 \times 5600 \times 20^{1/2} = 21287 \text{ MPa} .$$

- concreto leve com $f_c = 20$ MPa e massa específica $\rho_{cl} = 1670$ kg/m³ (sem armadura):

$$E_{cl} = 43 \times 10^{-3} \times (\rho_{cl})^{1,5} \times (f_c)^{0,5} = 13124 \text{ MPa} .$$

As características dos materiais empregados na análise e dimensionamento das **Estruturas 1 e 2** estão indicadas na TAB. 5.1.

Tabela 5.1 – Características dos materiais empregados

Propriedade	Concreto Convencional Armado	Concreto Leve Armado
Massa Específica	2500 kg/m ³	1740 kg/m ³
Resistência à Compressão	20 MPa	20 MPa
Módulo de Elasticidade Secante	21287 MPa	13124 MPa

O módulo de elasticidade transversal G_c adotado será igual a 40% do módulo de elasticidade do concreto, conforme prescrito no item 8.2.9 da NBR 6118 (2003).

As figuras 5.3 e 5.4 representam, em planta, de maneira esquemática, os modelos pórticos espaciais das **Estruturas 1 e 2**, respectivamente, enquanto na Fig. 5.5 os mesmos pórticos são vistos em perspectiva.

As vigas e os pilares dos pórticos espaciais são solicitados por carregamentos verticais e laterais. Os carregamentos verticais são provenientes das reações das lajes, conforme mostram as figuras 5.1 e 5.2, bem como do peso próprio da estrutura e das alvenarias, conforme mostrado nas figuras 4.4 a 4.7. O carregamento lateral, devido ao vento, solicitará também o vigamento e os pilares do pórtico espacial, e, neste caso, a laje de cada pavimento funcionará como um diafragma rígido em seu próprio plano. Na figura 5.5 estão mostrados também, de maneira esquemática, o carregamento lateral do vento nas duas direções.

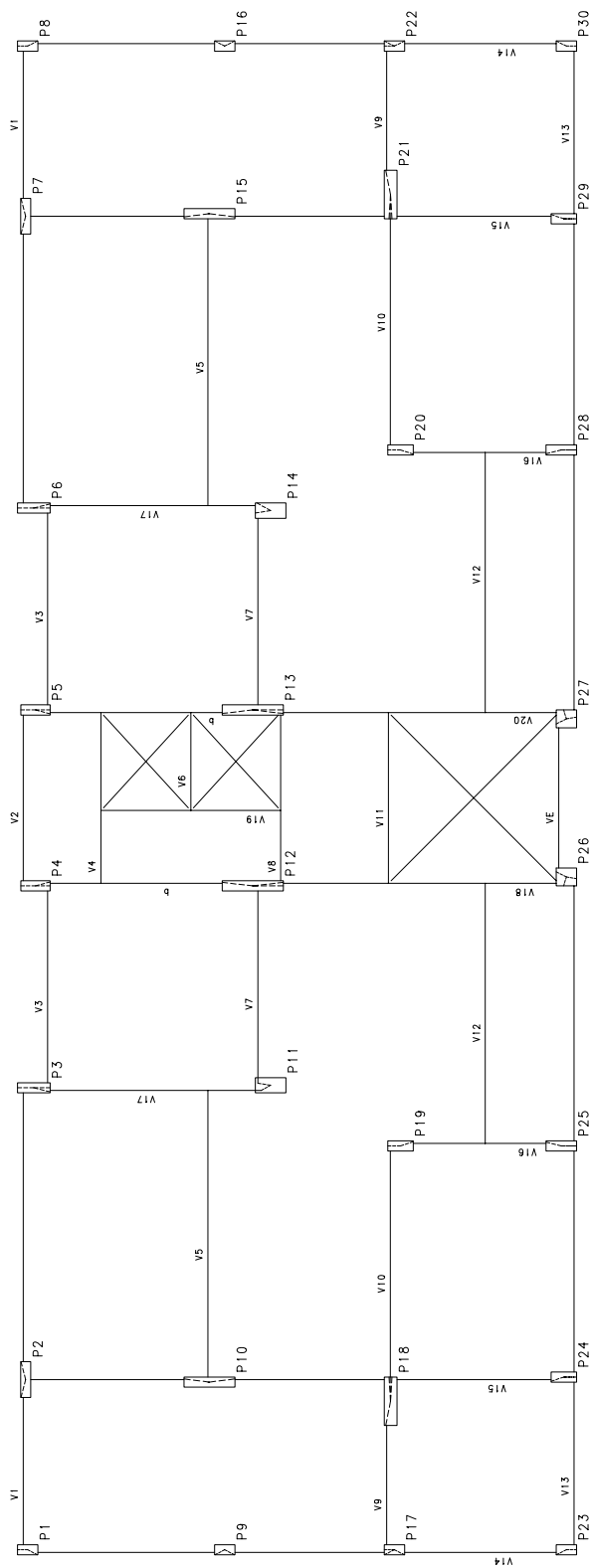


FIGURA 5.3 –Esquema do modelo Pórtico Espacial (Planta) – Estrutura 1

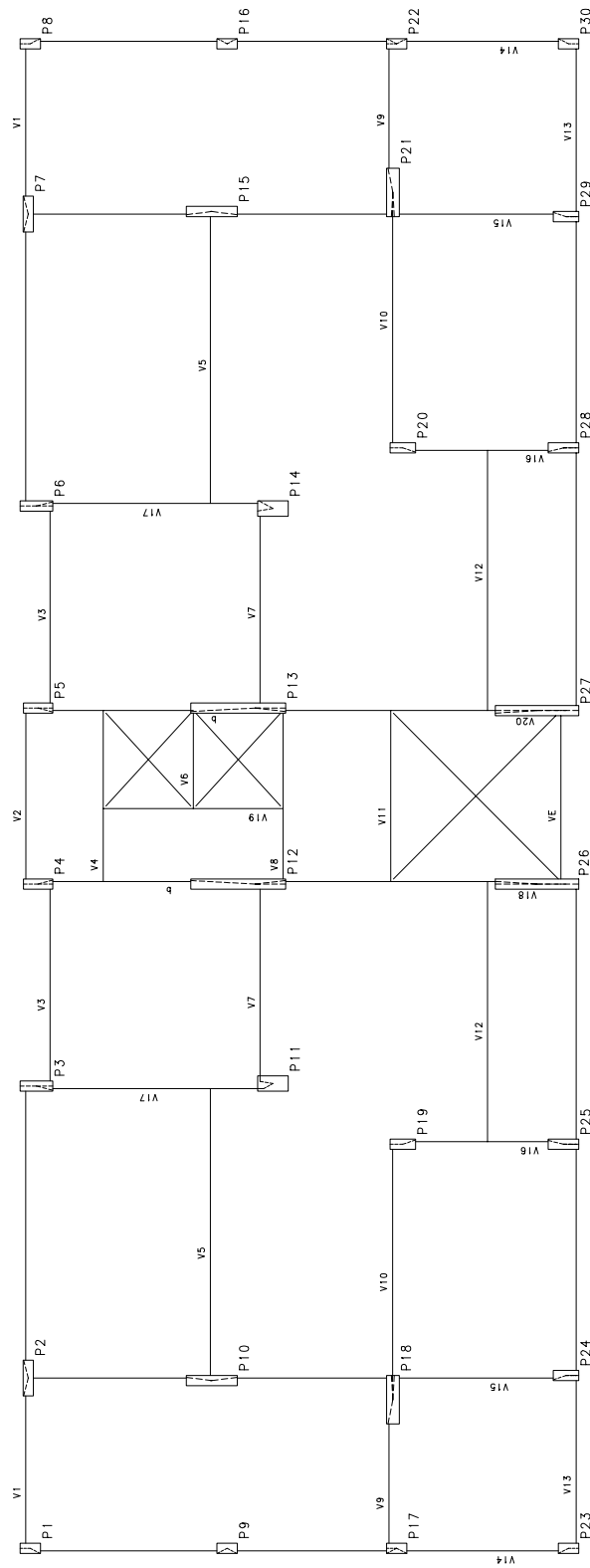


FIGURA 5.4 –Esquema do modelo Pórtico Espacial (Planta) – Estrutura 2

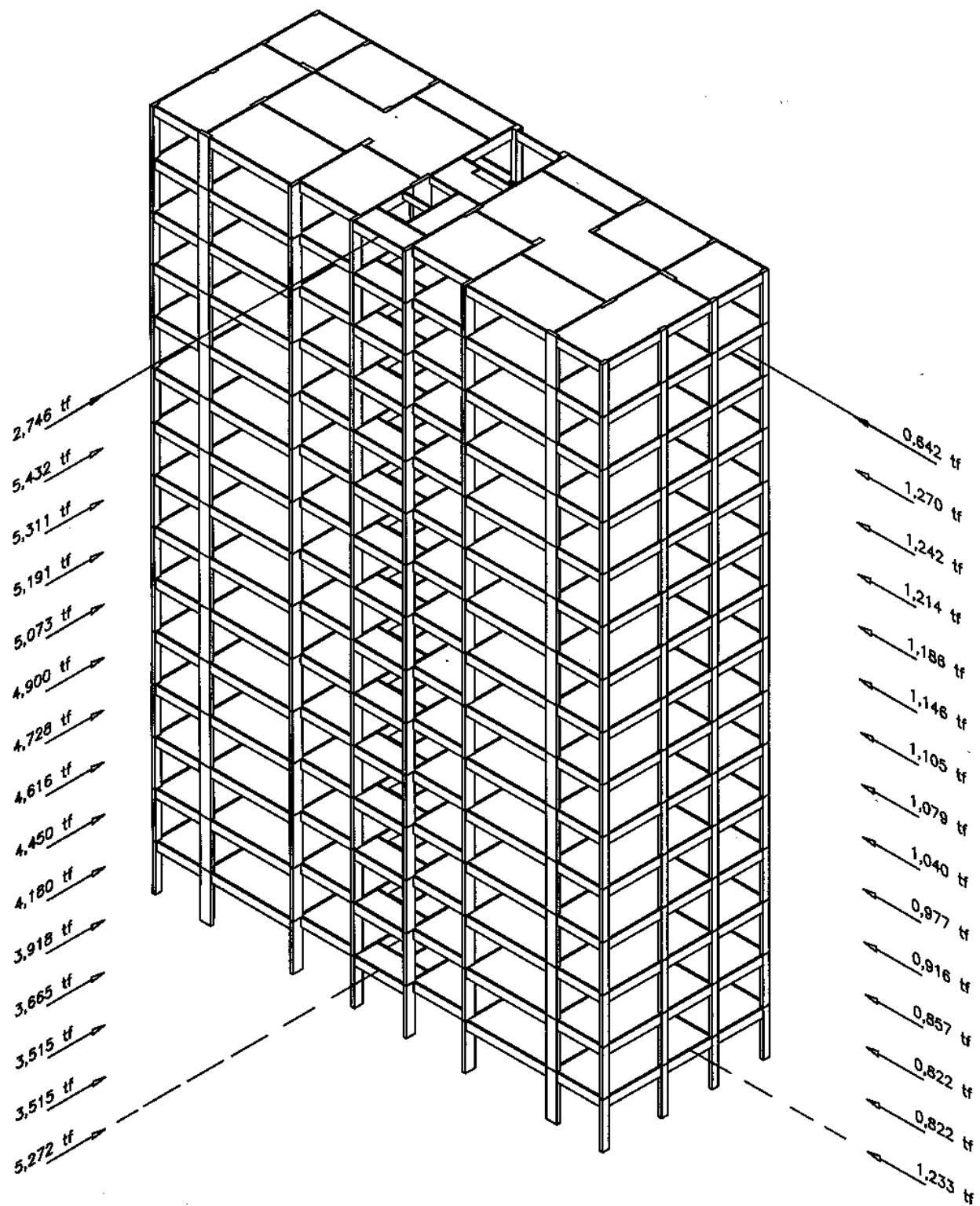


FIGURA 5.5 – Esquema do modelo Pórtico Espacial (perspectiva)

5.4 – Adaptações Feitas na Versão Utilizada do Software TQS

Algumas adaptações foram feitas no software Cad/Formas e Cad/Vigas (versão 7.0) da TQS Informática, visando contemplar, o máximo possível, os critérios preconizados pela nova NBR 6118 (2003). Em alguns itens, entretanto, não foi possível fazer a análise e o dimensionamento obedecendo rigorosamente os critérios da nova Norma Brasileira; nestes casos foram adotados os processos originais contidos no software. As adaptações e alterações realizadas contaram com a consultoria do engenheiro George Belloni Perez, especialista na utilização dos softwares da TQS Informática.

As adaptações e alterações adotadas foram:

- a) combinações das ações: as combinações das ações mencionadas no item 4.6 do capítulo 4 foram adotadas na sua plenitude, visto que o software Cad/Formas e Cad/Vigas (versão 7.0) da TQS, permite alterar e criar novas combinações das ações.
- b) cobrimento das armaduras: os cobrimentos das armaduras adotados corresponderam aos valores prescritos pela NBR 6118 (2003).
- c) comprimento de ancoragem: na determinação dos comprimentos de ancoragem foi empregado uma parametrização através de um fator de correção alterando os resultados, de modo a se obter os valores preconizados pela NBR 6118 (2003).
- d) fissuração: foram mantidos os valores limites de aberturas de fissuras da NBR 6118 (1980) visto que eles são bem mais restritivos; assim sendo nenhuma alteração foi feita nos critérios contidos no software.
- e) flechas nas lajes: não foi possível, neste item, fazer os cálculos de acordo com a nova NBR, pois esta norma adota critérios não contemplados no programa Cad/Formas e Cad/Vigas (versão 7.0) da TQS. Foi feita uma verificação das flechas nas lajes através das tabelas contidas no livro Curso de Concreto, volume 2, de autoria do Prof. José Milton de Araújo (2003). Segundo o autor, estas tabelas já adotam os procedimentos da NBR 6118 (2003). As diferenças percentuais nos valores das flechas das lajes nas estruturas em concreto comum com relação às estruturas em concreto leve foram praticamente as mesmas quando se utilizou tanto os resultados do programa da TQS quanto as tabelas do

livro mencionado. Decidiu-se, então usar no trabalho os valores encontrados no processamento do software empregado, uma vez que o objetivo de se fazer uma análise comparativa fôra alcançado.

- f) flechas nas vigas: os valores das flechas de várias vigas empregando-se o programa Cad/Formas e Cad/Vigas (versão 7.0) da TQS, considerando a seção de concreto fissurada, foram aproximadamente iguais aos valores obtidos manualmente usando as fórmulas da nova NBR 6118 (2003). Por isso resolveu-se, então, adotar neste trabalho os valores encontrados no processamento das estruturas com a utilização do software mencionado.

Com as adaptações e alterações descritas, a análise comparativa objetivada por este trabalho foi plenamente alcançada.

6

Apresentação e Análise Comparativa dos Resultados

6.1 – Considerações Iniciais

Apresenta-se, neste capítulo, uma síntese dos resultados obtidos após o processamento das **Estruturas 1A** (em concreto comum), **1B** (em concreto leve), **2A** (em concreto comum) e **2B** (em concreto leve). Realiza-se também uma análise comparativa destes resultados em termos de deslocamentos, esforços solicitantes e consumo de materiais. Os processamentos das estruturas foram executados conforme as combinações das ações descritas no capítulo 4, de acordo com a NBR 6118 (2003) e a NBR 8681 (2003).

6.2. – Estrutura 1

A Estrutura 1 é composta de pórticos com valores de rigidez próximos, onde não há predominância de pilares de grandes dimensões. Os elementos estruturais têm as mesmas dimensões em todos os andares.

6.2.1 – Flechas Máximas nas Lajes

Os resultados encontrados para as flechas totais, diferidas no tempo para as lajes das **Estruturas 1A e 1B**, considerando todas as cargas aplicadas, estão indicados na tabela 6.1.

Tabela 6.1 - **Estruturas 1A e 1B** - Flechas máximas nas lajes

Laje	Estruturas 1A (concreto comum)	Estruturas 1B (concreto leve)	Diferença %
	Flecha máxima (cm)	Flecha máxima (cm)	
L1	0,28	0,39	39,2
L2	0,23	0,31	34,7
L3	0,29	0,40	37,8
L4	0,04 **	0,05 **	**
L5	0,01 **	0,02 **	**
L6	1,38	1,81	31,2
L8	0,05 **	0,12**	**
L9	0,11	0,15	36,3
L10	0,23	0,31	34,7
L11	0,07**	0,09**	**

** valores pequenos de flechas; por isso as diferenças podem ser descartadas.

Pode-se observar, na tabela, que as flechas diferidas no tempo das lajes da **Estrutura 1B** (em concreto leve) foram sempre maiores que as flechas das lajes correspondentes da **Estrutura 1A** (concreto comum). Porém, em nenhum caso, os valores de flecha excederam os limites prescritos pela nova NBR 6118 (2003). Os acréscimos variaram entre 31% e 39%. Esta diferença se deve ao menor valor do módulo de elasticidade do concreto estrutural leve. As lajes L4, L5, L8 e L11, como são muito pequenas (vão máximo de 2,10 m), apresentaram valores de deslocamentos bem pequenos, da ordem de 0,7 mm, na estrutura em concreto comum; por isso, a análise comparativa foi descartada.

6.2.2 – Flechas Máximas nas Vigas

Os resultados encontrados para as flechas totais, diferidas no tempo para as vigas das **Estruturas 1A e 1B**, considerando todas as cargas aplicadas, estão indicados na tabela 6.2. Para o cálculo das propriedades geométricas da seção de concreto resistente, as vigas foram consideradas como de seção T.

Tabela 6.2 - Estruturas 1A e 1B - Flechas máximas nas vigas

Viga	Estruturas 1A (concreto comum)	Estruturas 1B (concreto leve)	Diferença %
	Flecha máxima (cm)	Flecha máxima (cm)	
V1	1,50	1,70	13,3
V2	0,50	0,50	0
V3	0,80	0,90	12,5
V4	1,00	1,10	10,0
V5	1,60	1,70	6,3
V6	0,20	0,20	0
V7	0,70	0,80	14,3
V8	0,90	1,10	22,2
V9	0,40	0,40	0
V10	1,30	1,40	7,7
V11	0,70	0,80	14,3
V12	1,70	1,50	- 11,8
V13	1,30	1,50	15,4
V14	0,80	0,80	0
V15	0,70	0,70	0
V16	0,40	0,50	25,0
V17	1,00	1,10	10,0
V18	1,80	1,50	- 16,7
V19	1,00	1,10	10,0
V20	1,80	1,50	- 16,7

Pode-se observar que as flechas diferidas no tempo das vigas V12, V18 e V20, da **Estrutura 1B** (em concreto leve), são menores em relação às vigas correspondentes da **Estrutura 1A**. Para estas vigas em concreto leve, foi necessário adicionar área de armadura nas regiões tracionadas dos vãos, de modo a aumentar a rigidez equivalente, a fim de satisfazer os limites máximos dos deslocamentos prescritos pela nova NBR 6118 (2003).

Para as outras vigas, as flechas na **Estrutura 1B** (em concreto leve) foram sempre iguais ou maiores. O acréscimo máximo foi de 25%. Esta diferença se deve novamente ao menor valor do módulo de elasticidade do concreto estrutural leve. Nota-se também que a diferença dos valores de flechas das vigas em concreto leve, com relação às vigas em concreto convencional, foi significativamente menor do que no caso das lajes.

6.2.3 – Deslocamentos Laterais

Os resultados encontrados para os deslocamentos horizontais das **Estruturas 1A e 1B** estão apresentados graficamente nas figuras 6.1 e 6.2. A primeira figura corresponde ao resultado quando o vento atua paralelamente à maior dimensão em planta da edificação (vento X). Na figura 6.2 estão indicados os resultados para o vento atuando perpendicularmente à maior dimensão em planta da edificação (vento Y).

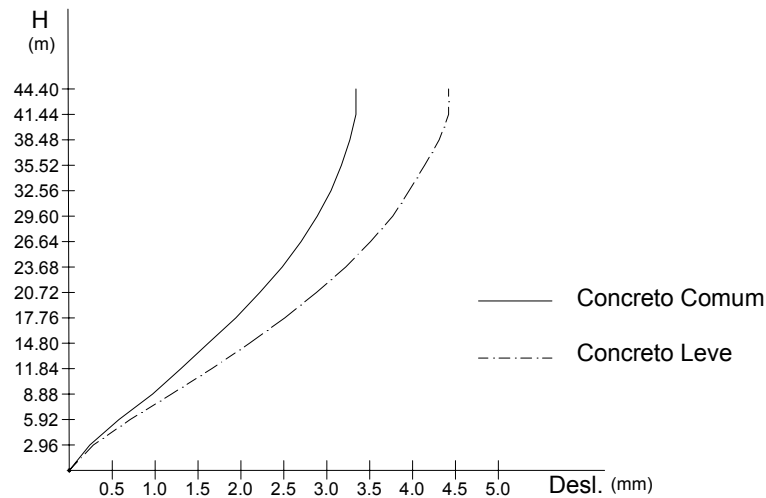


FIGURA 6.1 – **Estruturas 1A e 1B** - Deslocamentos horizontais - vento X

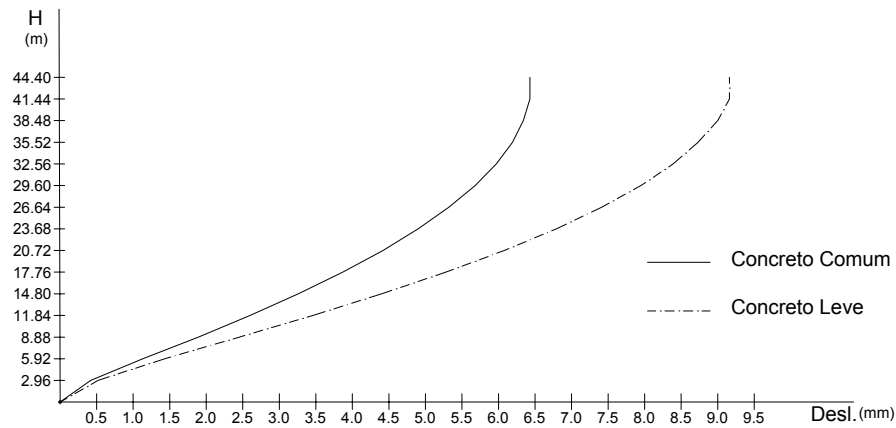


FIGURA 6.2 – Estruturas 1A e 1B - Deslocamentos horizontais - vento Y

Com vento atuando na direção paralela à maior dimensão em planta do edifício (vento X), o deslocamento no topo da **Estrutura 1B** (em concreto leve) foi igual a **4,38 mm**, enquanto que, para a **Estrutura 1A**, este deslocamento chegou a **3,34 mm**. Quando o vento atua na outra direção (vento Y), estes deslocamentos foram iguais a **9,13 mm e 6,43 mm**, respectivamente. Estes valores são significativamente menores que o limite prescrito pela NBR 6118 (2003), igual a 26,12 mm correspondente a relação $H/1700$, onde H é a altura total do edifício (44,4 m).

A análise comparativa entre a estrutura contendo somente concreto convencional e a com concreto leve indica que esta última apresenta deslocamentos laterais sempre maiores. As diferenças máximas ocorrem no topo e são de **32% e 42%** para o vento atuando nas direções X e Y, respectivamente. Esta diferença foi uma das razões de se manter os pilares em concreto comum, para não aumentar ainda mais o deslocamento total no topo da estrutura, devido ao menor valor do módulo de elasticidade do concreto leve em relação ao módulo de elasticidade do concreto comum.

A Tabela 6.3 apresenta os deslocamentos laterais em cada pavimento, bem como os deslocamentos relativos entre dois andares consecutivos, correspondentes à atuação do vento em cada uma das direções principais. O deslocamento relativo indicado na linha de cada pavimento representa a diferença entre este pavimento e o nível inferior. De acordo com a nova NBR 6118 (2003), o deslocamento lateral relativo entre dois andares consecutivos deve ser de no máximo $H_i / 850$, onde H_i é igual ao desnível entre os dois pavimentos. Nas estruturas analisadas, o desnível entre dois pavimentos consecutivos é igual a 2,96 metros. Assim, o máximo deslocamento relativo prescrito será de 3,48 mm.

Tabela 6.3 – Estruturas 1A e 1B - Deslocamentos laterais

Pavto	Estrutura 1A Concreto comum				Estrutura 1B Concreto leve			
	Vento X ¹		Vento Y ²		Vento X ¹		Vento Y ²	
	Desloc. lateral (mm)	Desloc. lateral relativo (mm)	Desloc. lateral (mm)	Desloc. lateral relativo (mm)	Desloc. lateral (mm)	Desloc. lateral relativo (mm)	Desloc. lateral (mm)	Desloc. lateral relativo (mm)
15°	3,34	-	6,43	-	4,38	-	9,13	0,02
14°	3,34	0,07	6,43	0,09	4,38	0,09	9,11	0,16
13°	3,27	0,10	6,34	0,15	4,29	0,13	8,95	0,23
12°	3,17	0,12	6,19	0,22	4,16	0,18	8,72	0,34
11°	3,05	0,16	5,97	0,29	3,98	0,21	8,38	0,44
10°	2,89	0,19	5,68	0,36	3,77	0,25	7,94	0,53
9°	2,70	0,22	5,32	0,42	3,52	0,30	7,41	0,62
8°	2,48	0,26	4,90	0,48	3,22	0,34	6,79	0,71
7°	2,22	0,28	4,42	0,55	2,88	0,37	6,08	0,80
6°	1,94	0,32	3,87	0,61	2,51	0,41	5,28	0,88
5°	1,62	0,32	3,26	0,66	2,10	0,44	4,40	0,94
4°	1,30	0,33	2,60	0,71	1,66	0,47	3,46	1,01
3°	0,97	0,39	1,89	0,76	1,19	0,48	2,45	1,02
2°	0,58	0,34	1,13	0,71	0,71	0,43	1,43	0,91
1°	0,24	0,24	0,42	0,42	0,28	0,28	0,52	0,52
Fund.	0	-	0	-	0	-	0	-

1 – Vento atuando paralelamente à maior dimensão em planta do edifício.

2 – Vento atuando perpendicularmente à maior dimensão em planta do edifício.

Semelhantemente aos deslocamentos laterais em cada pavimento, a análise da Tabela 6.3 revela que os deslocamentos laterais relativos na estrutura com concreto leve

também foram sempre maiores que os obtidos na estrutura contendo somente concreto convencional. Porém, em nenhum caso o limite prescrito pela NBR 6118 foi excedido.

6.2.4 – Coeficiente γ_z

A tabela 6.4 apresenta os valores do coeficiente γ_z , determinados com base nos resultados dos processamentos das **Estruturas 1A e 1B**. De acordo com a NBR 6118 (2003), a estrutura é considerada de nós fixos quando γ_z for menor ou igual a 1,1. Neste caso, pode-se desprezar os efeitos globais de 2ª ordem, bastando apenas levar em conta os efeitos locais ou localizados de 2ª ordem. Se γ_z for maior que 1,1, os efeitos globais e locais de 2ª ordem devem ser considerados no dimensionamento.

Tabela 6.4 – **Estruturas 1A e 1B** - Valores do coeficiente γ_z

	Estruturas 1A concreto comum	Estruturas 1B concreto leve	Diferença %
Vento X ¹	1,156	1,188	2,77
Vento Y ²	1,069	1,088	1,78

1 – Vento atuando paralelamente à maior dimensão em planta do edifício.

2 – Vento atuando perpendicularmente à maior dimensão em planta do edifício.

Os resultados da tabela revelam que o valor de γ_z é sempre maior para as duas estruturas, quando o vento atua paralelamente à maior dimensão em planta do edifício (vento X), mostrando que ambas estruturas são mais sensíveis quando da atuação deste vento. O valor determinado é inclusive maior que 1,1, indicando que os efeitos globais e locais de 2ª ordem devem ser considerados no dimensionamento para esta combinação de carregamento. A análise destes resultados é feita a seguir.

A concepção das **Estruturas 1A e 1B** foi feita com a preocupação de se colocar mais rigidez na direção perpendicular à maior dimensão em planta do edifício, visto que a força total de vento nesta direção (vento Y) é de 662,70 kN, enquanto que a força total de vento na outra direção (vento X) é de 155,51 kN, aproximadamente 4,3 vezes menor.

A determinação dos valores de γ_z é feita através da seguinte equação:

$$\gamma_z = 1 / (1 - \Delta M_{\text{tot,d}} / M_{1,\text{tot,d}}), \quad (6.1)$$

onde:

$M_{1,\text{tot,d}}$ = momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura; e

$\Delta M_{\text{tot,d}}$ = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação.

Os resultados do processamento para a **Estrutura 1A**, quando da atuação do vento paralelamente à maior dimensão em planta (vento X), forneceram os valores de 5270 kN.m e 709 kN.m para o momento de tombamento ($M_{1,\text{tot,d}}$) e para o momento produzido pelas cargas verticais ($\Delta M_{\text{tot,d}}$), respectivamente. Quando a combinação incluiu o vento Y (perpendicularmente à maior dimensão), os valores obtidos foram de 22604 kN.cm e 1465 kN.cm. Valores similares foram obtidos também para a **Estrutura 1B**.

A análise dos valores acima mostra que o momento de tombamento, devido ao vento atuando perpendicularmente à maior dimensão (vento Y), é 4,3 vezes maior em relação ao momento de tombamento para o vento atuando na outra direção (vento X). A relação entre esses momentos é igual à relação entre as forças, devido ao vento em cada direção. Porém, o valor do momento devido às cargas verticais, quando atua o vento Y é apenas o dobro do momento produzido pelas cargas verticais quando o vento ocorre na outra direção (vento X). Conseqüentemente, o quociente ($\Delta M_{\text{tot,d}} / M_{1,\text{tot,d}}$) será o dobro quando da atuação do vento X, fazendo com que o valor de γ_z seja significativamente maior.

Este fato revela, primeiramente, a necessidade obrigatória de se fazer a verificação dos esforços provenientes da ação do vento, nas duas direções. Em segundo lugar que,

sempre que possível, elementos com maior rigidez devem ser também alocados paralelamente à maior dimensão em planta de um edifício, de modo a reduzir o efeito do momento, provocado pelas cargas verticais quando da atuação do vento paralelamente à esta dimensão do prédio.

Os valores calculados de γ_z apresentam uma diferença percentual muito pequena, de, no máximo 2,77%, entre as **Estruturas 1A** e **1B**. Este resultado indica que o aumento do deslocamento lateral da **Estrutura 1B**, em relação à **Estrutura 1A** (diferença máxima de 31,1% para o vento X e 42,0% para o vento Y), foi devidamente compensado pela redução das cargas verticais da **Estrutura 1B** (redução do peso próprio no concreto leve).

Como os valores de γ_z , na aplicação do vento paralelamente à maior dimensão em planta do prédio (vento X), estão compreendidos entre os limites $1,1 < \gamma_z \leq 1,2$, o valor do carregamento horizontal será multiplicado por γ_z nas combinações de cargas que incluam o vento agindo nesta direção. Esta multiplicação segue recomendação dos autores do software utilizado neste trabalho.

6.2.5 – Diagramas de Esforço Cortante e Momento Fletor nas Vigas

Para análise dos esforços solicitantes nas vigas das **Estruturas 1A** e **1B**, foram selecionadas duas vigas: V14, na periferia do edifício, e V18, na região central perto do poço dos elevadores. Ambas as vigas são paralelas à menor dimensão em planta da edificação. O carregamento considerado incluiu o efeito do vento, na direção da menor dimensão da edificação, como carga acidental secundária, por ser esta a combinação que gerou os maiores esforços. Os diagramas de esforço cortante e momento fletor de cálculo estão mostrados nas figuras 6.3 a 6.10, para os pavimentos de números 2, 6, 10 e 14, permitindo, assim, a visualização da variação dos esforços ao longo dos andares da edificação. Como o software utilizado adota as unidades de tonelada força (tf) e metro (m), os diagramas estão apresentados nestas unidades.

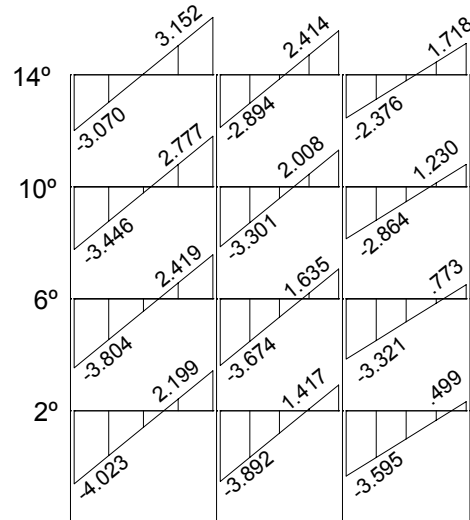


FIGURA 6.3 – Estrutura 1A - Diagrama de esforço cortante (em tf) para a viga V14

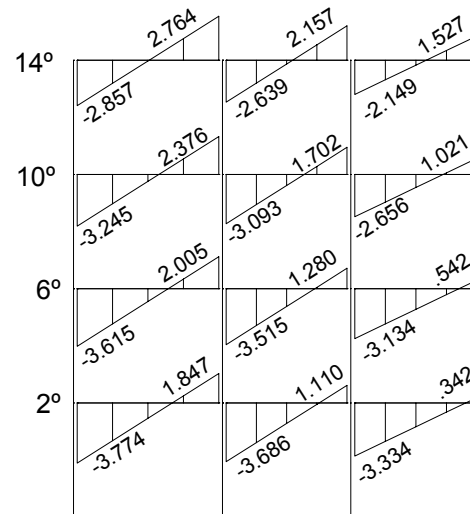


FIGURA 6.4 – Estrutura 1B - Diagrama de esforço cortante (em tf) para a viga V14

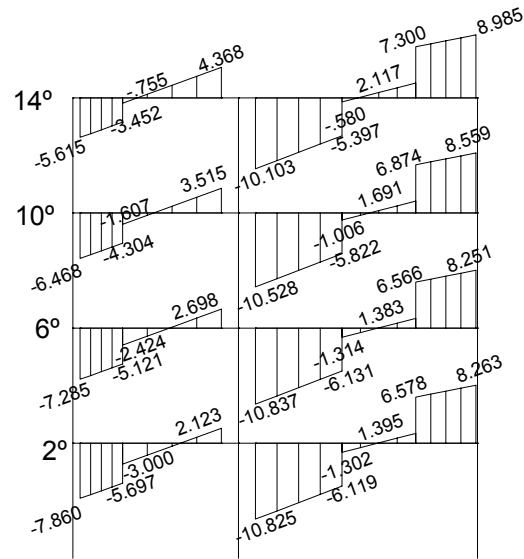


FIGURA 6.5 – Estrutura 1A - Diagrama de esforço cortante (em tf) para a viga V18

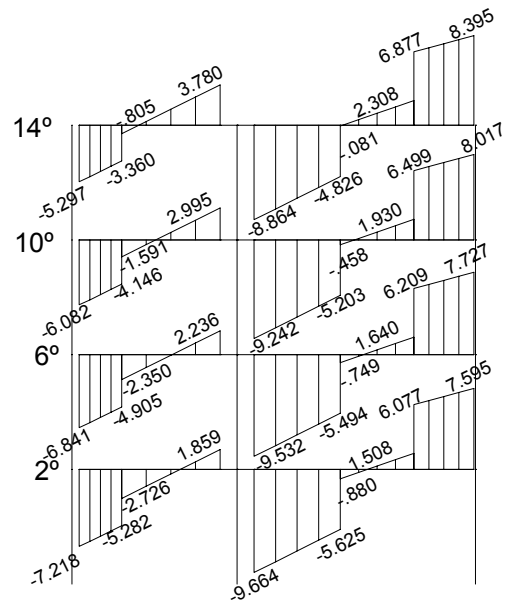


FIGURA 6.6 – Estrutura 1B - Diagrama de esforço cortante (em tf) para a viga V18

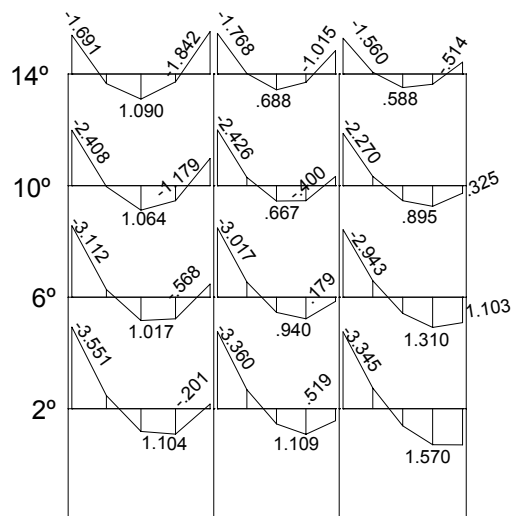


FIGURA 6.7 – Estrutura 1A - Diagrama de momento fletor (em tf.m) para a viga V14

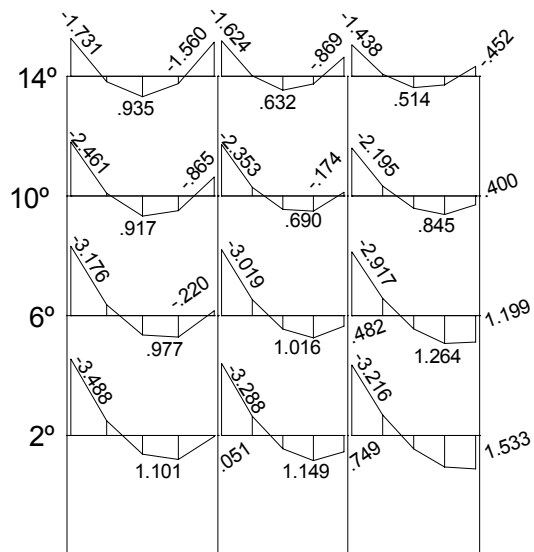


FIGURA 6.8 – Estrutura 1B - Diagrama de momento fletor (em tf.m) para a viga V14

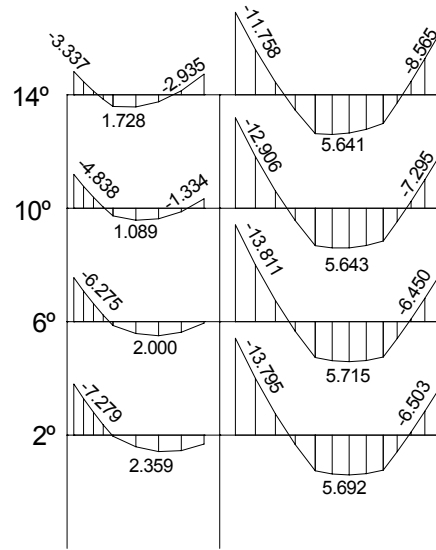


FIGURA 6.9 – Estrutura 1A - Diagrama de momento fletor (em tf.m) para a viga V18

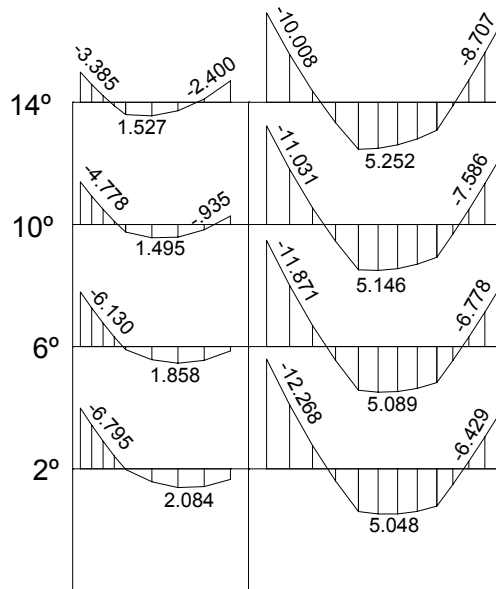


FIGURA 6.10 – Estrutura 1B - Diagrama de momento fletor (em tf.m) para a viga V18

Pode-se observar, nos diagramas de esforço cortante da viga V14, que os valores das forças de corte, para uma mesma seção, são menores na **Estrutura 1B** (contendo concreto leve). A redução média é da ordem de 12%. Na viga V18, ocorre o mesmo, porém, com uma redução um pouco menor: 8,5%. Estes resultados mostram que a redução nos valores do esforço cortante não é diretamente proporcional à redução do peso próprio das lajes e vigas, quando do emprego do concreto leve.

Os diagramas de momento fletor para as vigas V14 e V18 indicam, em geral, valores menores na **Estrutura 1B**. Em algumas seções ocorreu o inverso.

Os menores valores de força cortante e de momento fletor irão, seguramente, proporcionar uma redução no consumo de aço nas vigas.

A variação dos valores de força cortante e de momento fletor, ao longo da altura do edifício (do 2º pavimento ao 14º), foi praticamente a mesma, tanto na **Estrutura 1A** quanto na **Estrutura 1B**. Portanto, a presença de concreto leve nas lajes e vigas não alterou esta variação.

6.2.6 – Esforços Solicitantes nos Pilares

Dois pilares das **Estruturas 1A e 1B** foram escolhidos para análise dos esforços solicitantes: P10 e P12, ambos no interior do edifício. A maior dimensão destes pilares é paralela à menor dimensão em planta da edificação. O carregamento considerado incluiu o efeito do vento, na direção da menor dimensão da edificação, como carga acidental secundária. Os diagramas de força normal e momento fletor de cálculo estão mostrados nas figuras 6.11 a 6.14, permitindo, assim, a visualização da variação dos esforços ao longo dos andares da edificação. Como o software utilizado adota as unidades de tonelada força (tf) e metro (m), os diagramas estão apresentados nestas unidades.

Pode-se observar, nas figuras 6.11 a 6.14, que houve aumento em até 16% dos valores dos momentos fletores dos pilares da **Estrutura 1B** no nível das fundações. Este acréscimo ocorreu devido à diminuição dos valores de rigidez das vigas executadas com concreto leve.

Pode-se observar, também, nas figuras 6.11 a 6.14, que os pilares da **Estrutura 1B** tiveram a carga vertical reduzida em até 10,6%, sendo 393,5 kN de redução no P10, e 472,9 kN de redução no P12. No entanto, como houve acréscimos nos momentos fletores, só após o processamento das estruturas será possível apurar a soma das armaduras nos pilares, para fazer a comparação das Estruturas 1A e 1B.

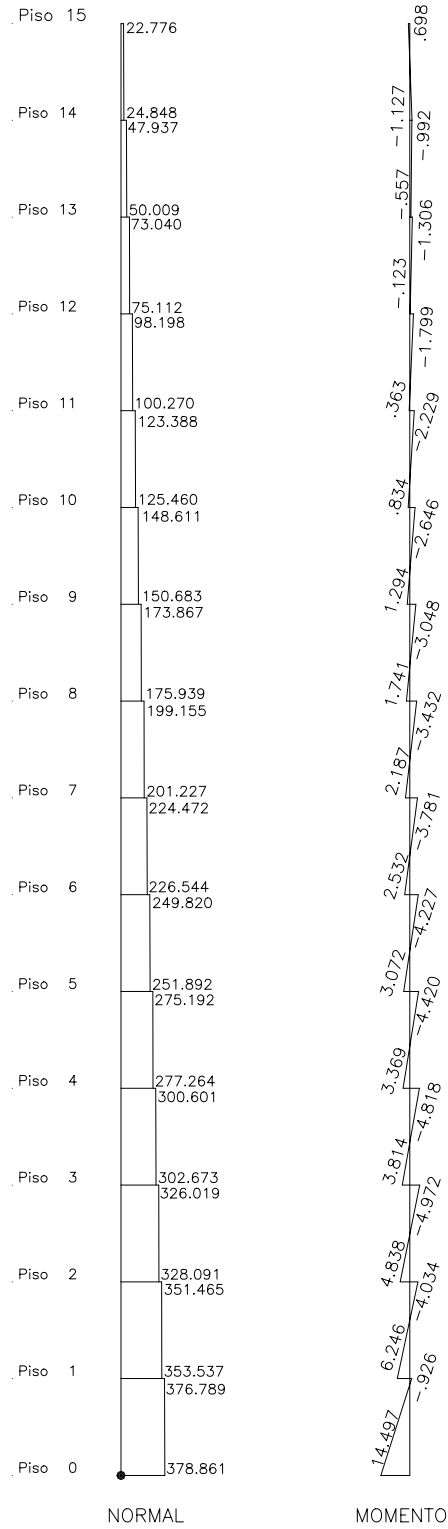


FIGURA 6.11 – Estrutura 1A – Esforços solicitantes para o pilar P10

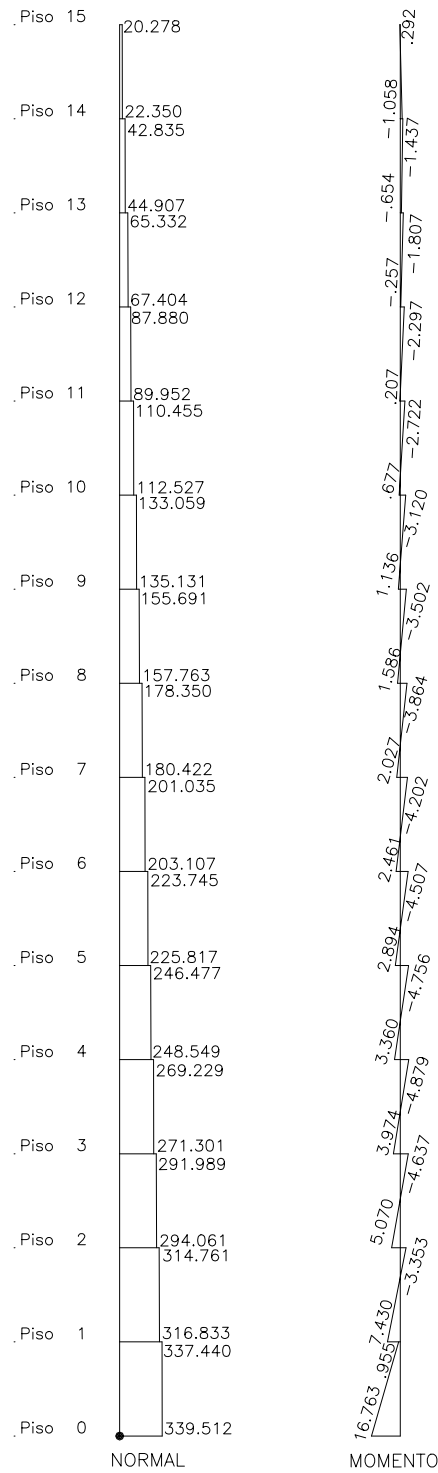


FIGURA 6.12 – Estrutura 1B – Esforços solicitantes para o pilar P10

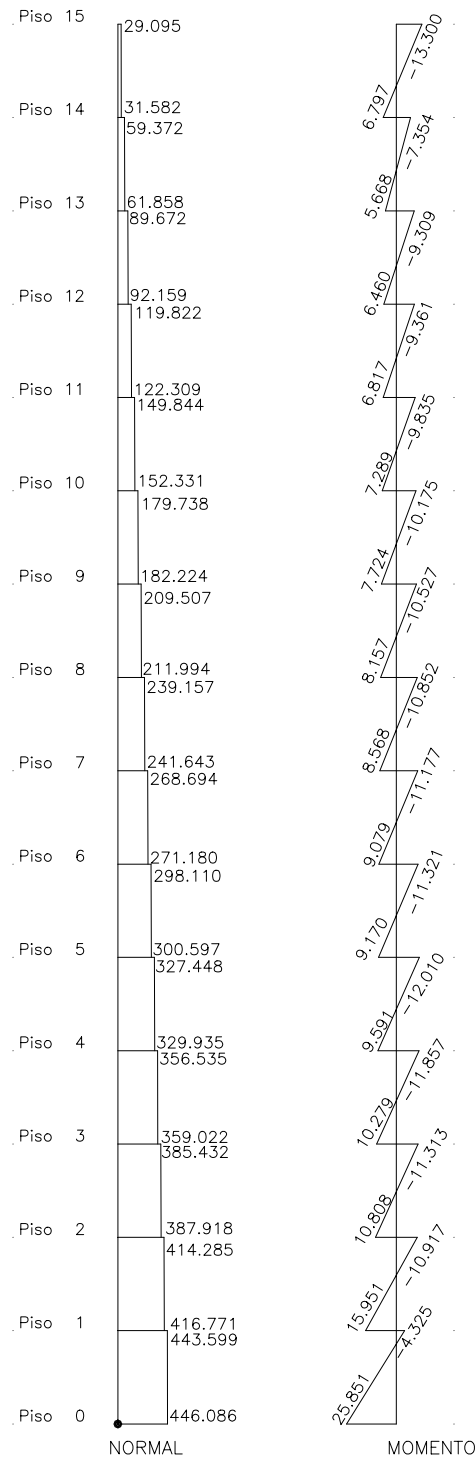


FIGURA 6.13 – Estrutura 1A – Esforços solicitantes para o pilar P12

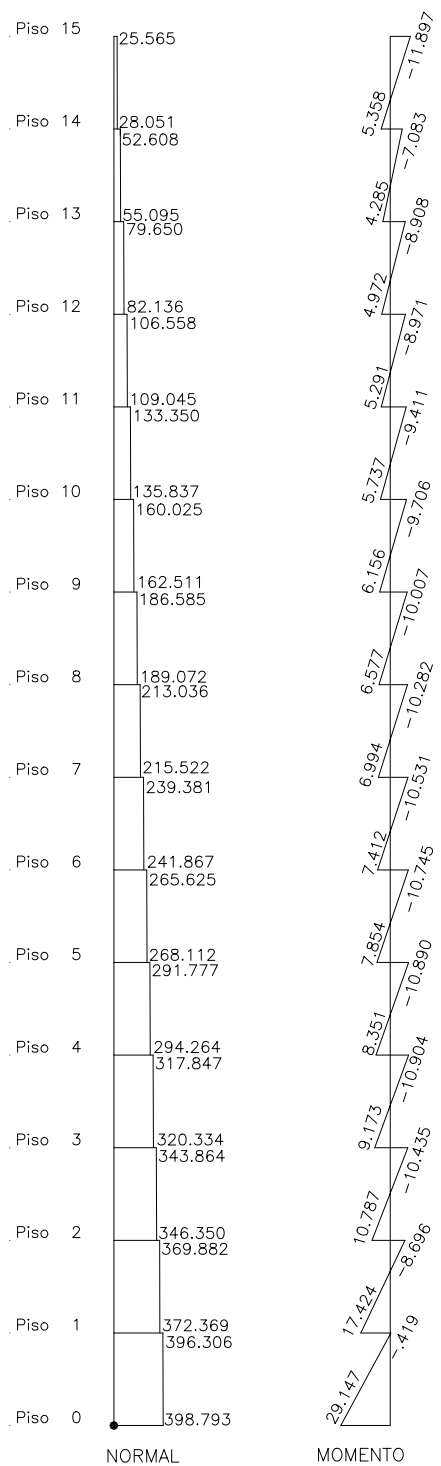


FIGURA 6.14 – Estrutura 1B – Esforços solicitantes para o pilar P12

6.2.7– Distribuição das Forças Horizontais nos Pórticos

A distribuição de forças horizontais nos pórticos, devido à ação do vento, atuando paralelamente à menor dimensão em planta do edifício, está mostrada na Tabela 6.5. Esta distribuição foi calculada com base nas cargas horizontais nas fundações. Apresenta-se somente a distribuição para o vento atuando na direção da menor dimensão em planta da construção, por ser esta a situação que gerou maiores forças.

Tabela 6.5 – **Estrutura 1** - Distribuição de forças horizontais nos pórticos

Pórtico ¹	Estrutura 1A	Estrutura 1B
	concreto comum Força horizontal (kN)	concreto leve Força horizontal (kN)
1 (P23,P17,P9,P1)	37,24	38,83
2 (P24,P18,P10,P2)	98,49	100,79
3 (P25,P19,P11,P3)	78,09	76,76
4 (P26,P12,P4)	117,53	115,00
5 (P27,P13,P5)	117,53	115,00
6 (P28,P20,P14,P6)	78,09	76,76
7 (P29,P21,P15,P7)	98,49	100,79
8 (P30,P22,P16,P8)	37,24	38,83
Carga total	662,70	662,76

1 – A identificação dos pórticos pode ser feita através da Figura 4.3

A distribuição das forças horizontais, devido ao vento, apresentou pequena variação, no máximo de 4,3%, significando que as diferenças dos valores de rigidez de um pórtico para outro praticamente se mantiveram na estrutura em concreto comum e na estrutura em concreto leve.

6.2.8 – Esforços Totais na Fundação

Os esforços totais nas fundações para as **Estruturas 1A e 1B** estão indicados nas Tabelas 6.6 e 6.7, e foram calculados adotando a combinação de cargas dada por:

$$F_{\text{ser}} = F_{\text{gk}} + F_{\text{q1k}} + F_{\text{q2k}} \quad , \quad (6.2)$$

onde:

F_{ser} = é o valor característico das ações para as combinações de serviço;

F_{gk} = ações permanentes diretas = peso próprio + revestimento + alvenarias;

F_{q1k} = sobrecarga de utilização, conforme citado no capítulo 4; e

F_{q2k} = ações provenientes do vento, indicadas nas figuras 4.14.

A Tabela 6.6 corresponde ao vento atuando paralelamente à maior dimensão em planta da edificação, enquanto que a tabela 6.7 inclui o efeito do vento na direção perpendicular à maior dimensão do prédio. As colunas indicadas com F_{q2k} e $M(F_{\text{q2k}})$ representam, respectivamente, os acréscimos de carga vertical e momento na base, devido à ação do vento, sem nenhuma redução. As reduções de cargas nas fundações são geralmente analisadas pelo projetista das fundações, que, na maioria das vezes, é um especialista em Mecânica dos Solos e Fundações, não sendo o profissional que executou o cálculo estrutural da edificação. Essa forma de apresentação dos resultados permite uma melhor compreensão das cargas, possibilitando, assim, fazer uma análise mais adequada do projeto das fundações.

A análise das Tabelas 6.6 e 6.7 revela que a carga vertical total na fundação, para a estrutura contendo concreto leve, foi 9,77% menor, correspondente ao valor de 4806 kN. No caso do edifício em estudo, com 15 andares, essa redução significa 1,6 pavimento, que poderia ser acrescentado na **Estrutura 1B**, mantendo-se a mesma carga na fundação da estrutura contendo somente concreto convencional. Esta redução também pode ser entendida como uma economia no projeto das fundações, reduzindo, por exemplo, o número de estacas, se a opção de projeto for essa.

Pode-se observar, também, que os acréscimos de carga vertical nas fundações provenientes da ação do vento, coluna F_{q2k} , são praticamente os mesmos, tanto para a **Estrutura 1A** quanto para a **1B** contendo concreto leve. Para pilares correspondentes, a diferença mínima foi de 0,5 kN, e a máxima de 23,5 kN.

Tabela 6.6 – **Estrutura 1** - Esforços totais nas fundações – Vento X

Pilar	Estrutura 1A Concreto comum			Estrutura 1B Concreto leve		
	$(F_{gk} + F_{q1k})$ (kN)	F_{q2k} (kN)	$M(F_{q2k})$ (kN. m)	$(F_{gk} + F_{q1k})$ (kN)	F_{q2k} (kN)	$M(F_{q2k})$ (kN. m)
1 = 8	635,4	69,0	± 2,7	596,8	67,0	± 2,9
2 = 7	1457,9	43,4	± 32,4	1321,8	43,9	± 35,2
3 = 6	1832,9	4,7	± 4,0	1654,4	0,8	± 4,3
4	1223,7	7,0	± 3,6	1042,7	6,4	± 4,0
5	1195,5	7,0	± 3,6	1021,5	6,4	± 4,0
9 = 16	777,3	2,0	± 1,3	702,4	1,3	± 1,5
10 = 15	2680,5	10,0	± 4,3	2402,9	6,7	± 4,6
11 = 14	2478,8	53,5	± 9,4	2200,0	52,8	± 10,1
12	3277,6	45,4	± 6,8	2930,9	41,1	± 7,2
13	3114,7	45,4	± 6,8	2830,6	41,1	± 7,2
17 = 22	935,2	92,8	± 2,9	861,6	88,2	± 3,0
18 = 21	2814,4	22,0	± 92,0	2498,7	25,9	± 101,9
19 = 20	1559,7	33,1	± 3,0	1420,0	30,1	± 3,0
23 = 30	494,3	28,8	± 2,3	461,1	33,1	± 2,5
24 = 29	1318,8	30,8	± 3,1	1188,7	30,3	± 3,4
25 = 28	1420,2	4,4	± 3,7	1288,1	2,8	± 4,0
26	1791,2	64,7	± 26,9	1682,1	62,8	± 28,0
27	1780,3	64,7	± 26,9	1687,1	62,8	± 28,0
Carga Total	49194			44388		

Com relação aos valores de momento fletor na fundação, devido à ação do vento, pode-se notar que, para pilares correspondentes, eles foram sempre iguais ou maiores na estrutura contendo concreto leve (**Estrutura 1B**). Este fato é devido à menor rigidez das vigas na estrutura em concreto leve, em função do menor módulo de elasticidade deste concreto. Como os pilares possuem os mesmos valores de rigidez nas duas estruturas, eles passam a absorver maiores momentos fletores na **Estrutura 1B**, contendo concreto leve. A maior diferença foi de 42,8 kN.m correspondente a 16%.

Tabela 6.7 – Estrutura 1 - Esforços totais nas fundações – Vento Y

Pilar	Estrutura 1A Concreto comum			Estrutura 1B Concreto leve		
	(F _{gk} + F _{q1k}) (kN)	F _{q2k} (kN)	M(F _{q2k}) (kN. m)	(F _{gk} + F _{q1k}) (kN)	F _{q2k} (kN)	M(F _{q2k}) (kN. m)
1 = 8	635,4	112,3	± 14,7	596,8	116,3	± 16,5
2 = 7	1457,9	215,3	± 9,1	1321,8	218,7	± 10,1
3 = 6	1832,9	178,1	± 48,3	1654,4	162,1	± 54,5
4	1223,7	265,4	± 38,5	1042,7	241,9	± 42,4
5	1195,5	265,4	± 38,5	1021,5	241,9	± 42,4
9 = 16	777,3	4,3	±17,8	702,4	15,8	± 20,2
10 = 15	2680,5	39,7	±175,2	2402,9	33,7	± 202,5
11 = 14	2478,8	194,5	± 56,4	2200,0	178,4	± 63,9
12	3277,6	152,2	± 273,3	2930,9	137,1	± 316,1
13	3114,7	152,2	± 273,3	2830,6	137,1	± 316,1
17 = 22	935,2	24,5	± 18,3	861,6	15,7	± 20,8
18 = 21	2814,4	69,2	± 22,8	2498,7	53,8	± 25,4
19 = 20	1559,7	343,4	± 29,8	1420,0	335,6	± 33,1
23 = 30	494,3	148,0	± 15,6	461,1	155,5	± 17,7
24 = 29	1318,8	174,7	± 27,4	1188,7	186,7	± 31,3
25 = 28	1420,2	340,9	± 45,5	1288,1	334,0	± 51,5
26	1791,2	103,4	± 23,1	1682,1	94,4	± 25,7
27	1780,3	103,4	± 23,1	1687,1	94,4	± 25,7
Carga Total	49194			44388		

6.2.9 – Quantitativos de Materiais

A partir dos resultados dos processamentos das **Estruturas 1A e 1B**, foram feitas as envoltórias para detalhamento de cada uma das situações, obtendo-se, então, os quantitativos dos materiais, considerando as lajes, vigas, pilares e escadas de toda a edificação, excetuando-se os quantitativos referentes às fundações. Os valores obtidos estão indicados na Tabela 6.8. Essas envoltórias são feitas de maneira automática pelo software utilizado neste trabalho.

Tabela 6.8 – **Estrutura 1** - Quantitativos de materiais

	Estrutura 1A Concreto comum		Estrutura 1B Concreto leve	
	LAJES	Vol. Concreto	416,10 m ³	Vol. Concreto
Armadura		20520 kg	Armadura	18112 kg
Formas		4238,40 m ²	Formas	4238,40 m ²
VIGAS	Vol. Concreto	147,15 m ³	Vol. Concreto	147,15 m ³
	Armadura	17692 kg	Armadura	16082 kg
	Formas	2836,50 m ²	Formas	2836,50 m ²
PILARES	Vol. Concreto	179,40 m ³	Vol. Concreto	179,40 m ³
	Armadura	28242 kg	Armadura	25346 kg
	Formas	2231,55 m ²	Formas	2231,55 m ²
ESCADAS	Vol. Concreto	24,80 m ³	Vol. Concreto	24,80 m ³
	Armadura	855 kg	Armadura	795 kg
	Formas	100,00 m ²	Formas	100,00 m ²
TOTAL	Vol. Concreto	767,45 m ³	Vol. Concreto	767,45 m ³
	Armadura	67309 kg	Armadura	60335 kg
	Formas	9406,45 m ²	Formas	9406,45 m ²

Como não houve alterações nas dimensões das seções transversais dos elementos resistentes nas duas estruturas, não existem diferenças no consumo de concreto e área de formas. As diferenças ocorrem somente com relação ao consumo de armaduras.

A análise dos resultados indica que, nas lajes em concreto leve, houve uma redução de 2408 kg de armadura, significando 11,73% de economia na armação das lajes. Já nas vigas em concreto leve, a redução de armadura foi de 1610 kg, correspondendo a 9,1% de economia na armação total das vigas.

A **Estrutura 1B**, contendo concreto leve, apresentou cargas verticais nos pilares significativamente menores ($\cong 10\%$) devido à diminuição do peso próprio; porém, houve um acréscimo médio de 13% nos valores dos momentos fletores, no nível das fundações, para a combinação incluindo o vento atuando paralelamente à menor dimensão em planta do edifício. Mesmo assim, os resultados indicam uma redução de aproximadamente 2900 kg de armadura nos pilares desta estrutura, correspondendo a

10,25% do total das armações dos pilares. Este fato revela que a redução na carga vertical foi mais significativa no dimensionamento das armaduras.

A **Estrutura 1A** apresentou um consumo total de 67309 kg de armadura, enquanto que para a **Estrutura 2B** este valor foi de 60335 kg. Portanto, houve uma economia de aproximadamente 7000 kg, na estrutura contendo concreto leve, correspondente a 10,36%.

6.3. – Estrutura 2

Como a **Estrutura 1B**, contendo concreto leve, apresentou um acréscimo médio de 13% nos valores dos momentos fletores dos pilares, quando da atuação do vento na direção paralela à menor dimensão do prédio (vento Y), foi feito um novo estudo enrijecendo a região central do edifício através do aumento das seções dos pilares centrais P4, P5, P12, P13, P26 e P27. Este novo arranjo dos elementos estruturais se denominou **Estrutura 2**. Com esta nova disposição, os pilares centrais deveriam absorver a maior parte da força de vento, fazendo com que os demais pilares tivessem seus momentos fletores reduzidos. Desta maneira, uma redução de armadura ainda mais significativa nestes pilares deveria ocorrer, pois a redução de carga vertical viria acompanhada de uma diminuição nos valores dos momentos fletores.

6.3.1 – Flechas Máximas nas Lajes

Como não houve alteração nas lajes da **Estrutura 2** em relação à **Estrutura 1**, as flechas das lajes têm os mesmos valores indicados na Tabela 6.1, permanecendo, portanto, os mesmos comentários feitos anteriormente.

6.3.2 – Flechas Máximas nas Vigas

Os resultados encontrados para as flechas totais, diferidas no tempo para as vigas das **Estruturas 2A e 2B**, considerando todas as cargas aplicadas, estão indicados na tabela 6.9. Para o cálculo das propriedades geométricas da seção de concreto resistente, as vigas foram consideradas como de seção T.

Tabela 6.9 – **Estrutura 2** - Flechas máximas nas vigas

Viga	Estruturas 2A (concreto comum)	Estruturas 2B (concreto leve)	Diferença %
	Flecha máxima (cm)	Flecha máxima (cm)	
V1	1,50	1,70	13,3
V2	0,50	0,50	0
V3	0,80	0,90	12,5
V4	1,00	1,10	10,0
V5	1,60	1,70	6,3
V6	0,20	0,20	0
V7	0,70	0,80	14,3
V8	0,90	1,10	22,2
V9	0,40	0,40	0
V10	1,30	1,40	7,7
V11	0,70	0,80	14,3
V12	1,70	1,50	-11,8
V13	1,30	1,50	15,4
V14	0,80	0,80	0
V15	0,70	0,70	0
V16	0,40	0,50	25,0
V17	1,00	1,10	10,0
V18	1,40	1,20	-14,3
V19	1,00	1,10	10,0
V20	1,40	1,20	-14,3

Pode-se observar que as flechas diferidas no tempo das vigas V12, V18 e V20, da **Estrutura 2B** (em concreto leve), são menores em relação às vigas correspondentes da **Estrutura 2A**. Para estas vigas em concreto leve, foi necessário adicionar área de armadura nas regiões tracionadas dos vãos, de modo a aumentar a rigidez equivalente, a fim de satisfazer os limites máximos dos deslocamentos prescritos pela nova NBR 6118 (2003).

Para as outras vigas, as flechas na **Estrutura 1B** (em concreto leve) foram sempre iguais ou maiores. O acréscimo máximo foi de 25% para a viga V16. Esta diferença se deve novamente ao menor valor do módulo de elasticidade do concreto estrutural leve.

6.3.3 – Deslocamentos Laterais

Os resultados encontrados para os deslocamentos horizontais das **Estruturas 2A e 2B**, estão apresentados graficamente nas figuras 6.15 e 6.16. A primeira figura corresponde ao resultado quando o vento atua paralelamente à maior dimensão em planta da edificação (vento X). Na figura 6.16 estão indicados os resultados para o vento atuando perpendicularmente à maior dimensão em planta da edificação (vento Y).

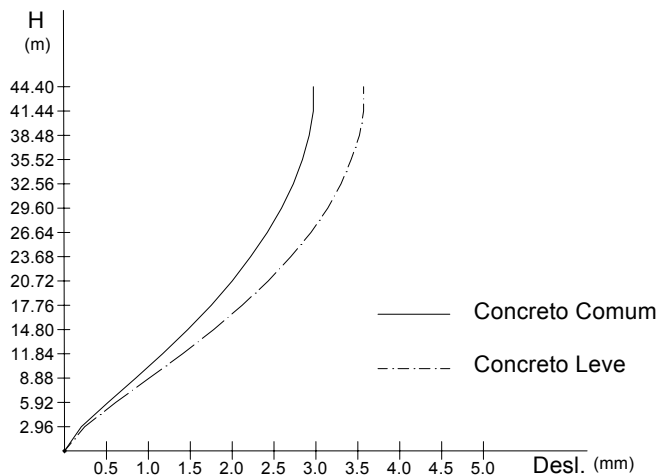


FIGURA 6.15 – Estruturas 2A e 2B - Deslocamentos horizontais - vento X

Com vento atuando na direção paralela à maior dimensão em planta do edifício (vento X), o deslocamento no topo da **Estrutura 2B** (em concreto leve) foi igual a **3,57 mm**, enquanto que, para a **Estrutura 1A**, este deslocamento chegou a **2,97 mm**. Quando o vento atua na outra direção (vento Y), estes deslocamentos foram iguais a **6,77 mm e 4,68 mm**, respectivamente. Estes valores são significativamente menores que o limite

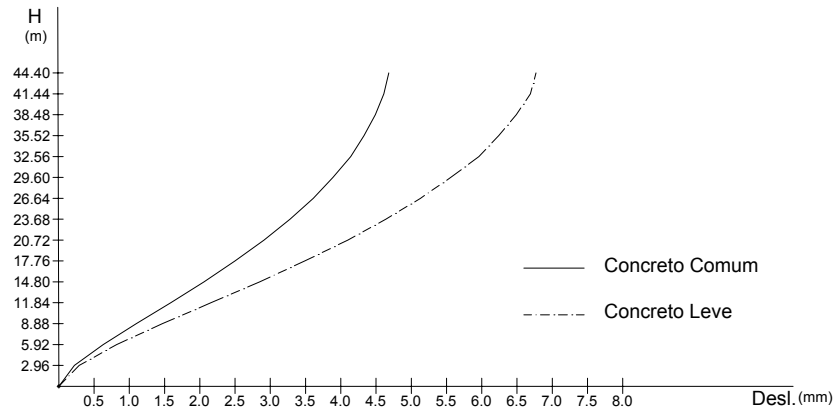


FIGURA 6.16 – Estruturas 2A e 2B - Deslocamentos horizontais - vento Y

prescrito pela NBR 6118 (2003), igual a 26,12 mm correspondente a relação $H/1700$, onde H é a altura total do edifício (44,4 m).

A análise comparativa entre a estrutura contendo somente concreto convencional e a com concreto leve indica que esta última apresenta deslocamentos laterais sempre maiores. As diferenças máximas ocorrem no topo, e são de **20% e 45%** para o vento atuando nas direções X e Y, respectivamente. Esta diferença foi uma das razões de se manter os pilares em concreto comum para não aumentar ainda mais o deslocamento total no topo da estrutura, devido ao menor valor do módulo de elasticidade do concreto leve em relação ao módulo de elasticidade do concreto comum.

A Tabela 6.10 apresenta os deslocamentos laterais em cada pavimento, bem como os deslocamentos relativos entre dois andares consecutivos correspondentes à atuação do vento em cada uma das direções principais. O deslocamento relativo, indicado na linha de cada pavimento, representa a diferença entre este pavimento e o nível inferior. De acordo com a nova NBR 6118 (2003), o deslocamento lateral relativo entre dois andares consecutivos deve ser de, no máximo, $H_i / 850$, onde H_i é igual ao desnível entre os dois

pavimentos. Nas estruturas analisadas, o desnível entre dois pavimentos consecutivos é igual a 2,96 metros. Assim o máximo deslocamento relativo prescrito será de 3,48 mm.

Tabela 6.10 – Estruturas 2A e 2B - Deslocamentos laterais

Pavto	Estrutura 2A Concreto comum				Estrutura 2B Concreto leve			
	Vento X ¹		Vento Y ²		Vento X ¹		Vento Y ²	
	Desloc. lateral (mm)	Desloc. lateral relativo (mm)	Desloc. lateral (mm)	Desloc. lateral relativo (mm)	Desloc. lateral (mm)	Desloc. lateral relativo (mm)	Desloc. lateral (mm)	Desloc. lateral relativo (mm)
15°	2,97	-	4,68	0,07	3,57	-	6,77	0,08
14°	2,97	0,05	4,61	0,12	3,57	0,05	6,69	0,20
13°	2,92	0,08	4,49	0,16	3,52	0,10	6,49	0,25
12°	2,84	0,11	4,33	0,19	3,42	0,12	6,24	0,31
11°	2,73	0,14	4,14	0,25	3,30	0,16	5,93	0,37
10°	2,59	0,17	3,89	0,28	3,14	0,20	5,56	0,43
9°	2,42	0,20	3,61	0,33	2,94	0,24	5,13	0,49
8°	2,22	0,22	3,28	0,37	2,70	0,27	4,64	0,54
7°	2,00	0,25	2,91	0,41	2,43	0,31	4,10	0,61
6°	1,75	0,28	2,50	0,44	2,12	0,34	3,49	0,64
5°	1,47	0,30	2,06	0,47	1,78	0,37	2,85	0,69
4°	1,17	0,32	1,59	0,49	1,41	0,40	2,16	0,69
3°	0,85	0,33	1,10	0,47	1,01	0,40	1,47	0,65
2°	0,52	0,32	0,63	0,41	0,61	0,37	0,82	0,53
1°	0,20	0,20	0,22	0,22	0,24	0,24	0,29	0,29
Fund.	0	-	0	-	0	-	0	-

1 – Vento atuando paralelamente à maior dimensão em planta do edifício.

2 – Vento atuando perpendicularmente à maior dimensão em planta do edifício.

Semelhantemente aos deslocamentos laterais em cada pavimento, a análise da Tabela 6.10 revela que os deslocamentos laterais relativos na estrutura com concreto leve, também foram sempre maiores que os obtidos na estrutura contendo somente concreto convencional. Porém, em nenhum caso, o limite prescrito pela NBR 6118 foi excedido.

6.3.4 – Coeficiente γ_z

A Tabela 6.11 apresenta os valores do coeficiente γ_z , determinados com base nos resultados dos processamentos das **Estruturas 2A e 2B**. De acordo com a NBR 6118 (2003), a estrutura é considerada de nós fixos quando γ_z for menor ou igual a 1,1. Neste caso, pode-se desprezar os efeitos globais de 2ª ordem, bastando apenas levar em conta os efeitos locais ou localizados de 2ª ordem. Se γ_z for maior que 1,1, os efeitos globais e locais de 2ª ordem devem ser considerados no dimensionamento.

Tabela 6.11 – Estruturas 2A e 2B - Valores do coeficiente γ_z

	Estruturas 2A concreto comum	Estruturas 2B concreto leve	Diferença %
Vento X ¹	1,140	1,171	2,72
Vento Y ²	1,042	1,054	1,15

1 – Vento atuando paralelamente à maior dimensão em planta do edifício.

2 – Vento atuando perpendicularmente à maior dimensão em planta do edifício.

Observa-se novamente que os valores de γ_z , na aplicação do vento X, foram superiores aos valores obtidos quando da atuação do vento Y. Portanto, a análise feita para as **Estruturas 1A e 1B** também se aplica neste caso, devendo-se fazer, também, para estas estruturas, a verificação dos esforços provenientes da ação do vento, nas duas direções.

Os valores calculados de γ_z apresentam uma diferença percentual muito pequena, de no máximo 2,72%, entre as **Estruturas 2A e 2B**. Este resultado indica que o aumento do deslocamento lateral da **Estrutura 2B**, em relação à **Estrutura 2A** (diferença máxima de 20,2% para o vento X e 44,6% para o vento Y), foi devidamente compensado pela redução das cargas verticais da **Estrutura 2B** (redução do peso próprio no concreto leve).

Como os valores de γ_z , na aplicação do vento paralelamente à maior dimensão em planta do prédio (vento X) estão compreendidos entre os limites $1,1 < \gamma_z \leq 1,2$, o valor do carregamento horizontal será multiplicado por γ_z nas combinações de cargas que

incluam o vento agindo nesta direção. Esta multiplicação segue recomendação dos autores do software utilizado neste trabalho.

6.3.5 – Diagramas de Esforço Cortante e Momento Fletor nas Vigas

Para análise dos esforços solicitantes nas vigas das **Estruturas 2A e 2B**, foram selecionadas duas vigas: V14, na periferia do edifício, e V18, na região central perto do poço dos elevadores. Ambas as vigas são paralelas à menor dimensão em planta da edificação. O carregamento considerado incluiu o efeito do vento, na direção da menor dimensão da edificação, como carga acidental secundária, por ser esta a combinação que gerou os maiores esforços. Os diagramas de esforço cortante e momento fletor de cálculo estão mostrados nas figuras 6.17 a 6.24 para os pavimentos de números 2, 6, 10 e 14, permitindo, assim, a visualização da variação dos esforços ao longo dos andares da edificação. Como o software utilizado adota as unidades de tonelada força (tf) e metro (m), os diagramas estão apresentados nestas unidades.

Pode-se observar, nos diagramas de esforço cortante da viga V14, que os valores das forças de corte, para uma mesma seção, são menores na **Estrutura 2B** (contendo concreto leve). A redução média é da ordem de 12%. Na viga V18 ocorre o mesmo, porém, com uma redução um pouco menor: 8%. Estes resultados mostram, também para este caso, que a redução nos valores do esforço cortante não é diretamente proporcional à redução do peso próprio das lajes e vigas, quando do emprego do concreto leve.

Os diagramas de momento fletor para as vigas V14 e V18 indicam, em geral, valores menores na **Estrutura 2B**. Em algumas seções ocorreu o inverso.

Os menores valores de força cortante e de momento fletor irão, seguramente, proporcionar uma redução no consumo de aço nas vigas.

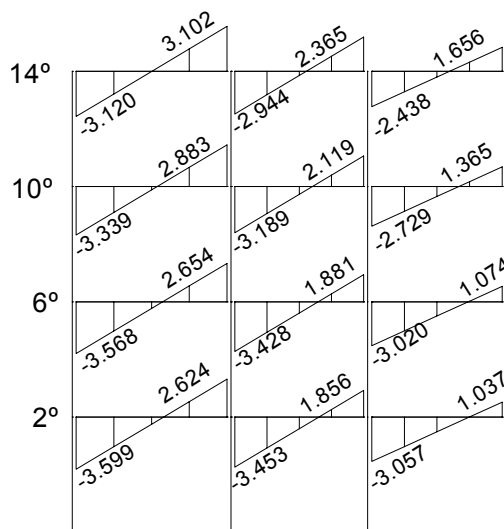


FIGURA 6.17 – Estrutura 2A - Diagrama de esforço cortante para a viga V14

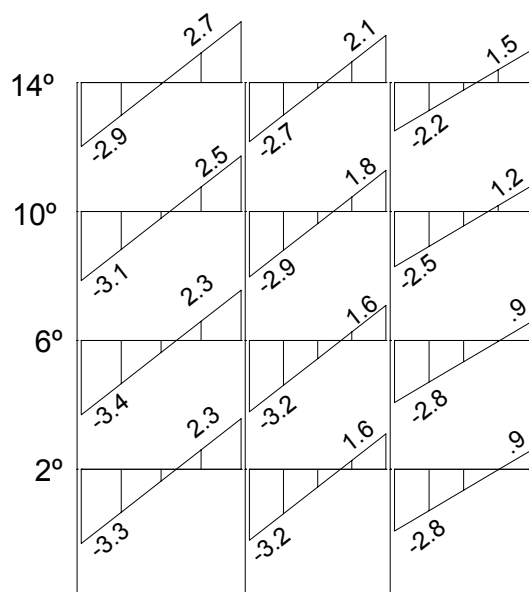


FIGURA 6.18 – Estrutura 2B - Diagrama de esforço cortante para a viga V14

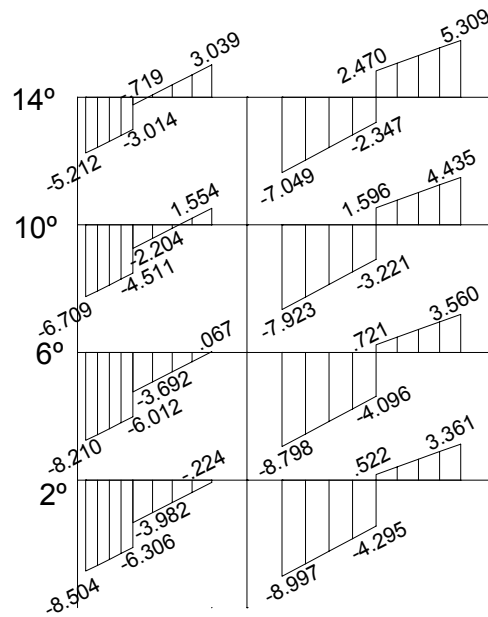


FIGURA 6.19 – Estrutura 2A - Diagrama de esforço cortante para a viga V18

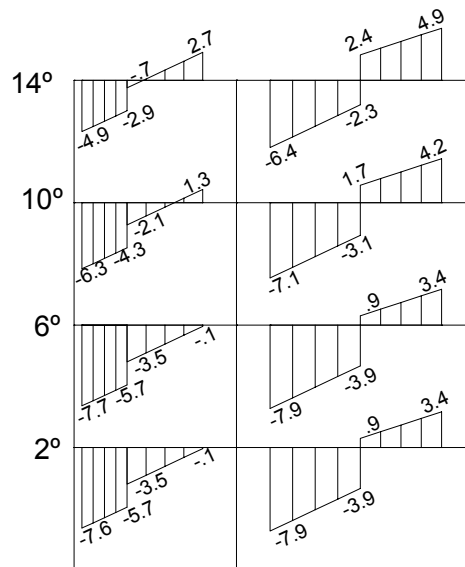


FIGURA 6.20 – Estrutura 2B - Diagrama de esforço cortante para a viga V18

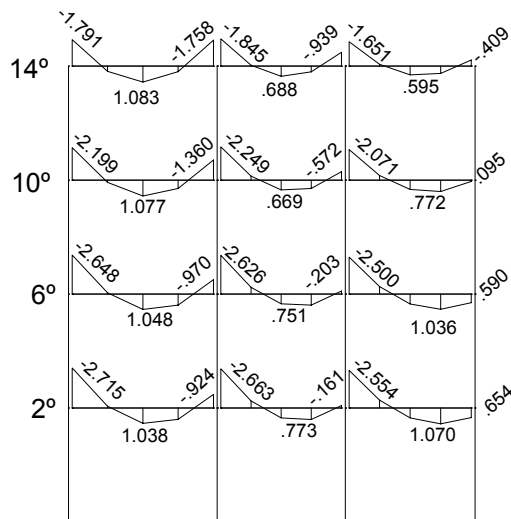


FIGURA 6.21 – Estrutura 2A - Diagrama de momento fletor para a viga V14

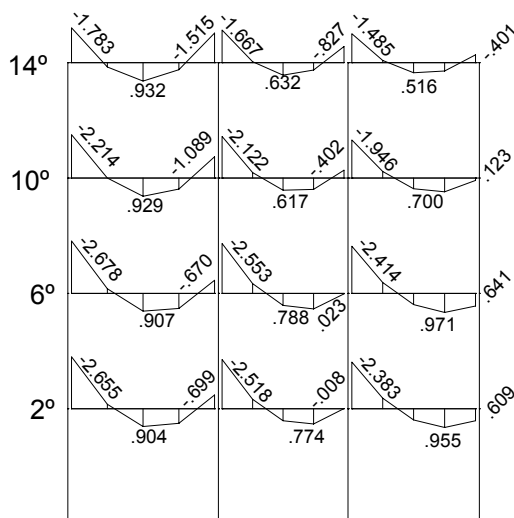


FIGURA 6.22 – Estrutura 2B - Diagrama de momento fletor para a viga V14

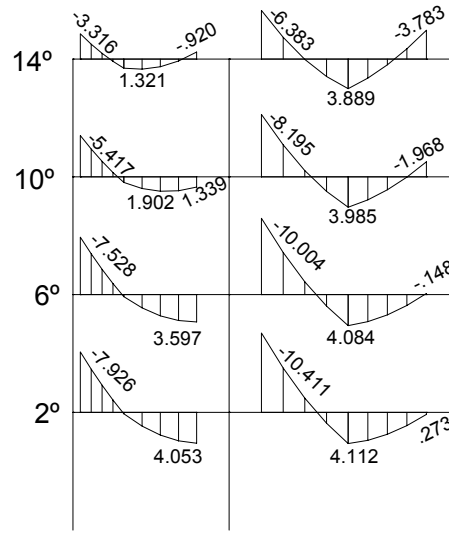


FIGURA 6.23 – Estrutura 2A - Diagrama de momento fletor para a viga V18

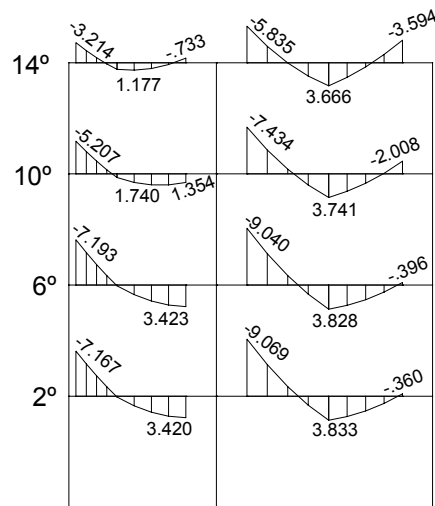


FIGURA 6.24 – Estrutura 2B - Diagrama de momento fletor para a viga V18

A variação dos valores de força cortante e de momento fletor, ao longo da altura do edifício (do 2º pavimento ao 14º), foi praticamente a mesma, tanto na **Estrutura 2A** quanto na **Estrutura 2B**. Portanto, também neste caso, a presença de concreto leve nas lajes e vigas não alterou esta variação.

6.3.6 – Esforços Solicitantes nos Pilares

Dois pilares das **Estruturas 2A e 2B** foram escolhidos para análise dos esforços solicitantes: P10 e P12, ambos no interior do edifício. A maior dimensão destes pilares é paralela à menor dimensão em planta da edificação. O carregamento considerado incluiu o efeito do vento, na direção da menor dimensão da edificação, como carga acidental secundária, por ser esta a combinação que gerou os maiores esforços. Os diagramas de força normal e momento fletor de cálculo estão mostrados nas figuras 6.25 a 6.28, permitindo, assim, a visualização da variação dos esforços ao longo dos andares da edificação. Como o software utilizado adota as unidades de tonelada força (tf) e metro (m), os diagramas estão apresentados nestas unidades.

Pode-se observar, nas figuras 6.25 a 6.28, que houve aumento em até 17% dos valores dos momentos fletores dos pilares da **Estrutura 2B** no nível das fundações. Este acréscimo foi devido à diminuição dos valores de rigidez das vigas executadas com concreto leve.

Pode-se observar, também, nas figuras 6.25 a 6.28, que os pilares da **Estrutura 2B** tiveram a carga vertical reduzida em até 10,4%, sendo 392,6 kN de redução no P10, e 391,3 kN de redução no P12. No entanto, como houve acréscimos nos momentos fletores, só após o processamento das estruturas será possível apurar a soma das armaduras nos pilares, para fazer a comparação das Estruturas 2A e 2B.

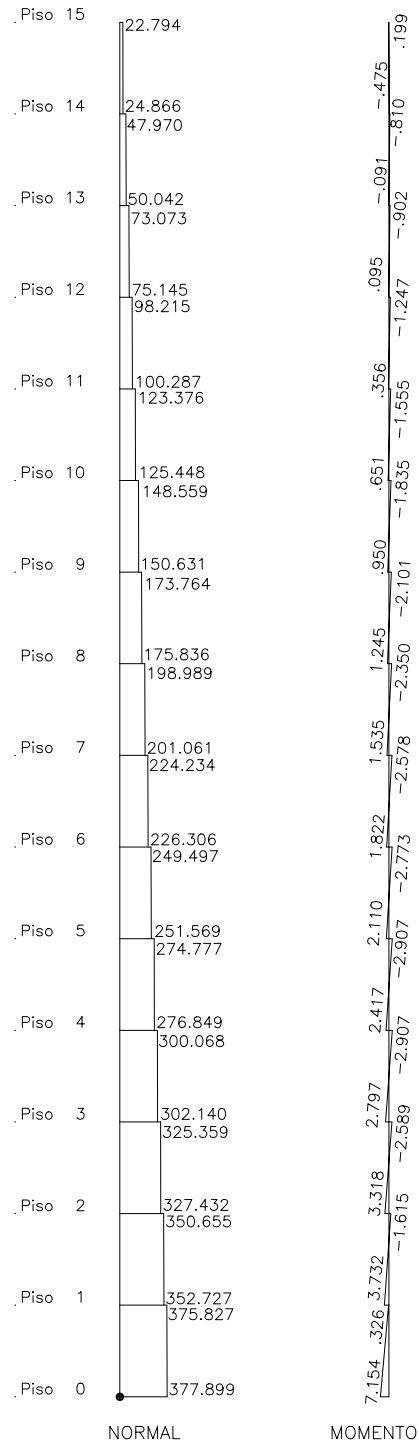


FIGURA 6.25 – Estrutura 2A – Esforços solicitantes para o pilar P10

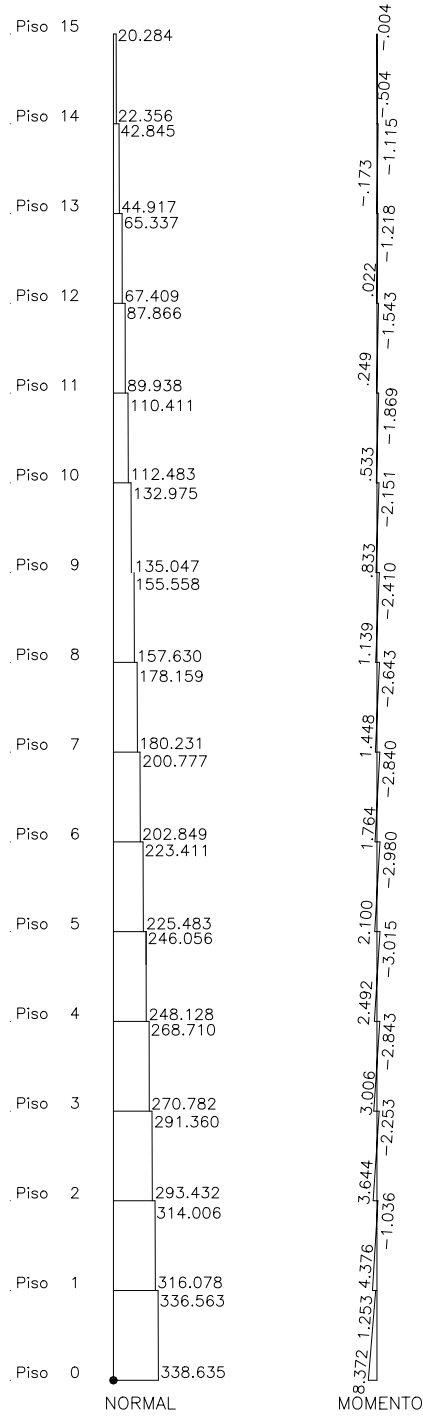


FIGURA 6.26 – Estrutura 2B – Esforços solicitantes para o pilar P10

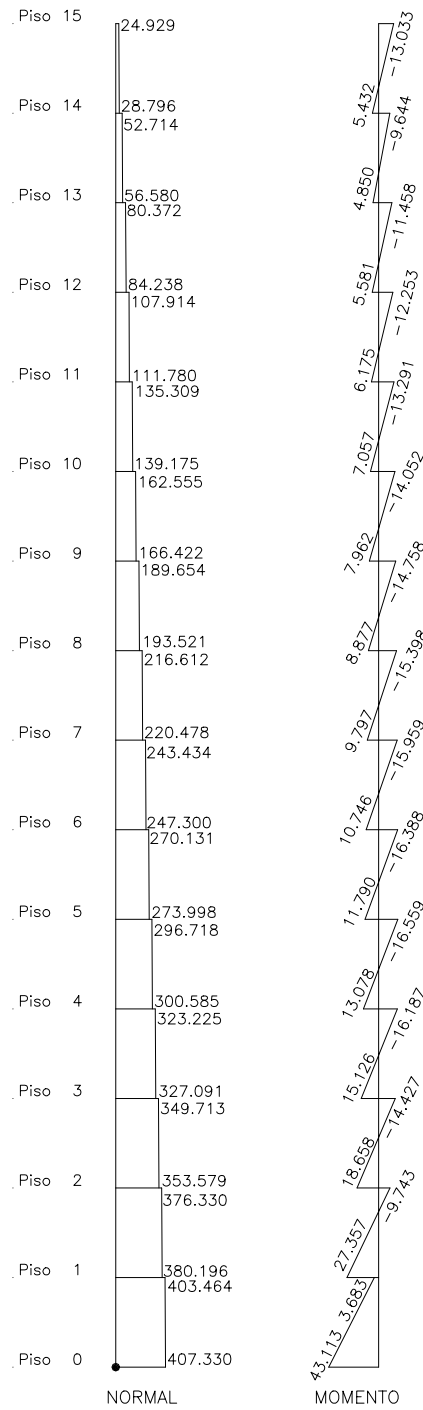


FIGURA 6.27 – Estrutura 2A – Esforços solicitantes para o pilar P12

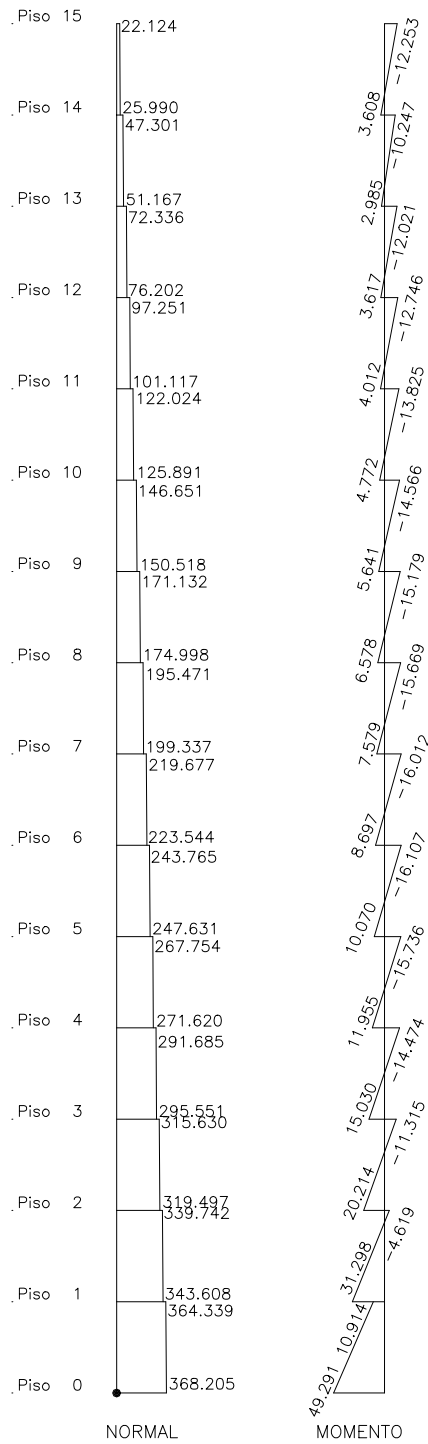


FIGURA 6.28 – Estrutura 2B – Esforços solicitantes para o pilar P12

6.3.7– Distribuição das Forças Horizontais nos Pórticos

A distribuição de forças horizontais nos pórticos, devido à ação do vento, atuando paralelamente à menor dimensão em planta do edifício, está mostrada na Tabela 6.12. Esta distribuição foi calculada com base nas cargas horizontais nas fundações. Apresenta-se somente a distribuição para o vento atuando na direção da menor dimensão em planta da construção, por ser esta a situação que gerou maiores forças.

Tabela 6.12 – **Estrutura 2** - Distribuição de forças horizontais nos pórticos

Pórtico ¹	Estrutura 2A	Estrutura 2B
	concreto comum Força horizontal (kN)	concreto leve Força horizontal (kN)
1 (P23,P17,P9,P1)	18,14	19,12
2 (P24,P18,P10,P2)	45,05	46,45
3 (P25,P19,P11,P3)	33,55	32,57
4 (P26,P12,P4)	234,96	233,65
5 (P27,P13,P5)	234,96	233,65
6 (P28,P20,P14,P6)	33,55	32,57
7 (P29,P21,P15,P7)	45,05	46,54
8 (P30,P22,P16,P8)	18,14	19,12
Carga total	663,40	663,58

1 – A identificação dos pórticos pode ser feita através da Figura 4.4

A análise da tabela indica que os pórticos de mesma numeração tiveram a mesma distribuição das forças horizontais, tanto na estrutura em concreto comum quanto na estrutura contendo concreto leve. A diferença máxima foi de 5,4%. Isto revela que a presença de concreto leve nas lajes e vigas não provocou diferenças significativas na distribuição das forças horizontais, devido ao vento. Outra observação que pode ser feita é que na **Estrutura 2**, mais enrijecida, os pórticos centrais, número 4 e 5, absorveram uma parcela consideravelmente maior da força de vento. A força de vento nestes pilares passou de 117,5 kN, na **Estrutura 1A**, para 234,96 kN, na **Estrutura 2A**. Fato semelhante ocorreu na estrutura contendo concreto leve: a força absorvida pelos pórticos centrais passou de 115 kN, na **Estrutura 1B**, para 233,65 kN na **Estrutura 2B**.

6.3.8 – Esforços Totais na Fundação

Os esforços totais nas fundações para as **Estruturas 2A e 2B** estão indicados nas Tabelas 6.13 e 6.14, e foram calculados adotando a combinação de cargas dada por:

$$F_{\text{ser}} = F_{\text{gk}} + F_{\text{q1k}} + F_{\text{q2k}} \quad , \quad (6.3)$$

onde:

F_{ser} = é o valor característico das ações para as combinações de serviço;

F_{gk} = ações permanentes diretas = peso próprio + revestimento + alvenarias;

F_{q1k} = sobrecarga de utilização, conforme citado no capítulo 4;e

F_{q2k} = ações provenientes do vento, indicadas nas figura 4.14.

A Tabela 6.13 corresponde ao vento atuando paralelamente à maior dimensão em planta da edificação, enquanto que a tabela 6.14 inclui o efeito do vento na direção perpendicular à maior dimensão do prédio. As colunas indicadas com F_{q2k} e $M(F_{\text{q2k}})$ representam os acréscimos de carga vertical e momento na base, devido à ação do vento, sem nenhuma redução. As reduções de cargas nas fundações são geralmente analisadas pelo projetista das fundações, que, na maioria das vezes, é um especialista em Mecânica dos Solos e Fundações, não sendo o profissional que executou o cálculo estrutural da edificação. Essa forma de apresentação dos resultados permite uma melhor compreensão das cargas, possibilitando, assim, fazer uma análise mais adequada do projeto das fundações.

A análise das Tabelas 6.13 e 6.14 revela que a carga vertical total na fundação, para a estrutura contendo concreto leve, foi 9,5% menor, correspondente ao valor de 4743 kN. No caso do edifício em estudo, com 15 andares, esta redução significa 1,5 pavimento, que poderia ser acrescentado na **Estrutura 2B**, mantendo-se a mesma carga na fundação da estrutura contendo somente concreto convencional. Esta redução também pode ser entendida como uma economia no projeto das fundações, reduzindo, por exemplo, o número de estacas, se a opção de projeto for essa.

Tabela 6.13 – **Estrutura 2** - Esforços totais nas fundações – Vento X

Pilar	Estrutura 2A Concreto comum			Estrutura 2B Concreto leve		
	$(F_{gk} + F_{q1k})$ (kN)	F_{q2k} (kN)	$M(F_{q2k})$ (kN. m)	$(F_{gk} + F_{q1k})$ (kN)	F_{q2k} (kN)	$M(F_{q2k})$ (kN. m)
1 = 8	641,8	63,5	± 2,4	601,3	62,0	± 2,6
2 = 7	1472,2	37,0	± 28,3	1331,9	37,9	± 31,6
3 = 6	1824,7	17,9	± 3,7	1639,3	19,2	± 4,1
4	1267,7	48,2	± 18,2	1085,2	40,0	± 20,0
5	1251,1	48,2	± 18,2	1072,4	40,0	± 20,0
9 = 16	777,5	1,6	± 1,2	703,0	1,0	± 1,4
10 = 15	2682,8	7,7	± 3,8	2404,2	5,7	± 4,1
11 = 14	2449,5	51,5	± 8,5	2180,8	51,2	± 9,2
12	3012,7	44,4	± 8,6	2732,5	42,9	± 9,4
13	3037,2	44,4	± 8,6	2804,0	42,9	± 9,4
17 = 22	936,6	84,7	± 2,6	862,1	81,0	± 2,8
18 = 21	2810,8	21,1	± 82,6	2496,7	24,3	± 93,7
19 = 20	1521,4	24,7	± 2,6	1380,2	23,1	± 2,8
23 = 30	486,1	23,4	± 2,1	455,4	28,1	± 2,3
24 = 29	1307,8	31,3	± 2,8	1181,0	30,3	± 3,2
25 = 28	1345,0	4,2	± 3,3	1215,0	3,2	± 3,6
26	2457,0	27,8	± 8,8	2313,9	27,2	± 9,5
27	2433,3	27,8	± 8,8	2318,3	27,2	± 9,5
Carga Total	49971,4			45228,1		

Pode-se observar, também, que os acréscimos de carga vertical nas fundações provenientes da ação do vento, coluna F_{q2k} , são praticamente os mesmos, tanto para a **Estrutura 2A**, quanto para a **2B** contendo concreto leve. Para pilares correspondentes, a diferença mínima foi de 0,30 kN, e a máxima de 31,7 kN.

Com relação aos valores de momento fletor na fundação devido à ação do vento, pode-se notar que, para pilares correspondentes, eles foram sempre maiores na estrutura contendo concreto leve (**Estrutura 2B**). Este fato é devido à menor rigidez das vigas na estrutura em concreto leve, em função do menor módulo de elasticidade deste concreto. Como os pilares possuem a mesma rigidez nas duas estruturas, eles passam a absorver maiores momentos fletores na **Estrutura 2B**, contendo concreto leve. A maior diferença foi de 78 kN.m, correspondente a 19%.

Tabela 6.14 – **Estrutura 2** - Esforços totais nas fundações – Vento Y

Pilar	Estrutura 2A Concreto comum			Estrutura 2B Concreto leve		
	(F _{gk} + F _{q1k}) (kN)	F _{q2k} (kN)	M(F _{q2k}) (kN. m)	(F _{gk} + F _{q1k}) (kN)	F _{q2k} (kN)	M(F _{q2k}) (kN. m)
1 = 8	641,8	71,0	± 7,3	601,3	75,0	± 8,3
2 = 7	1472,2	136,5	± 4,5	1331,9	141,7	± 5,1
3 = 6	1824,7	111,8	± 22,8	1639,3	104,6	± 26,0
4	1267,7	473,6	± 37,8	1085,2	441,9	± 41,4
5	1251,1	473,6	± 37,8	1072,4	441,9	± 41,4
9 = 16	777,5	2,8	± 8,9	703,0	10,2	± 10,2
10 = 15	2682,8	25,1	± 84,0	2404,2	21,9	± 98,7
11 = 14	2449,5	130,4	± 26,0	2180,8	124,4	± 29,6
12	3012,7	172,0	± 455,0	2732,5	179,1	± 533,2
13	3037,2	172,0	± 455,0	2804,0	179,1	± 533,2
17 = 22	936,6	15,2	± 9,0	862,1	9,7	± 10,4
18 = 21	2810,8	43,7	± 11,1	2496,7	34,6	± 12,4
19 = 20	1521,4	218,7	± 13,6	1380,2	218,3	± 15,2
23 = 30	486,1	94,2	± 7,5	455,4	101,2	± 8,7
24 = 29	1307,8	108,3	± 12,8	1181,0	119,0	± 14,8
25 = 28	1345,0	223,1	± 20,2	1215,0	222,8	± 22,9
26	2457,0	273,8	± 409,9	2313,9	243,6	± 487,8
27	2433,3	273,8	± 409,9	2318,3	243,6	± 487,8
Carga Total	49971,4			45228,1		

6.3.9 – Quantitativos de Materiais

A partir dos resultados dos processamentos das **Estruturas 2A e 2B**, foram feitas as envoltórias para detalhamento de cada uma das situações, obtendo-se, então, os quantitativos dos materiais, considerando as lajes, vigas, pilares e escadas de toda a edificação, excetuando-se os quantitativos referentes às fundações. Os valores obtidos estão indicados na Tabela 6.15. Essas envoltórias são feitas de maneira automática pelo software utilizado neste trabalho.

Tabela 6.15 – **Estrutura 2** - Quantitativos de materiais

	Estrutura 2A Concreto comum		Estrutura 2B Concreto leve	
	LAJES	Vol. Concreto	416,10 m ³	Vol. Concreto
Armadura		20520 kg	Armadura	18112 kg
Formas		4238,40 m ²	Formas	4238,40 m ²
VIGAS	Vol. Concreto	145,35 m ³	Vol. Concreto	145,35 m ³
	Armadura	15813 kg	Armadura	14426 kg
	Formas	2801,40 m ²	Formas	2801,40 m ²
PILARES	Vol. Concreto	221,70 m ³	Vol. Concreto	221,70 m ³
	Armadura	25324 kg	Armadura	22712 kg
	Formas	2614,20 m ²	Formas	2614,20 m ²
ESCADAS	Vol. Concreto	24,80 m ³	Vol. Concreto	24,80 m ³
	Armadura	855 kg	Armadura	795 kg
	Formas	100,00 m ²	Formas	100,00 m ²
TOTAL	Vol. Concreto	807,95 m ³	Vol. Concreto	807,95 m ³
	Armadura	62512 kg	Armadura	56045 kg
	Formas	9754,00 m ²	Formas	9754,00 m ²

Como não houve alterações nas dimensões das seções transversais dos elementos resistentes nas duas estruturas, não existem diferenças no consumo de concreto e área de formas. As diferenças ocorrem somente com relação ao consumo de armaduras.

A análise dos resultados indica que, nas lajes em concreto leve, houve uma redução de 2408 kg de armadura, significando 11,73% de economia na armação das lajes. Já nas vigas em concreto leve, a redução de armadura foi de 1387 kg, correspondendo a 8,77% de economia na armação total das vigas.

A **Estrutura 2B**, contendo concreto leve, apresentou cargas verticais nos pilares significativamente menores ($\cong 10\%$) devido à diminuição do peso próprio; porém, houve um acréscimo médio de 14% nos valores dos momentos fletores, no nível das fundações, para a combinação incluindo o vento atuando paralelamente à menor dimensão em planta do edifício. Mesmo assim, os resultados indicam uma redução de aproximadamente 2600 kg de armadura nos pilares desta estrutura, correspondendo a

10,3% do total das armações dos pilares. Também, neste caso, a redução na carga vertical foi mais significativa no dimensionamento das armaduras.

A **Estrutura 2A** apresentou um consumo total de 62512 kg de armadura, enquanto que, para a **Estrutura 2B**, este valor foi de 56045 kg. Portanto, houve uma economia de aproximadamente 6500 kg, na estrutura contendo concreto leve, correspondente a 10,3%.

6.4. – Análise Comparativa entre a Estrutura 1A e a Estrutura 2B

Apresenta-se, neste item, um estudo comparativo entre os resultados obtidos para a **Estrutura 1A** e a **Estrutura 2B**. A **Estrutura 1A** é toda constituída de concreto convencional, onde não há predominância de pilares de grandes dimensões, tendo seus pórticos basicamente a mesma rigidez. Já a **Estrutura 2B** apresenta concreto estrutural leve nas lajes e vigas, e um núcleo central mais enrijecido devido à presença de pilares de grandes dimensões.

6.4.1 – Deslocamentos Laterais

Os deslocamentos laterais das **Estruturas 1A e 2B** estão apresentados nas figuras 6.29 e 6.30. O primeiro gráfico corresponde ao resultado quando o vento atua paralelamente à maior dimensão em planta da edificação (vento X); no segundo estão indicados os resultados para o vento atuando perpendicularmente à maior dimensão em planta da edificação (vento Y). Os valores dos deslocamentos laterais máximos no topo da edificação estão mostrados na Tab. 6.16.

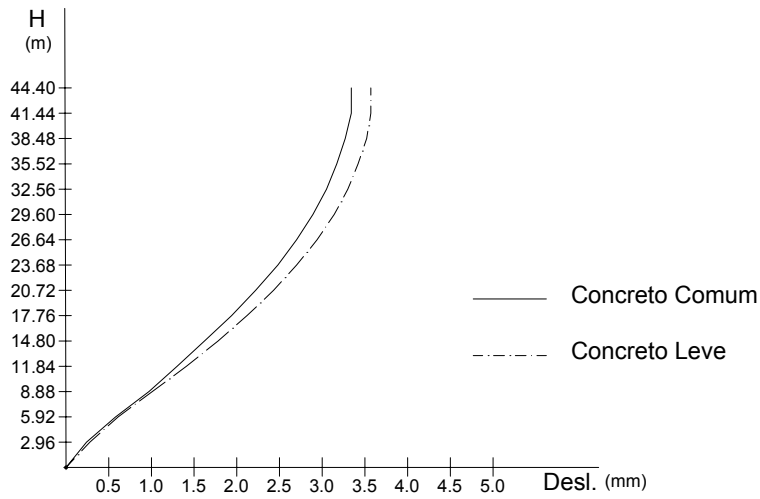


FIGURA 6.29 – Estruturas 1A e 2B - Deslocamentos horizontais - vento X

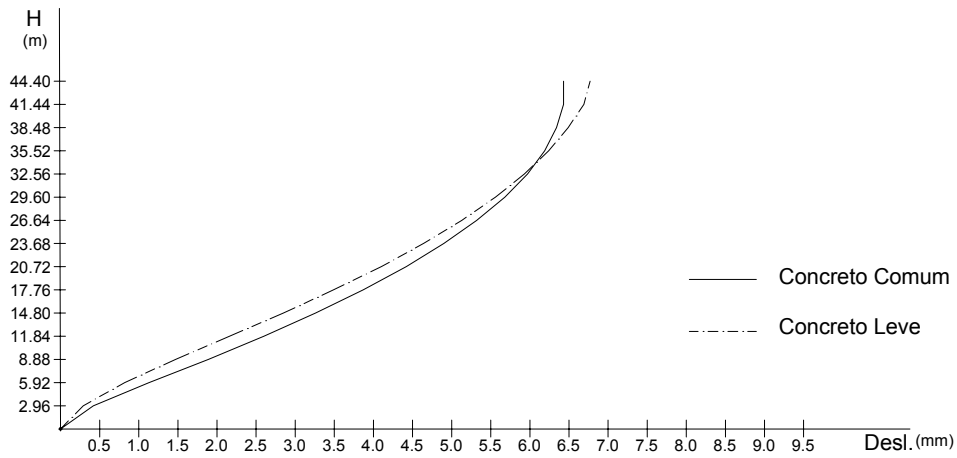


FIGURA 6.30 – Estruturas 1A e 2B - Deslocamentos horizontais - vento Y

Pode-se observar que, com o enrijecimento feito na **Estrutura 2B**, contendo concreto leve, os deslocamentos laterais diminuíram sensivelmente, sendo os valores máximos, independentemente da direção do vento, praticamente iguais aos respectivos valores na **Estrutura 1A**, com uma diferença máxima de 6,9%.

Tabela 6.16 - Estruturas 1A e 2B – Deslocamentos laterais máximos

	Estruturas 1A (concreto comum)	Estruturas 2B (concreto leve)	Diferença %
	Deslocamento lateral (mm)	Deslocamento lateral (mm)	
Vento X ¹	3,34	3,57	6,9
Vento Y ²	6,43	6,77	5,3

1 – Vento atuando paralelamente à maior dimensão em planta do edifício.

2 – Vento atuando perpendicularmente à maior dimensão em planta do edifício.

6.4.2 – Coeficiente γ_z

A Tabela 6.17 apresenta os resultados do coeficiente γ_z para as **Estruturas 1A e 2B**, permitindo, assim, uma melhor visualização dos mesmos.

Tabela 6.17 - Estruturas 1A e 2B – Valores do coeficiente γ_z

	Estruturas 1A (concreto comum)	Estruturas 1B (concreto leve)	Diferença %
	Vento X ¹	$\gamma_z = 1,156$	
Vento Y ²	$\gamma_z = 1,069$	$\gamma_z = 1,054$	- 1,4

1 – Vento atuando paralelamente à maior dimensão em planta do edifício.

2 – Vento atuando perpendicularmente à maior dimensão em planta do edifício.

Pode-se observar que, tanto para o vento X, quanto para o vento Y, os valores de γ_z são praticamente iguais. Para o vento Y, o valor de γ_z foi, inclusive, maior na **Estrutura 1A** em relação a **Estrutura 2B** contendo concreto leve, evidenciando o efeito do enrijecimento dado a esta última estrutura.

6.4.3 – Cargas Verticais na Fundação

A Tabela 6.18 apresenta os resultados das cargas verticais na fundação para as **Estruturas 1A e 2B**. Estas cargas verticais devem-se à combinação do peso próprio com o revestimento e com a sobrecarga.

Tabela 6.18 - Estruturas 1A e 2B – Cargas verticais na fundação

	Estruturas 1A (concreto comum) Carga vertical total (kN)	Estruturas 2B (concreto leve) Carga vertical total (kN)	Diferença %
	49194	45228	8,06

Pode-se observar que, mesmo com o aumento das seções transversais dos pilares do núcleo central, a **Estrutura 2B**, contendo concreto leve, ainda apresentou uma redução de cargas na fundação, de aproximadamente 4000 kN, equivalentes a 8,06%.

6.4.4 – Quantitativos de Materiais

A Tabela 6.19 apresenta os quantitativos de materiais obtidos para as **Estruturas 1A e 2B**, permitindo, assim, que uma comparação entre eles seja feita.

Pode-se observar que, com o aumento das seções transversais dos pilares do núcleo central, a **Estrutura 2B**, contendo concreto leve, consumiu 40 m³ a mais de concreto em relação à **Estrutura 1A**. Este aumento de consumo é devido aos pilares, e corresponde a 5% do volume total de concreto gasto.

A análise dos quantitativos de materiais revela, por outro lado, uma redução significativa no consumo de armadura para a **Estrutura 2B**, contendo concreto leve. A redução de gasto nas vigas foi de 3266 kg, equivalentes a 18,5%. Nos pilares, esta redução foi ainda maior: 5530 kg, correspondentes a 19,65%. No total, o gasto de armadura na **Estrutura 1A** foi de 67309 kg, enquanto na **Estrutura 2B** este valor chegou a 56045 kg, indicando uma redução de 11264 kg, equivalentes a 16,7% de economia de armadura na edificação.

Tabela 6.19 – Estruturas 1A e 2B - Quantitativos de materiais

	Estrutura 1A Concreto comum		Estrutura 2B Concreto leve	
	LAJES	Vol. Concreto	416,10 m ³	Vol. Concreto
Armadura		20520 kg	Armadura	18112 kg
Formas		4238,40 m ²	Formas	4238,40 m ²
VIGAS	Vol. Concreto	147,15 m ³	Vol. Concreto	145,35 m ³
	Armadura	17692 kg	Armadura	14426 kg
	Formas	2836,50 m ²	Formas	2801,40 m ²
PILARES	Vol. Concreto	179,40 m ³	Vol. Concreto	221,70 m ³
	Armadura	28242 kg	Armadura	22712 kg
	Formas	2231,55 m ²	Formas	2614,20 m ²
ESCADAS	Vol. Concreto	24,80 m ³	Vol. Concreto	24,80 m ³
	Armadura	855 kg	Armadura	795 kg
	Formas	100,00 m ²	Formas	100,00 m ²
TOTAL	Vol. Concreto	767,45 m ³	Vol. Concreto	807,95 m ³
	Armadura	67309 kg	Armadura	56045 kg
	Formas	9406,45 m ²	Formas	9754,00 m ²

6.5. – Custos para as Estruturas 1A, 1B, 2A e 2B

Os custos das estruturas foram avaliados com base em pesquisa de preço realizada por uma empresa especializada em orçamento e acompanhamento de obras. Na composição de preço estão incluídos os custos dos materiais (concreto, aço e madeira), bem como da mão de obra necessária ao lançamento do concreto, ao dobramento e colocação do aço, e ao corte e montagem das formas. Os valores obtidos, correspondentes ao mês de novembro de 2003 na região metropolitana de Belo Horizonte, foram:

- Concreto Convencional: R\$ 210,00 / m³
- Concreto Leve: R\$ 235,00 / m³
- Fôrmas: R\$ 19,00 / m²
- Aço: R\$ 2,78 / kg

Com base nos preços mencionados e nos quantitativos de materiais indicados nas tabelas 6.8 e 6.15, os custos para as **Estruturas 1A e 1B** e para as **Estruturas 2A e 2B** estão apresentados, respectivamente, nas tabelas 6.20 e 6.21.

Tabela 6.20 – Custo das Estruturas 1A e 1B (em reais)

Estrutura	Concreto	Fôrma	Aço	Total
1A	161.164,50	178.722,55	187.119,02	527.006,07
1B	175.865,75	178.722,55	167.731,30	522.319,60

Tabela 6.21 – Custo das Estruturas 2A e 2B (em reais)

Estrutura	Concreto	Fôrma	Aço	Total
2A	169.669,50	185.326,00	173.783,36	528.778,86
2B	184.325,75	185.326,00	155.805,10	525.456,85

A tabela 6.22 apresenta o estudo comparativo de custos entre a **Estrutura 1A** (estrutura original em concreto comum) e a **Estrutura 2B** (estrutura enrijecida em concreto leve). A inclusão do preço das alvenarias no custo da **Estrutura 1A** se deve ao fato de que, os pilares desta estrutura têm seções transversais menores em relação à **Estrutura 2B**, e neste caso, suas áreas de alvenaria são, portanto, maiores.

Tabela 6.22 – Custo das Estruturas 1A e 2B (em Reais)

Estrutura	Concreto	Fôrmas	Aço	Alvenaria*	Total
1A	161.164,50	178.722,55	187.119,02	5.244,00	532.250,07
2B	184.325,75	185.326,00	155.805,10	-	525.456,85

*- acréscimo de alvenaria na Estrutura 1A em relação à 2B

Os resultados apresentados dos custos revelam que a utilização do concreto estrutural leve nas edificações é viável, pois o custo final da estrutura ficou, em todos os casos, ligeiramente menor quando se utilizou este tipo de concreto nas lajes e vigas. É importante frisar que nesta análise não foi considerada a redução de custos nas

fundações em função da diminuição das cargas. Com esta redução, o uso do concreto estrutural leve ficará ainda mais competitivo.

7

Conclusões e Recomendações

7.1 – Considerações Iniciais

O objetivo principal deste trabalho foi realizar um estudo comparativo entre a utilização dos concretos convencional e leve nos elementos horizontais, lajes e vigas, das estruturas de edifícios. Porém, em todos os casos, os pilares são em concreto convencional. Foram feitas comparações do comportamento estrutural, do consumo de materiais e de custos a partir dos resultados da análise e do dimensionamento realizados para dois modelos adotados para um mesmo edifício real de 15 pavimentos. No primeiro modelo, denominado **Estrutura 1**, não há predominância de pilares de grandes dimensões, tendo pórticos com valores de rigidez próximos. No outro modelo (**Estrutura 2**), pilares de grande rigidez são utilizados no núcleo da caixa de escada e do poço de elevadores do edifício.

Em todas as análises dos edifícios, foi adotado um modelo de pórtico espacial, visto ser este modelo o que mais se aproxima do funcionamento real da estrutura. O software empregado nos processamentos foi o da TQS Informática – CAD/Formas e CAD/Vigas versão 7.0.

Uma caracterização do concreto estrutural leve também foi feita, dando ênfase aos materiais constituintes e às propriedades reológicas e mecânicas, com destaque especial à resistência à compressão e ao módulo de elasticidade.

7.2 – Conclusões

As conclusões deste trabalho estão intimamente ligadas às hipóteses empregadas na análise e dimensionamento das estruturas dos edifícios estudados, hipóteses estas relacionadas nos itens seguintes:

- os edifícios analisados se localizam na cidade de Belo Horizonte, onde a velocidade básica do vento é de 30 m/s;
- em cada modelo estrutural analisado, as dimensões das lajes e vigas são iguais independentemente do material utilizado, concreto convencional ou concreto estrutural leve, e em todos os níveis ao longo da altura dos edifícios;
- em cada modelo estrutural analisado, as dimensões dos pilares são iguais em todos os andares;
- em todos os edifícios analisados, os pilares são em concreto armado convencional;
- para o concreto armado convencional, foi utilizado um peso específico de 25 kN/m³, e uma resistência característica à compressão de 20 MPa;
- os agregados empregados na fabricação do concreto leve, são areia natural e argila expandida;
- para o concreto armado leve, foi utilizado um peso específico de 17,4 kN/m³, e uma resistência característica à compressão de 20 MPa;
- nos processamentos realizados, foram adotadas, para todos os modelos, as combinações de carga e os fatores de majoração e minoração de resistência preconizados pela NBR 6118 (2003);
- no dimensionamento dos elementos em concreto estrutural leve foi realizada uma adequação dos critérios da NBR 6118 (2003), com base nas prescrições normativas do EUROCODE 2 (1999), do ACI 318 (1999) e do ACI 213 (1999), visto que não existe norma brasileira específica para este tipo de material; e
- os custos das estruturas foram avaliados com base em pesquisas de preço, para a região metropolitana de Belo Horizonte, correspondente ao mês de novembro de 2003.

Com base nas análises desenvolvidas no Capítulo 6, chegou-se às seguintes conclusões:

7.2.1 – Módulo de Elasticidade Estático Secante

O valor do módulo de elasticidade estático secante do concreto leve é menor em relação ao valor do módulo do concreto convencional, conforme resultados experimentais obtidos por CASTRO (1971), LEVI (1974), CLÍMACO (1975), e GOMES (2001). Em geral, o módulo de elasticidade do concreto leve varia entre 50 e 70% do valor correspondente ao concreto convencional. As expressões preconizadas pelo ACI-318 (1999) e pelo EUROCODE 2 (1999), para determinação do valor do módulo de elasticidade do concreto leve, apresentam boa correlação com os resultados experimentais. Neste estudo foi empregada a relação proposta pelo ACI 318.

7.2.2 – Deslocamentos nos Edifícios contendo Concreto Estrutural Leve

Lajes e vigas

As flechas diferidas no tempo das lajes e vigas projetadas com concreto leve foram sempre maiores em relação aos valores encontrados para as mesmas peças em concreto armado convencional. As diferenças máximas obtidas foram de 39% e de 25% para as lajes e vigas, respectivamente. O menor valor do módulo de elasticidade do concreto leve é a razão para este fato. Porém, em nenhum caso, os valores de flecha calculados excederam os limites prescritos pela NBR 6118 (2003).

Deslocamento Lateral

Os edifícios com lajes e vigas em concreto leve apresentaram valores de deslocamento lateral, no topo, sempre maiores em relação aos valores encontrados para os prédios contendo apenas concreto armado convencional. A diferença máxima obtida foi de 45%. Mesmo assim, os valores calculados para as estruturas com concreto leve estiveram sempre bem abaixo dos limites prescritos pela NBR 6118 (2003), tanto para

deslocamento lateral máximo quanto para deslocamentos relativos entre dois andares consecutivos.

7.2.3 – Coeficiente γ_z

Os resultados obtidos após o processamento das estruturas estudadas revelaram que os valores de γ_z , na aplicação do vento X (paralelo à maior dimensão em planta do edifício), sempre foram maiores do que os valores de γ_z , na aplicação do vento Y, significando que as estruturas projetadas são mais sensíveis na direção paralela à maior dimensão em planta do edifício.

Este fato revela, primeiramente, a necessidade obrigatória de se fazer a verificação dos esforços provenientes da ação do vento, nas duas direções. Em segundo lugar, sempre que possível, elementos com maior rigidez devem ser também alocados paralelamente à maior dimensão em planta de um edifício, de modo a reduzir o efeito do momento provocado pelas cargas verticais, quando da atuação do vento paralelamente a esta dimensão do prédio. Uma outra alternativa a ser implementada, desde que permitida no projeto arquitetônico, é interligar os pilares com elementos de vigas, evitando-se assim, as rótulas nas ligações dos pilares, tornando os pórticos mais rígidos.

7.2.4 – Esforços Solicitantes nos Elementos Estruturais

Vigas

Os valores das forças cortantes, para uma mesma seção, foram menores nas **Estruturas 1B e 2B** (contendo concreto leve), em relação às **Estruturas 1A e 2A** (contendo concreto comum), respectivamente, tendo a redução uma média de 11%. Já para os momentos, os diagramas mostraram, que nas estruturas em concreto leve, os momentos fletores, em geral, foram menores nestas estruturas, quando comparadas com as estruturas em concreto convencional, ocorrendo poucos locais onde os momentos tiveram pequenos acréscimos. Estes resultados mostraram que a variação nos valores

destes esforços não foi diretamente proporcional à redução do peso próprio das lajes e vigas, quando do emprego do concreto leve.

Pilares

Os pilares das **Estruturas 1B e 2B** tiveram, no nível das fundações, acréscimos de momentos fletores da ordem de 13%, em relação às **Estruturas 1A e 2A**, respectivamente, devido à diminuição dos valores de rigidez das vigas executadas com concreto leve. Em contrapartida, no que se refere às cargas verticais, todos os pilares das estruturas em concreto leve tiveram redução de cargas, sendo esta redução da ordem de 9%.

7.2.5 – Carregamento nas Fundações

As cargas verticais na fundação de todas as estruturas analisadas, contendo concreto estrutural leve, foram menores em relação às estruturas semelhantes em concreto convencional. A redução média foi de aproximadamente 9%, correspondente a uma carga de 4390 kN. Como os edifícios em estudo possuem 15 andares, essa redução significa que, em média, 1,5 pavimentos poderiam ser acrescentados, mantendo-se a mesma carga na fundação da estrutura contendo somente concreto convencional. Esta redução também pode ser entendida como uma economia no projeto das fundações, reduzindo, por exemplo, o número de estacas, se a opção de projeto for essa.

7.2.6 – Quantitativos de Materiais

Lajes e vigas

Como as dimensões das lajes e vigas foram iguais, independentemente do tipo de concreto utilizado, o consumo de concreto foi sempre o mesmo para cada modelo estrutural analisado. Porém, o consumo de aço foi sempre menor nas lajes e vigas fabricadas com concreto leve. A redução foi de aproximadamente, 12% nas lajes, e de

9% nas vigas. Estes resultados mostram que a redução no consumo de aço não é diretamente proporcional à redução do peso próprio das lajes e vigas, quando do emprego do concreto leve. O concreto leve armado deste estudo apresenta um peso específico 30% menor em relação ao concreto armado convencional.

Os resultados do consumo de armadura das vigas da **Estrutura 1A** (menos rígida), em concreto convencional, em relação à **Estrutura 2B** (mais rígida), contendo concreto leve nas lajes e vigas, indicam uma economia de 18,5% desta última em relação à primeira.

Pilares

Como as dimensões dos pilares, para cada modelo estrutural analisado, eram iguais, independentemente do tipo de concreto utilizado, o consumo de concreto neles foi sempre o mesmo. Porém, o consumo de aço nos pilares foi sempre menor nas estruturas contendo concreto leve nas lajes e vigas. Em média, houve uma redução de 10% no gasto de aço. Este resultado indica que a redução no consumo de aço nos pilares não é diretamente proporcional à redução do peso próprio das lajes e vigas, quando do emprego do concreto leve.

Os resultados do consumo de aço dos pilares da **Estrutura 1A** (menos rígida), em concreto convencional, em relação à **Estrutura 2B** (mais rígida), contendo concreto leve nas lajes e vigas, indicam uma economia de aproximadamente 20 % desta última em relação à primeira. Porém, os pilares da **Estrutura 2** consumiram 5% a mais de concreto.

Consumo total de aço

Os resultados do consumo total de aço, para cada modelo estrutural analisado, indicam uma economia de aproximadamente 10 %, quando concreto estrutural leve foi utilizado nas lajes e vigas. Esta economia sobe para 17% quando a comparação é feita entre a

Estrutura 1A, em concreto convencional, e a **Estrutura 2B** (mais rígida), contendo concreto leve nas lajes e vigas

7.2.7 – Enrijecimento da Estrutura

Com o enrijecimento da estrutura através do aumento da rigidez dos pórticos localizados nas regiões dos elevadores e da caixa de escada, o modelo contendo concreto leve nas lajes e vigas apresentou valores de deslocamentos laterais da mesma ordem de grandeza do modelo em concreto convencional, sem a presença de pilares de grandes dimensões. Além disso, o menor peso próprio das lajes e vigas provocou reduções significativas, tanto no consumo de armadura ($\cong 17\%$ menor) quanto na magnitude das cargas na fundação ($\cong 10\%$ menor). Estes resultados conferem viabilidade no emprego do concreto leve nos elementos horizontais das estruturas de edifícios.

7.2.8– Conclusão final

Os resultados obtidos nas estruturas analisadas comprovaram que a utilização do concreto estrutural leve nas edificações é viável, pois o custo final da obra, levando em consideração a redução de cargas nas fundações, pode ser diminuído ainda mais, tornando o uso do concreto estrutural leve altamente competitivo. Em edificações com maior número de andares, esta redução de custos torna-se mais evidenciada, pois a diminuição de cargas nas fundações atinge valores mais expressivos. Entretanto, devem ser tomados os devidos cuidados na verificação dos deslocamentos laterais destas estruturas mais altas, usando-se inclusive, o recurso de enrijecer a estrutura, tornando-a mais competitiva.

7.3 – Sugestões para Estudos Futuros

Para que se possa ampliar os conhecimentos obtidos neste trabalho, é necessário que se façam análises e dimensionamentos de outros edifícios com diferentes tipologias, para se confirmar o resultado obtido, de que, com o enrijecimento das edificações, uma economia bastante significativa pode ser conseguida com o uso do concreto leve nas lajes e vigas.

Outra sugestão a ser feita é com respeito à fluência, pois, observou-se, nas bibliografias, poucos resultados de ensaios que possam comprovar os valores finais da deformação, devido à fluência das peças executadas com concreto estrutural leve.

BIBLIOGRAFIAS E REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI, COMMITTEE 211 (1990),
-Standard Practice for Selecting Proportions for Lightweight Concrete ACI 211.22,
ACI Materials Journal, Vol. 87, N° 4, Nov-Dec. P.638-651.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI, COMMITTEE 213 (1999),
-Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete. ACI 213R-87 (reapproved
1999), Farmington Hills, EUA, 27p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI, COMMITTEE 318 (1999),
-Building Code Requirements for Reinforced Concrete. ACI 318-99. Detroit.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM C 330 (1991),
-Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete, ASTM
Standards. Philadelphia.

ARAÚJO, J.M (2003) – *Curso de Concreto Armado – Vol 2,* Editora Dunas, Rio Grande – RS.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1969) – ABNT. *EB-230*
-Agregados Leves para Concreto Estrutural – 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980) – ABNT. *NBR 6120*
-Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações – novembro, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980) – ABNT. *NBR 6123*
-Forças devidas ao vento em Edificações – Procedimento - novembro, 84p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1996) – ABNT. *NBR 7480*
-Barras e Fios de Aço Destinados a Armadura para Concreto Armado –Especificação,
fevereiro, 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003) – ABNT. *NBR 6118*
-Projeto de Estruturas de Concreto Armado – Procedimento - março, 170p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003) – ABNT. *NBR 8681*
-Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento - março, 15p.

CASTRO, N. (1971) – *Resistência ao esforço Cortante no Concreto Leve* – Dissertação
de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 110p.

CLÍMACO, J.C.T. (1975) – *Resistências ao Esforço Cortante em Vigas Curtas de*
Concreto Leve sem Armadura Transversal – Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ,
Rio de Janeiro, 84p.

EUROCODE 2 (1999) – *Design of Concrete Structures*, European Prestandard,
Brussels, Belgium, Dezembro, 225p.

EVANGELISTA, A.C.J. (1996) – *Produção e Propriedades de Concretos Leves de Alta*
Resistência – Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 141p.

GOMES, L.C. (2001) – *Estudo do Sistema de Lajes Mistas com Fôrmas de Aço*
Incorporada Empregando Concreto Estrutural Leve – Dissertação de Mestrado, Escola
de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte, 165p.

HANSON, J.A. (1961) – *Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Concrete*. Portland Cement Association-Research and Development Laboratories, Bulletin D50, 39p.

LEONHARDT, F. e MONNING, E. (1979) – *Construções de Concreto, Volume 2*, Editora Interciência, Cap 7: *Concreto Leve para Estruturas*.

LEVI, A.C. (1974) – *Estudo da Flexão em Vigas de Concreto Leve Armado* – Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 94p.

MAZZILLI, A.R.P. (1995) – *Influência da Flexibilidade das Vigas e das Lajes nos Esforços das Estruturas em Concreto Armado* – Escola Politécnica – USP, São Paulo.

MEHTA, P.K. e MONTEIRO, P.J.M. (1994) – *Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais*, Editora PINI, Cap6: *Agregados Leves*, Cap11: *Avanços em Tecnologia do Concreto*.

NEVILLE, A.M. (1997) – *Propriedades do Concreto*, Editora PINI, 2ª Edição, Cap6: *Concretos com propriedades Especiais*.

BELLONI PEREZ, G. (1999) – *Análise Comparativa de Modelos do Sistema Estrutural de um Edifício de Andares Múltiplos em Concreto Armado* – Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte, 171p.

ROSSO, T. (1973) – *Classificação e Características Gerais dos Concretos Leves e Aplicações na Construção Civil*, IBRACON: Colóquio sobre Concretos Leves, São Paulo, 83p.

SOBRAL, H.S. (1987) – *Concretos Leves: Tipos e Comportamento Estrutural*, Estudo Técnico N° 86, ABCP, São Paulo, 51p.

SÜSSEKIND, J.C. (1980) – *Curso de Concreto – Vol I*, Editora Globo, Porto Alegre.

TQS INFOMÁTICA (1998) – *Cad/Formas e Cad/Vigas* , Manuais de Referência, Rua Pinheiros, 706 – Pinheiros, São Paulo.

VASCONCELOS, A.C. (1973) – *Cálculo Estrutural de Concretos Leves de Argila Expandida*, IBRACON: Colóquio sobre Concretos Leves, São Paulo, 13p.

Apêndice A

Cálculo da ação do vento no edifício em estudo

De acordo com a NBR 6123 (1980), o carregamento devido à ação do vento é determinado considerando-se, para cada direção de atuação do mesmo, uma força de arrasto, em cada pavimento do edifício. Esta força de arrasto F_a é calculada pela seguinte expressão:

$$F_a = C_a \times q \times A \quad (A.1)$$

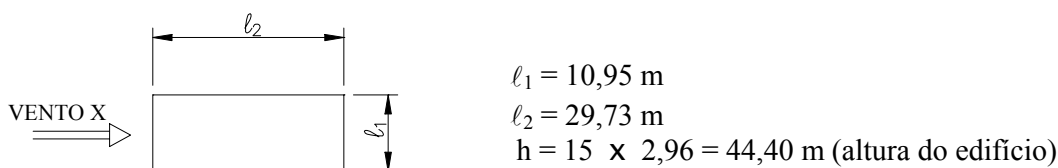
Onde:

C_a = coeficiente de arrasto;

q = pressão dinâmica do vento, correspondente à velocidade característica do vento V_k para a região da edificação; e

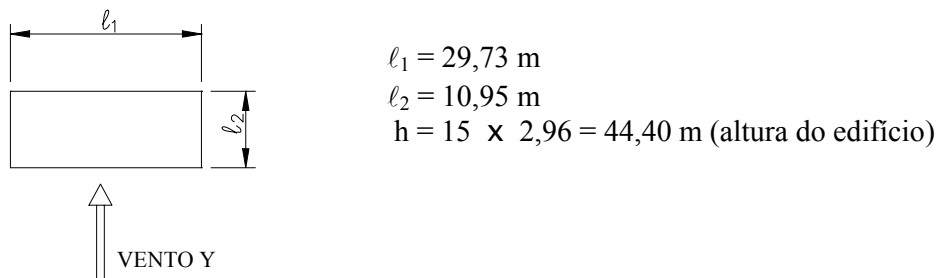
A = área frontal efetiva (área de fachada por pavimento).

O coeficiente de arrasto C_a é obtido com base na figura 4 da NBR 6123. Para o vento atuando na direção X (direção perpendicular à menor dimensão em planta da construção) do edifício em estudo, teremos:



Para $l_1 / l_2 = 0,37$ e $h / l_1 = 4,05 \Rightarrow C_a = 0,87$.

Para o vento atuando na direção Y (direção perpendicular à maior dimensão em planta da construção) do edifício em estudo, teremos:



Para $l_1 / l_2 = 2,72$ e $h / l_1 = 1,50 \Rightarrow C_a = 1,37$.

A velocidade característica do vento V_k é calculada pela seguinte expressão:

$$V_k = S_1 \times S_2 \times S_3 \times V_0 \quad (\text{A.2})$$

onde:

S_1 = fator topográfico, em terreno plano pode ser adotado igual a 1,0;

S_2 = fator de rugosidade, que considera a influência da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e de sua altura sobre o terreno;

S_3 = fator estatístico, para edificações residenciais, pode ser igual a 1,0; e

V_0 = velocidade básica do vento, que para Belo Horizonte é de 30 m/s.

O fator de rugosidade S_2 é dado por:

$$S_2 = b \times F_r \times (z / 10)^p \quad (\text{A.3})$$

Como a edificação em estudo está localizada na região central de uma grande cidade, ela é classificada, de acordo com a NBR 6123, na categoria V e classe B, visto que a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal está entre 20 e 50 m. Na tabela 1 desta norma, obtêm-se os valores de $b = 0,73$, $p = 0,16$ e $F_r = 0,98$ (fator de rajada).

Conseqüentemente S_2 fica igual a:

$$S_2 = 0,73 \times 0,98 \times (z/10)^{0,16} \quad (\text{A.4})$$

sendo z igual à cota em relação à fundação do edifício. Na categoria V, o fator S_2 é considerado constante até a cota 10 m de altura acima da fundação.

Portanto, a velocidade característica do vento V_k fica dada por:

$$V_k = 1,0 \times S_2 \times 1,0 \times 30 = 30 \times S_2 \quad (\text{A.5})$$

A pressão dinâmica do vento q é calculada pela seguinte expressão:

$$q = (V_k)^2 / 16 \quad (\text{A.6})$$

Considerando o “pé-direito” de 2,96m de eixo a eixo de laje (pavimento), a área frontal efetiva para cada pavimento é igual a:

- vento na direção X: $\Rightarrow A = 10,95 \times 2,96 = 32,41 \text{ m}^2$; e
- vento na direção Y: $\Rightarrow A = 29,73 \times 2,96 = 88,00 \text{ m}^2$.

Portanto, a força de arrasto F_a , em cada direção do vento, fica dada por:

$$\text{Vento na direção X: } F_a = 0,87 \times 32,41 \times (30 \times S_2)^2 / 16 \quad (\text{em kgf}); \quad (\text{A.6})$$

$$\text{Vento na direção X: } F_a = 1,37 \times 88,00 \times (30 \times S_2)^2 / 16 \quad (\text{em kgf}) \quad (\text{A.7})$$

com S_2 dado pela equação A.4

A tabela A.1 apresenta os valores das forças de arrasto obtidas após a aplicação do vento em cada pavimento da estrutura nas direções X e Y.

Tabela A.1 –Forças de arrasto na estrutura para vento nas direções X e Y.

					Vento na direção X	Vento na direção Y
Pavimento	Cota z (m)	Fator S_2	V_k (m/s)	q (kg/m ²)	F_a (tf)	F_a (tf)
1°	1,48	0,72	21,60	29,160	0,822	3,515
2°	4,44	0,72	21,60	29,160	0,822	3,515
3°	7,40	0,72	21,60	29,160	0,822	3,515
4°	10,36	0,72	21,60	29,160	0,822	3,515
5°	13,32	0,75	22,50	31,640	0,892	3,815
6°	16,28	0,77	23,10	33,350	0,940	4,021
7°	19,24	0,80	24,00	36,000	1,015	4,340
8°	22,20	0,82	24,60	37,820	1,066	4,560
9°	25,16	0,83	24,90	38,750	1,092	4,672
10°	28,12	0,84	25,20	39,690	1,119	4,785
11°	31,02	0,86	25,80	41,600	1,173	5,015
12°	34,04	0,87	26,10	42,570	1,200	5,132
13°	37,00	0,88	26,40	43,560	1,228	5,251
14°	39,96	0,89	26,70	44,550	1,256	5,371
15°	42,92	0,90	27,00	45,560	1,285	5,493



FIGURA 4.8a e 4.8b – Forças de arrasto em cada pavimento das estruturas